بررسی رفتار لرزه ای و مشخصات مفاصل سازه ای تیرها و قابهای کامپوزیت سیمانی مسلح توانمند HPFRCC

محمد کاظم شربتدار^۱*، زکیه سادات شریعت پناهی ^۲

۱–دانشیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان، سمنان، ایران ۲– کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان ، سمنان، ایران

حكيده

بتن های الیافی توانمند سیمانی کامپوزیتی HPFRCC دارای خصوصیات مناسب نسبت به بتن معمولی و دارای رفتار سختشوندگی کرنش تحت کشش و قابلیت جذب انرژی بالا بوده و منجر به سازه هایی با ظرفیت بالاتر و تامین ایمنی بیشتر در برابر زلزله نایل می شوند و از طرفی فیوزهای سازه ای، نقاطی از سازه هستند که به سبب اعمال نیرو های داخلی زیاد مستعد تخریب شده و مفاصل پلاستیک در آن ها متمرکز شده و تخریب های احتمالی آغاز می گردد، لذا این مصالح نوین میتوانند بعنوان فیوزهای سازه ای بازه ای باز روند. نحوه تشکیل و خصوصیات مفاصل پلاستیک در تیرها و قاب های ساخته شده با HPFRCC با درنظرگرفتن ۱۲ تیر و ۱۲ قاب بتنی در این مقاله مورد بررسی قرار گرفت و متغیرهایی نظیر مقاومت فشاری و نوع بتن معمولی و HPFRCL و درصد بار قائم ستون ها انتخاب شدند و بقیه پارامترها ثابت فرض شدند. نتایج نشان داد که در تیرهای THPFRCC با افزایش مقاومت فشاری، مقادیر نیروی و تغییرمکان حداکثر، انحنا و طول ناحیه پلاستیک افزایش یافت. تیرهای تحت بارگذاری دو نقطه ای دارای بیشترین تغییرمکان و جذب انرژی و تحت بارگذاری یکنواخت، بیشترین نیرو و تیرهای تحت بارگذاری دو نقطه ای دارای بیشترین ناحیه پلاستیک نسبت به تیرهای تحت بارگذاری یکنواخت، بیشترین نیرو و تیرهای تحت بارگذاری دو نقطه ای دارای مقدار بیشتر طول نیروی و تغییرمکان و جذب انرژی و تحت بارگذاری یکنواخت، بیشترین نیرو و تیرهای تحت بارگذاری دو نقطه ای دارای مقدار بیشتر طول ناحیه پلاستیک نسبت به قاب بتنی مشابه خود بوده و میزان انحنا و طول ناحیه پلاستیک نیز به ترتیب تا ۱۸/ و نارای و نوع باز مقاد ای دارای مقدار بیشتر طول به قاب های ST

كلمات كليدى: عملكرد لرزه اى. مفصل پلاستيك، HPFRCC، انحناء، طول ناحيه پلاستيك

«نویسنده مسئول: --------پست الکترونیکی: msharbatdar@semnan.ac.ir

تاريخ دريافت مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، تاريخ پذيرش مقاله: ۰۰/۰۰/۰۰

۱– مقدمه

بتن یکی از مهمترین مصالح ساختمانی است که استفاده از آن در همه کشورهای دنیا رو به افزایش است ولی یکی از معایب آن شکنندگی است که الیاف مسلح کننده نقش مهمی برای رفع این معایب داشته است و در سالهای اخیر شاهد پیشرفتهای چشمگیر و زیادی در کامپوزیتهای سیمانی مسلح الیافی (FRCC) بودهاند و استفاده از کامپوزیتهای سیمانی مسلح اليافي توانمند (HPFRCC) بعنوان مصالح توانمند به جاي مصالح متداول براي افزايش ظرفيت سازهها در برابر زلزله و دوام از مدتها پیش مد نظر پژوهشگران قرار گرفته و مطالعات بسیاری را به خود اختصاص داده است. نامان و رینهارت مصالحی را معرفی نمودند که شامل یک بخش سختشوندگی کرنش در منحنی تنش-کرنش کششی و شامل ملات سیمانی بدون درشت دانه بودند[۱]. رامولدی و همکاران و در سالهای اخیر نیز ترکیب انواع الیاف با طولهای مختلف و تاثیر الیاف فولادی بر کاهش شکنندگی بتن را در دستور کار قرار داده [۴-۲] و بعدا تولید یک مصالح بتن الیافی با رفتار کششی شکل پذیر مورد توجه قرار گرفت و کرنچل و استانگ با کاربرد مناسب الیاف بههم پیوسته به شکل پذیری کششی ۱۰۰ برابر نسبت به بتن معمولی دست یافتند [۵] و نامان و رینهارت نوع جدیدی از بتن الیافی با الیاف به هم پیوسته تحت عنوان بتن مسلح بافته شده (TRC) ارائه نمودند و گسترش دانش در خصوص چگونگی تاثیر الیاف بر ملات، منجر به تدوین توصیههایی در مورد طراحی سازهای توسط موسسه RILEM گردید [۴]. الیاف فولادی حلقوی و گیره ای سبب افزایش قابل ملاحظه طاقت فشاری بتن میشود[۶] و در کامپوزیت دوکتال [۷] از یک ملات متراکم و سفت به منظور افزایش مقاومت کششی و فشاری مصالح استفاده می شود و الیاف به این مجموعه اضافه می گردد تا با شکنندگی بالای این ملات مقابله نماید و مصالح کامپوزیت سیمانی مهندسی ECC دارای شکل پذیری کششی بواسطه گسترش ترکهای ریز می باشد و کمیته فنی RILEM بر خاصیت سخت شوندگی کرنش این مصالح تاکید گردد و نام کامپوزیتهای سیمانی با سخت شوندگی کرنش یا SHCC برای آن انتخاب گردید و انجمن مهندسین عمران ژاپن نام کامپوزیتهای مسلح سیمانی الیافی با ترکهای ریز چندگانهMFCFRCC استفاده کرد [۸] . اما هم چنان نام ECC که توسط لی و همکاران در دانشگاه میشیگان انتخاب شده است دارای بیشترین کاربرد میباشد و دارای کاربردهای فراوانی بخصوص بتن خودمتراکم و بتن ها با مقاومت بالا می باشد [۱۲-۱۰]. مصالح دیگری با خواص مشابه پیشرفته CARDIFRC مانند CARDIFRC و UHPC (ترکیب دو مفهوم UHPC و FRC) (FRC) به منظور ترمیم و بهسازی اعضای سازهای استفاده شد و لی، ونگ و چیو نیز با حذف کلیه سنگدانههای درشت و بهبود همگنی، افزایش تراکم با بهینهسازی اندازه دانهها و فشردهسازی، پودر فعال (RPC) را ابداع کردند[۱۵]. تشکیل ترکهای ریز چندگانه مشخصه اصلی تامین شکل پذیری کششی مصالح HPFRCC است و مطالعات یانگ و همکاران نشان داد که عرض ترک پایدار یک ویژگی ذاتی HPFRCC است و تا زمان موضعی شدن ترکها و تشکیل صفحه شکست ادامه دارد [۱۶] و مدول گسیختگی HPFRCC نیز در حالت اولین ترکخوردگی و حالت نهایی متفاوت است[۱۷]. روابط متعدد پیشنهادی برای منحنیهای تنش- کرنش فشاری و کششی HPFRCC مانند شکل ۱ ارائه داده شده اند که معمولا منحنی به صورت خطی تا تنش و کرنش معادل اولین ترکخوردگی بوده و با كاهش سختي نسبت به سختي اوليه، رفتار سخت شوندگي كرنش آغاز مي گردد تا به نقطهي متناظر با تنش كششي حداکثر و کرنش متناظر آن میرسد و ترکهای چندگانه شکل می گیرد و سپس شکست نمونه در یک نقطه متمرکز شده و منحنی نیز با یک روند کاهشی به نقطه تنش صفر و کرنش نهایی کششی میرسد [۱۹–۱۸] . مصالح HPFRCC نسبت به بتن معمولی دارای مدول الاستیسیته پایینتر و عددی بین ۱۲ تا ۵۳ گیگاپاسکال [۲۰] و ضریب پواسون بیش تری از بتن معمولی بین ۱/۱۵ تا ۰/۲۲ دارد. بررسی های فراوانی در خصوص رفتار خمشی HPFRCC متاثر از شکل پذیری کششی و میکروتر کهای چندگانه در انتهای تیر و اجازه تحمل انحناهای بزرگ شده است[۲1] که مدول گسیختگی تیر به ۱۰ تا ۱۵ مگاپاسکال میرسد. روش های مختلفی برای افزایش سهولت اجرا و خواص مهندسی و خمشی ستون ها وجود دارد که استفاده از ستون های مرکب بتنی-فلزی بصورت سنتی جایگزین خوبی است [۲۲] ولی امروزه با بکارگیری الیاف کامپوزیتی براحی به این خواص دسترسی پیدا می شود لذا اگر یک مقطع HPFRCC که با میلگردهای فولادی نیز مسلح شده است تحت اثر خمش قرار گیرد، مطابق شکل ۲ می تواند رفتاری در ۵ مرحله از خود نشان دهد، در مرحلهی اول بخش های کششی و فشاری HPFRCC و میلگردهای فولادی کششی در حالت خطی هستند، در مرحلهی دوم بخش کششی مصالح HPFRCC وارد فاز پلاستیک می شود. اما بخش فشاری آن و میلگردهای فولادی کششی در حالت خطی هستند، در مرحلهی سوم بخش کششی مصالح HPFRCC و میلگردهای فولادی کششی وارد فاز پلاستیک می شوند و HPFRCC فشاری همچنان خطی است، در مرحلهی چهارم بخش های کششی و فشاری HPFRCC وارد حالت پلاستیک می شوند و میلگردهای فولادی کششی در حالت خطی هستند، و در مرحلهی پنجم: بخش های کششی و فشاری HPFRCC و میلگردهای فولادی کششی وارد حالت پلاستیک می مرحلهی فولادی کششی وارد حالت پلاستیک می مرحله و میلگردهای فولادی کششی در حالت خطی است، در مرحله و در مرک می مرحله و مر



شکل۱- منحنی تنش-کرنش کششی و فشاری HPFRCC [۲۷]



شکل ۲- مراحل مختلف رفتاری مصالح HPFRCC تحت خمش [۲۳]

کاربردهای ویژه کامپوزیتهای سیمانی مسلح الیافی توانمند شامل عرشه پلها و سازههای بسیار بلند، سازههای مقاوم در برابر انفجار، سازههای مربوط به بانکها و سازه میراگر میانقابی و همچنین تیرهای رابط در دیوار برشی کوپله میباشد که می تواند باعث کاهش میلگردها در قاب ها و دیوارهای برشی گردد [۲۴] . ضمنا ابریشمی [۲۵] آزمایشاتی بر روی تیرهای ساخته شده با این بتن ها انجام دادند و نتایج نشان داد مقاومت نهایی و شکل پذیری تیر و کرنش کششی نهایی مصالح افزایش یافت. همتی [۲۶] هم رفتار خمشی تیرهای ساخته شده با مصالح HPFRCC را بررسی کرد و نتایج نشان داد که بیشترین شکلپذیری در تیر ساخته شده با مصالح HPFRCC کامل اتفاق افتاد و تغییرمکان نهایی و شکل پذیری مقطع بین ۱۱ تا ۹۰ درصد نسبت به تیر بتنی کامل افزایش مییابد. فوکویاما و همکارانش [۲۷] رفتار تیر با مصالح بتن معمولی کامل و تیرها با مصالح HPFRCC را تحت بارگذاری سیکلی مورد آزمایش قرار دادند و نتایج خوبی ارائه شد و پارا و همکارانش [۲۸] نیز رفتار تیر کوپله با مصالح شکل پذیر را بررسی کردند و نتیجه گرفتند که استفاده از بتن الیافی در مقایسه با بتن معمولی سبب افزایش شکل پذیری ، ۵۰ درصد کاهش در آرماتورهای قطری، امکان حذف آرماتور قطری می شود. در یک تحقیق ازمایشگاهی چشمه اتصال تیر- ستون در نواحی مفاصل پلاستیک، با مصالح HPFRCC جایگزین شد و آرماتور های برشی در این نواحی حذف گردیدند و نتایج نشان داد که این اتصالات جایگزین شده با مصالح HPFRCC، قادرند در نیروهای برشی زیاد، رفتاری مناسب از خود نشان دهند و تغییر شکل جانبی تا حد ۵% را بدون ایجاد آسیب دیدگی تحمل نمودند[۲۹] در تحقیق دیگری نشان دادند که استفاده از الیاف معمولی به همراه الیاف فولادی سبب افزایش سهم ملات در مقاومت کامپوزیت شده و سبب انتقال تنش از ملات به الیاف می شود[۳۰] و استفاده از وصله ی HPFRCC باعث بهبود مقاومت در تیرهای بتن مسلح با آرماتور های خورده شده ، افزایش ظرفیت کششی ، کاهش زمان ، سرعت و میزان آسیب های ایجاد شده در اثر خمش و کاهش پیشروی ترک ها می شود[۳۱]. همتی [۲۶] رفتار خمشی قابهای بتنی و HPFRCC را بصورت آزمایشگاهی و عددی بررسی کردند و نتایج نشان داد که قاب RH دارای بیشترین تغییرمکان جانبی است و قاب RCH بیشترین نیرو را دارد. در تحقیق دیگری [۳۲] دو دیوار برشی مشابه از مصالح RECC و RC را مورد مطالعه عددی قرار گرفتند و منحنی های هیسترزیس با هم مقایسه شدند و مطالعات آزمایشگاهی و عددی را بر روی تیرها، دیوارها، دیواربرشی ها، تیرهای کوپله، ستون ها و اتصالات با هدف تقویت و نوسازی سازه های موجود با مصالح HPFRCC انجام شد. بسیاری از قابهای بتنی موجود بدلیل استفاده از مصالح بتنی معمولی با شکلپذیری پائین نیاز به تقویت بخصوص با مصالح پلیمری FRP دارند [۳۴–۳۳] و در مواردی هم از ملات های HPFRCC بصورت درجا یا پیش ساخته با خواص انعطاف پذیری بالا برای تقویت اعضاء بتنی مانند دال های دوطرفه استفاده شده است .[79-70]

۲- معرفی نرمافزار و مشخصات هندسی سازه

از ABAQUS که یک نرمافزار غیرخطی اجزای محدود میباشد برای انجام تحلیلها استفاده میشود و برای مدل سازی کامپوزیت HPFRCC از گزینه Concrete Damage Plasticity استفاده و دو مکانیزم انهدام بتن بصورت تر کخوردگی تحت کامش و خردشدگی تحت فشار پیشبینی شد و منحنیهای تنش-کرنش بتن معمولی و HPFRCC در اشکال ۳ و ۴ نشان کشش و خردشدگی تحت فشار پیشبینی شد و منحنیهای تنش-کرنش بتن معمولی و PhercC در اشکال ۳ و ۴ نشان منده شده اند که منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش از یک رابطه خطی تا رسیدن به تنش σ_{10} (مقاومت کششی نهایی) داده شده اند که منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش از یک رابطه خطی تا رسیدن به تنش σ_{10} (مقاومت کششی نهایی) پیروی میکند و از این نقطه به بعد با شروع تر کخوردگیها در بتن، شاخه نرم شوندهی منحنی آغاز میگردد[۳۳-۳] و منحنی تنش-کرنش بتن در فشار نیز تا تنش σ_{20} (تسلیم اولیه) بصورت خطی حرکت میکند سپس مرحله غیرخطی و افزاینده منحنی شروع میشود و تا نقطه یه بعد با شروع تر ک σ_{20} (تسلیم اولیه) بصورت خطی حرکت میکند سپس مرحله غیرخطی و افزاینده منحنی شروع میشود و تا نقطه مربوط به تنش σ_{20} (تنش نهایی) ادامه می یابد که همان نقطه مقاومت فشاری بتن است. از این نقطه به بعد شاد نیز تا تنش σ_{20} (تسلیم اولیه) بصورت خطی حرکت میکند سپس مرحله غیرخطی و بست. از این نقطه به بعد شاخه نرم شونده منحنی آغاز میگردد و بتن تحت فشار، خرد میشود. متغیرهای d_{1} محرایبی است. از این نقطه به بعد شاخه نرم شونده منحنی مقاومت بتن میباشد. هنگامی که مصالح HPFRCC مشان دهده ی بتن میباشد. هنگامی که مصالح HPTCC می ای را بر گذاری از این ایشان ده در یک میشود. منحنی تنش حران و ۱ بیانگر از دست رفتن تمام مقاومت بتن میباشد. هنگامی که مصالح HPFRCC میشان دو بر گذاری از این در برم افزار وارد نرم افزاد وارد برگذاری افزاینده در یک جهت قرار داشته و بارگذاری رفت و برگشتی به آن اعمال نمیشود منحنی پوش در نرم افزار وارد میگردند که از به هم پیوستن نقاط دارای تنش حداکثر در تاریخچه بارگذاری تشکیل میگرده. منحنی تنش-کرنش استفاده میرد درم این شرده در یک جهت قرار دارای تنش ما میشود. برای میلگردها نیز بصورت دوخطی مطابق شکل ۵ وارد میشود. برای میله میشود منحنی تش میش میشود در نرم افزار وارد میکمبی ۲۰ گرهی ماماع دیز مولی ای میلی در ایر میشود. برای میلی در ایمان می ورد. در ایمنها می میده



شکل ۳- منحنی تنش-کرنش بتن معمولی[۳۹-۳۹]



شکل ۴- منحنی تنش-کرنش HPFRCC تحت بارگذاری رفت و برگشتی [۳۹]



شکل ۶- المان مکعبی Solid ۲۰ Solid و المان دو بعدی Truss [۳۹]



شكل ۵- منحنى تنش-كرنش فولاد

اعتبارسنجی تیرها و قاب ها

برای اعتبارسنجی مدل سازی از نمونه های آزمایشگاهی استفاده شده است و تیرهای دو سر ساخته شده با بتن معمولی (RC) و تیر با مصالح RH) HPFRCC (RH) مطابق شکل ۷ در نظر گرفته شدندکه بار به صورت افزاینده و در حالت دونقطهای اعمال شد و از فولاد و بتن های معمولی و الیافی با مشخصات بدست آمده در آزمایشگاه در مدل سازی استفاده شد[۳۰]. برای کالیبره کردن تیر با بتن معمولی با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال با طرح اختلاط معمولی، دو نوع شبکهبندی ۵۰ در ۵۰ و ۶۰ در ۶۰ میلیمتر و برای تیرهای با بتن الیافی ساخته شده با الیاف PP و مقاومت فشاری حدود ۲۵ مگاپاسکال نیز شبکهبندی ۵۰ در ۵۰ و ۷۵ در ۷۵ میلیمتر اختیار گردید که مطابق شکل ۸ در هر دو حالت شبکهبندی ۵۰ در ۵۰ تطابق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی منحنی بار-تغییرمکان داشته و کمتر از ۱۰ و ۴٪ خطا در بار و تغییر مکان ماکزیمم تیرهای بتنی معمولی و الیافی دارد لذا به عنوان مدل مورد بررسی انتخاب می گردد. قاب های ساخته شده با بتن معمولی کامل (RC) و با HPFRCC (RH) به صورت آزمایشگاهی تحت نیروهای قائم ثابت و افقی افزاینده قرار گرفتند با مشخصات شکل ۹ نیز برای اعتبارسنجی در نظر گرفته شدند[۲۶]. برای کالیبره کردن آزمایش ها، دو نوع شبکهبندیهای ۶۰ در ۶۰ میلیمتر برای قاب RC و ۶۵ در ۶۵ میلیمتر برای قاب RH بر گزیده شد که مقایسه منحنیهای نیرو-تغییرمکان جانبی این دو قاب در حالات آزمایشگاهی و عددی در شکل ۱۰ ارائه شده است. مقایسه نشان می دهد که در تیر بتنی معمولی شبکهبندی ۶۰ در ۶۰ مناسب تر و خطای کمتر از ۹ درصد و در تیر بتنی HPFRCC شبکهبندی ۶۵ در ۶۵ مناسب تر و خطای کمتر از ۳ درصد در بار جانبی و بار ماکزیمم می باشند.



شکل ۷- جزئیات تیرهای بتن معمولی و HPFRCC آزمایشگاهی[۲۶]

۳. معرفی انواع مدل های تحلیلی و نحوه بارگذاری

الف- تير بتني كامل (RC)

برای بررسی رفتار تیرها و تمرکز بر روی خصوصیات مفاصل سازه ای آن ها، ۱۲ مدل تیر دو سر ساده با دو نوع بتن معمولی و HPFRCC با انواع مقاومت های فشاری (۲۸ و ۳۵ و ۴۸ مگاپاسکال) تحت بار متمرکز دو نقطه ای و گسترده به عنوان متغیر در این تحقیق منظور شده اند. برای بررسی رفتار قاب ها نیز ۱۲ مدل قاب با دو نوع بتن معمولی و HPFRCC تحت بار جانبی افزاینده رفت و برگشتی تحت با و بدون بار فشاری محوری ثابت با انواع مقاومت های فشاری (۳۵ و ۴۸ مگاپاسکال) به عنوان متغیر و ابعاد ثابت عرض و ارتفاع مقطع در این تحقیق منظور شده اند. برای اعمال بار دو نقطه ای به مدل ها، دو بار متمرکز را در فاصله ی ۷۰۰ میلی متر از هم وارد کردیم که فاصله بین محل اعمال هر بار متمرکز تا وسط دهانهی تیر،۳۵۰ میلی متر است و در اعمال بار به صورت گسترده، بار را به صورت فشار بر تک تک گره ها در طول تیر وارد کرده ایم. برا ی اعمال بار رفت



ب- تیر HPFRCC

شکل ۸- منحنی نیرو-تغییرمکان قائم آزمایشگاهی و تحلیلی با دو نوع شبکهبندی



شکل ۹- ابعاد هندسی و شمای کلی قابهای مورد بررسی



شکل ۱۰- مقایسه منحنیهای آزمایشگاهی و عددی قاب های بتنی و الیافی

۴. نتایج تحلیل مدل ها

۴ - ۱ - ۱ - بررسی رفتار تیرهای الیافی توانمند

اثر پارامترهای مختلف مقاومت فشاری بتن و نوع بارگذاری (متمرکز، دونقطه ای و گسترده) تیر را با مقایسه و فتار تیرهای بتنی و HPFRCC و منحنی های مربوطه و محا سبه و مقایسه مقادیر انرژی و چقرمگی و مفصل پلا ستیک در هر دو نوع تیر بررسی می گردد. سطح زیر نمودار منحنی نیرو – جابجایی برابر میزان جذب انرژی است و چقرمگی بعنوان پارامتری برای منجش توان جذب انرژی سازه و بیانگر قابلیت مقاومت مصالح در برابر گ سیختگی می با شد که مطابق ا ستاندارد -ASTM سنجش توان جذب انرژی سازی جذب انرژی سازی معایق استاندارد -ASTM منجش توان جذب انرژی سازه و بیانگر قابلیت مقاومت مصالح در برابر گ سیختگی می با شد که مطابق ا ستاندارد -ASTM منجش توان جذب انرژی سازه و بیانگر قابلیت مقاومت مصالح در برابر گ سیختگی می با شد که مطابق استاندارد -ASTM اولین ترک) تقسیم بر سطح زیر منحنی بار –تغییر شکل تا ۳، ۵/۵، ۱/۱۰ ۵/۵، ۵/۱۰ و ۵/۵۰ و ۱/۵۰ مرابر گر تغییر شکل نمونه در لحظه ایجاد اولین ترک) تقسیم بر سطح زیر منحنی بار –تغییر شکل تا ۳، ۵/۵، ۱/۱۰ ۵/۵، ۵/۱۰ و ۵/۵۰ و ۱/۵۰ مرابر گر تغییر شکل نمونه در لحظه ایجاد نشان می دهند. مفصل پلاستیک عبارت است از مقطعی از عضو که میلگرد کششی در آن به حد جاری شدن ر سیده و هنوز مخون شان می دهند. مفصل پلاستیک عبارت است از مقطعی از عضو که میلگرد کششی در آن به حد جاری شدن ر سیده و هنوز مخول شان می مختیفی از جمله میزان انحناهای جاری شدن (φ) و نهایی (μ) بستگی دارد و روابط متعددی برای محاسبه کرنش بتن به حد نهایی خود نر سیده با شد. ظرفیت دورانی یا میزان دوران مفصل پلاستیک (θ) در تیرهای بن مسلح بی معنوری بن معلی از سیان محاسبه مختیزهای مختلفی از جمل و ظرفیت دورانی یا در (ϕ) و نه یایی (μ) بستگی دارد و روابط متعددی برای محاسبه عنوان مغیرهای مخان از منه می پلاستیک $(\phi + 1)$ می محاسبه این منوی باز می وان به دو قسمت در وی و فایی (ا با با دوران ما معدد و بار گرده محاس و پلاستیک و محاس می مودن بدا دوران کلی تعروران به دو و محاس و بان و بان معایی از بانه می و باستیک $(\phi + 1)$ و سرخ می مود، بدا دوران کلی تیر ایم و ای (ϕ) و نه یای (ϕ) و نه یی و باستیک $(\phi + 1)$ و نه معود، بدا دوران کلی تیر می و باستیک $(\phi + 1)$ و مال بولی از و با می و و ما می و و با ما و می ان و ای از می می و و و مود در تی از و ای و ای و بار و انوی با می و ای مو و در م و و

$$\theta_{P} = \left(\varphi_{u} - \varphi_{y}\right) \cdot l_{P} = \varphi_{P} \cdot l_{P} \tag{1}$$

برای محا سبه مقادیر طول مفصل پلا ستیک و دوران پلا ستیک مقطع مقادیر کرنش در آرماتور کششی و بتن یا HPFRCC فشاری از خروجی نرمافزار استخراج گردیده و با قراردادن مقادیر در ابعاد مختلف تیر و فرض توزیع خطی کرنشها در ارتفاع مقطع، مقدار انحنا را در نقاط مختلف تیر و در المانهای مختلف آن و فاصله بین انحنای حداکثر تا انحنا در جایی که آرماتور کششی در آستانهی تسلیم قرار دارد (طول جاریشدگی) محاسبه شده است و در نهایت با انتگرال گیری و محاسبه مساحتهای معادل مطابق شکل ۱۱ و با بکار بردن معادلات مربوطه، این مقادیر برای تیرهای بتنی و HPFRCC با در نظر گرفتن اثر بر طول مفصل پلاستیک و ظرفیت دورانی تیرها بررسی شده و نتایج به تفکیک ارائه خواهد شد.



شکل ۱۱- نحوه توزیع انحنا در طول تیر در حالت نهایی [۳۸]

تاثير نوع بتن

منحنی نیرو-تغییرمکان نمونه های تیرها ساخته شده با دو نوع متفاوت بتن معمولی و الیافی توانمند HPFRCC با سه نوع بتن با مقاومت های ۲۸، ۳۵، و ۴۸ مگاپاسکال تحت بارگذاری متمرکز دو نقطه ای در شکل ۱۲ ارائه شده است و نتایج تحلیلی این مدلها نیز در جداول ۱ و ۲ آمده است. نتایج حاصل نشان میدهند که نیروی حداکثر در تیرهای بتنی الیافی با مقاومت ۲۸، ۳۵ و۴۸ مگاپاسکال به ترتیب ۱٫۱۶ ، ۱٫۴ و ۱و۱۲ برابر تیر بتنی معمولی بودند و تغییرمکان حداکثر هم به ترتیب حدود ۱٫۸ و ۱٫۲۸ و ۱٫۴۹ برابر و میزان جذب انرژی هم ۲ و ۱٫۸۷ و ۱٫۷۶ برابر تیر بتنی معمولی بودند و تغییرمکان جداکثر هم به ترتیب حدود ۱٫۸

چقرمگی بعنوان پارامتری برای سنجش توان جذب انرژی سازه و بیانگر قابلیت مقاومت مصالح در برابر گ سیختگی می با شد. مطابق استاندارد ASTM-C1018 اگر تغییرشکل نمونه در لحظهی ایجاد اولین ترک برابر δ باشد ، به ترتیب سطح زیر منحنی بار-تغییرشکل تا ۳، ۵/۵، ۱۵/۵، ۱۵/۵، ۲۵/۵ و ۵/۵۰ برابر δ ، تقسیم بر سطح زیر منحنی بار-تغییرشکل تا ۳، ۵/۵، ۱۵/۵، ۱۵/۵ و ۲۵/۵ برابر δ ، تقسیم بر سطح زیر منحنی بار-تغییرشکل تا اولین ترک منحنی بار-تغییرشکل تا ۳، ۵/۵، ۱۵/۵، ۱۵/۵، ۲۵/۵ و 10/۵ برابر δ ، تقسیم بر سطح زیر منحنی بار-تغییرشکل تا ۳، ۵/۵، ۱۵/۵، ۱۵/۵ و ۲۵/۵ برابر δ ، تقسیم بر سطح زیر منحنی بار-تغییرشکل تا اولین ترک منحنی بار-تغییرشکل تا ۳، ۵/۵، ای ۱۵/۵، ۲۵/۵ و 10/۵ برابر δ ، تقسیم بر سطح زیر منحنی بار-تغییرشکل تا اولین ترک منحنی بار-تغییرشکل تا ۳، ۵/۵، ای ۱۵/۵، ای ۲۵/۵ و 10/۵ نشان می دهند، لذا اندیس های چقرمگی همه تیرهای الیافی با مقاومت ۲۸ ما ۳۰ و ۴۸ مگاپاسکال به بزرگتر از تیرهای بتن معمولی بودند. طول مفصل پلاستیک (I_p) هم ۱٫۵، ۳٫۵۰ برابر و همچنین انحنای حداکثر(μ) هم ۱٫۵، ۲٫۶۰ برابر و همچنین انحنای حداکثر(μ) هم ۱٫۵، ۳٫۶۰ برابر و ۲٫۹۰ برابر تیر بتنی معمولی بودند. نتایج نشان می دهند تیرها با مصالح ۲۰٫۳٬۰۰۰ و ۲٫۰۴ برابر تیر بتنی معمولی بودند. نتایج نشان می دهند تیرها با مصالح ۲۰٫۰۴ درای نیروی حداکثر، تغییرمکان حداکثر و میزان جذب انرژی بزرگتری نسبت به تیرهای بتنی معمولی می باشند که دلیل این موضوع دراکثر، تغییرمکان حداکثر و میزان جذب انرژی بزرگتری نسبت به تیرهای بتنی معمولی می باشدند که دلیل این موضوع وجود الیاف در کامپوزیت HPFRCC او حفظ یکپارچگی و مکانیزمهای پل زدن و بیرون کشیده شدن می باشد و لذا آرماتورهای خوسوع دراکش می در گاری برگتری در اعمانی می دان بیرو و تغییرمکان و شکلی دری این تیرها وجود الیاف در کامپوزیت حمولی می باز گاری برابر می داند می باشد و ندا آرماتورهای کششدی و بین فشاری هم کرنش بیشد دری را تری با توجه به مناهدات شکل ۱۳ نتایج نشان می دهند که تیرها با مالح کشرمه ای می از در ای می از در ای می با می می با می می با می در ای می با می داند. می می با می داند می با می می می با می داند می می می می می در می در ای می می می با می می می با می داند می می می می داند.

تاثیر مقاومت فشاری بتن

همان گونه که در شکل ۱۴ مشاهده می شود نیروی حداکثر، تغییر مکان حداکثر و میزان جذب انرژی نمونهی بتنی معمولی با مقاومت فشاری ۴۸مگاپاسکال به ترتیب حدود ۱/۴۶ ، ۱/۱۵ و۱/۴۶ برابر نمونه بتن معمولی با مقاومت ۲۸ مگاپاسکال ولی همراه با کاهش ۲۵ درصدی شکل پذیری است و تیر بتن الیافی با مقاومت فشاری ۴۸مگاپاسکال، نیروی حداکثر، تغییر مکان حداکثر و میزان جذب انرژی و شکل پذیری به ترتیب حدود ۱/۶۲ ، ۱/۵۶ و ۲/۴۵ و ۱٫۲۵ برابر نمونه تیر مشابه با مقاومت ۲۸ مگاپاسکال است ، بنابراین در تیرهای بتنی و HPFRCC با افزایش حدود ۷۰ درصدی مقاومت فشاری بتن و HPFRCC، مقادیر نیروی حداکثر، تغییرمکان حداکثر و میزان جذب انرژی تیرها بطور قابل توجه افزایش می یابند. ضمن جدول ۳ نشان داد که اندیس چقرمگی در بتن معمولی تغییر محسوسی نکرده ولی در تیرهای الیافی تا ۶۷ درصد افزایش یافته است. همان طور که در جدول ۴ مشاهده می شود مدل RC3 با مقاومت فشاری ۴۸، دارای طول مفصل پلاستیک، ظرفیت دورانی و انحنای نهایی در جدول ۴ مشاهده می شود مدل RC3 با مقاومت فشاری ۴۸، دارای طول مفصل پلاستیک، ظرفیت دورانی و انحنای نهایی به ترتیب حدود ۱/۱۰ ، ۳/۱۷ و ۲/۱۰ برابر نسبت به مدل RC1 با مقاومت فشاری ۴۸ دارای طول مفصل پلاستیک، ظرفیت دورانی و انحنای نهایی به ترتیب حدود ۱/۱۰ ، ۳/۱۷ و ۲/۱۱ برابر نسبت به مدل RC1 با مقاومت فشاری ۲۸ می باشد. اما در مدل های SRC و ظرفیت دورانی و انحنای مقاومت فشاری ۳۵ می باشد. اما در مدل های SRC و قادر برای مقاومت فشاری ۳۵ می باشد. اما در مدل های SRC و انحنای نهایی مدل RC2 می باشد. هم چنین این مقادیر برای مدل RC2 به ترتیب حدود ۱/۱۰ ، ۲/۱۱ و ۲/۱۱ برابر نسبت به مدل RC1 با مقاومت فشاری ۳۵ می باشد. اما در مدل های SRC و ظرفیت دورانی و قاومت فرای مقاومت فشاری ۳۵ می باشد. اما در مدل RC1 با جراین نسبت به مدل RC2 می باشد. اما در مدل های SRC و ظرفیت دورانی مقاومت فشاری ۵۰ می باشد. اما در مدل های SRC و ظرفیت دورانی مقاومت فشاری ۵۰ می باشد. اما در مدل های SRC و ظرفیت دورانی مقاومت فشاری ۵۰ می با در مدل های پلاستیک و ظرفیت دورانی مقاومت فشاری ۵۰ می باد. به نظر می رسد که دلیل این موضوع نوع گرداری تکیه گاه ها در این مدل ها باشد.



شکل ۱۲– مقایسه منحنی های نیرو-تغییرمکان تیرها با دو نوع بتن معمولی و HPFRCC تحت بار دونقطه ای



شکل ۱۳– تغییرات l_p و $heta_p$ در تیرهای بتنی و HPFRCC با مقاومتهای فشاری مختلف $heta_p$

تاثیر نوع و مقاومت بتن ها در رفتار تیرها تحت بار گسترده یکنواخت بررسی شده و نتایج در منحنی نیرو-تغییرمکان شکل ۱۵ ارائه شده اند بطوری که نیروی حداکثر، تغییر مکان حداکثر و میزان جذب انرژی و ضریب شکل پذیری نمونه بتن الیافی با مقاومت فشاری ۴۸مگاپاسکال تحت بار گسترده به ترتیب حدود ۱/۵۸ ، ۱/۰۵ و ۱٫۳۸ و ۱/۱۱ برابر نمونه الیافی مشابه با مقاومت فشاری ۲۸مگاپاسکال است و اندیس چقرمگی هم تا ۴۶ درصد و طول مفصل پلاستیک، ظرفیت دورانی و انحنای نهایی هم به ترتیب حدود ۱/۰۸ ، ۱/۲۰ و ۱/۱۰ برابر افزایش یافتند. بنابراین با مشاهده نتایج مدل ها تحت بارگذاری دو نقطه ای و یکنواخت شکل ۱۶ به نظر می سد که در تیرهای بتنی و HPFRCC با افزایش مقاومت فشاری بتن، مقادیر نیروی حداکثر، تغییرمکان حداکثر، میزان جذب انرژی، ضریب شکل پذیری، طول مفصل پلاستیک، ظرفیت دورانی و انحنای حداکثر تیرها افزایش می یابد و میزان تغییرات ظرفیت دورانی در حالت بارگذاری دو نقطه ای بیشتر است ولی تغییرات طول مفصل پلاستیک در هر دو حالت یکسان بود.

جدول ۱- نتایج مقادیر چقرمگی تیرهای بتنی و HPFRCC

الف- مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال

نام مدل	<i>I</i> 5	$\frac{I_{5i}}{I_5(RC1)}$	<i>I</i> 10	$\frac{I_{10i}}{I_{10}(RC1)}$	<i>I</i> 20	$\frac{I_{20i}}{I_{20}(RC1)}$	<i>I</i> 30	$\frac{I_{30i}}{I_{30}(RC1)}$
RC1	5.61	١	17.77	1	24.75	1	59.01	,
RH1	٩٨.٨	1.97	11.51	1.00	47.67	1.79	-	-

نام مدل

RC2

RH18

 I_5

۵.۳۱

۵.٧۶

ج- مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال

مگاپاسکال	۳۵	فشارى	مقاومت	- _
•			-	

*I*10

11.41

15.57

 $\frac{I_{5i}}{I_5(RC2)}$

۱.۰۸

 I_{10i}

I10 (RC1)

۱

۱٬۰۸

I20

19.19

 $\frac{I_{20i}}{I_{20}(RC2)}$

۱

Image: Interpretent state
<thI







شکل ۱۴- مقایسه منحنی های نیرو-تغییرمکان تیرها با مقاومتهای فشاری مختلف تحت بارگذاری دو نقطه ای



شکل ۱۵– منحنی نیرو-تغییرمکان تیرهای HPFRCC با انواع مقاومتهای فشاری تحت بار گسترده

مدل	نام	l _y (mm)	$\frac{l_{yi}}{l_y(RC1)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{_{Pi}}}{\theta_{_{P}}(RCl)}$	l _p (mm)	$\alpha' = \frac{l_p}{d}$	$\frac{l_{pi}}{l_p(RCl)}$	$\phi_u \times 10^{-6}$ (rad/mm)	$\frac{\phi_{wi}}{\phi_w(RC1)}$
RC	:1	۴۰۰	1	-/ ٣٩.٢	3	145	- /V	`	77 71	1
RH	11	۵۰۰	1/16	•/• Y	۵/۱	777	-/44	₩.	۵۰۱۵	t/vf

جدول ۲- مشخصات مفاصل پلاستیک در تیرهای بتنی و HPFRCC الف- مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال

ب- مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال

نام مثل	l _y (mm)	$\frac{I_{yi}}{I_y(RC2)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{_{Pi}}}{\theta_{_P}(RC2)}$	1 _p (mm)	$\alpha' = \frac{I_P}{d}$	$\frac{I_{pi}}{I_p(RC2)}$	$\phi_u \times 10^{-6}$ (rad/mm)	$\frac{\phi_{ai}}{\phi_{a}(RC2)}$
RC2	۴	`	·/- · TFD	١	711	- <i> </i> F	`	T1/T.	N
RH18	۵۵-	174.A	-/- T FT	9/97	۲٩.	-/٨٣	1/74	۵۶	۲/- ۴

ج- مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال

نام مدل	l _y (mm)	$\frac{I_{yi}}{I_y(RC3)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{p_i}}{\theta_p(RC3)}$	l _p (mm)	$\alpha' = \frac{l_p}{d}$	$\frac{l_{\rho i}}{l_{\rho}(RC3)}$	$\phi_u imes 10^{-6}$ (rad/mm)	$\frac{\phi_{ui}}{\phi_{u}(RC3)}$
RC3	۴۰۰	١	·/·· • ٩٣ ٩	١	7-7	۰/۸۲	١	6¶/1	v
RH21	۵۵۰	עדע	-/- " " Y	۲/۵۲	442	1/14	1/f -	142	7/17

جدول ۳- مقادیر اندیس چقرمگی تیرهای بتنی با مقاومتهای فشاری مختلف

نام مدل		$\frac{I_{5i}}{I_5(RC1)}$		$\frac{I_{10i}}{I_{10}(RC)}$	1)	$\frac{I_{20i}}{I_{20}(RCl)}$	130								
	I5		<i>I</i> 10		<i>I</i> 20		150								
RC1	0.41	,	17.77	١	74.77	'	891								
RC2	0.71	۸۹. ۰	11.61	۰.٩٠	59.15	۶L ·	-								
RC3	۵.۶۹	10	18.91	•.99	-	-	-								

i II · · · . _ .

نام مدل		$\frac{I_{5i}}{I_5(RH2)}$		$\frac{I_{10i}}{I_{10}(RH)}$	(2)	$\frac{I_{20i}}{I_{20}(RH2)}$) /30
	<i>I</i> ₅		<i>I</i> 10		<i>I</i> 20		150
RH2	9129	١	15.15	١	17.44	1	-
RH15	٨,۶γ	1.80	14.4.	1.76	-	-	-
RH22	7.77	1.54	۲۰.۳۲	1.00	ft.TD	1.07	YY.YF

الف- بتن معمولي

۴- ۲- بررسی رفتار قاب های الیافی توانمند

تاثیر بار قائم و مقاومت فشاری بر قاب های بتن معمولی

منحنی های نیرو-تغییرمکان جانبی قاب ها با مقاومت فشاری بتن معادل ۳۵ و ۴۸ مگاپاسکال و نیروهای محوری قایم ثابت متفاوت (صفر ، ۳۰ و ۶۰ کیلونیوتن) ستون ها در حدود ۲٫۶ تا ۶ در صد در شکل های ۱۷ و ۱۸ نتایج مربوطه در جدول ۵ نشان داده شده است. مدل های RC7،RC1 و RC8 دارای مقاومت فشاری ۳۵ مگاپا سکال و مدل های RC7 و RC8 به ترتیب دارای بار قائم ۳٪ و۶٪ و RC1 بدون بار قائم و مدل های RC4، و RC9 و RC1 دارای مقاومت فشاری ۴۸ مگاپا سکال و مدل های RC9 و RC1 به ترتیب دارای بار قائم و مدل های RC4، و RC4 و RC1 دارای مقاومت فشاری ۴۸ مگاپا سکال و مدل های RC2 و RC1 به ترتیب دارای بار قائم ۶/۲٪ و ۱۵٪ و RC4 بدون قائم هستند. مشاهده می شود که مدل های با مقاومت فشاری RC4 نسبت به ۳۵ مگاپاسکال دارای حداکثر نیرو و تغییرمکان و جذب انرژی بزرگتری کمتر از ۱۰٪ هستند و با افزایش بار قائم، این مقادیر تا ۶٪ کاهش می یابند. ضـمنا ملاحظه شـد که اندیس های مربوط به پارامتر چقرمگی در تمام مدل ها نزدیک به یکدیگرند و تغییرات بار قائم، تاثیر زیادی در طاقت این مصالح ندارد. مطابق شکل ۱۹ و جدول ۵ با افزایش مقاومت ف شاری، مقادیر انحنا و طول مف صل پلا ستیک افزایش یافته و با افزایش نیروی قائم مقادیر انحنا و طول مف صل پلا ستیک در ستونها کاهش و در تیرها افزایش می یابد. با اعمال نیروی جانبی به هر دو نوع قاب، ترکهای که شی ایدا در محل ات صال نویز به پی در ستون سمت نیرو و سپس در محل اتصال ستون و فونداسیون در ستون مخالف سمت نیرو شکل گرفته و و نهیونا تا می در تیرها افزایش می یابد. با اعمال نیروی جانبی به هر دو نوع قاب، ترکهای که شی ابتدا در محل ات صال ستون ها پی در ستون سمت نیرو و سپس در محل اتصال ستون و فونداسیون در ستون مخالف سمت نیرو شکل گرفته و و نهایتاً در قاب های بدون بار قائم در تیر سمت نیرو و قاب های با بار قائم در چشمه می اتصال سمت مخون یو ایجاد گرمتند.



شکل ۱۶– تغییرات $heta_p$ و l_p در برابر مقاومتهای فشاری مختلف در تیرهای HPFRCC تحت بارگذاریهای مختلف $heta_p$



ب- تحت بار قائم ٣٠كيلو نيوتن(٣٪)

الف-بدون بار قائم

الف- بدون بار قائم



Lateral Displacement(mm)





ج-بار قائم ۶۰کیلو نیوتن(۱/۵٪)

ب-بار قائم ۳۰کیلو نیوتن(۲/۶٪)

شکل ۱۸- منحنی های هیسترزیس مدل های بتنی معمولی با مقاومت فشاری ۴۸مگاپاسکال

جدول ۴- مشخصات مفاصل پلاستیک در تیرهای بتنی با مقاومت های فشاری مختلف

الف- تير بتن معمولي

نام مدل	ly (mm)	$\frac{l_{yi}}{l_y(RC1)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{\rm Pi}}{\theta_{\rm P}(\rm RC1)}$	l _p (mm)	$\alpha' = \frac{l_p}{d}$	$\frac{I_{pi}}{I_p(RC1)}$	$\phi_u \times 10^{-6}$ (rad/mm)	$\frac{\phi_{\omega}}{\phi_u(RCl)}$
RC1	۴	١	•/••٣٩٢	١	199	-/Y	1	77/1	١
RC2	۴۰۰	١	•/••TPD	-/٩٣	104	-/10	•///٩	τι/τ	-/%۵
RC3	۴	١	•/••979	۲/۳۷	۲۰۴	-/٨٢	1/19	69/1	1/49

ب- تير بتن اليافي

نام مدل	l _y (mm)	$\frac{I_{yi}}{I_y(RH2)}$	$\begin{array}{c} \theta_P \times 10^{-6} \\ (rad) \end{array}$	$\frac{\theta_{p_i}}{\theta_p(RH2)}$	l _p (mm)	$\alpha' = \frac{l_p}{d}$	$\frac{l_{pi}}{l_p(RH2)}$	$\phi_{\omega} \times 10^{-6}$ (rad/mm)	$\frac{\phi_{ai}}{\phi_a(RH2)}$
RH2	۵۰۰	١	- /- ۳۵۵	١	YAY	١/٠٣	١	1.4	١
RH15	۵۵-	1/1	-/- **1	-/٩۵	191	-/٩Y	-/9.5	٩٨/۵	-/٩۵
RH22	۵۵۰	1/1	•/• ¥AY	1/11	TYY	1/11	1/+A	177	3/37

نام مدل	محل تشكيل	l _y (mm)	$\frac{l_{yi}}{l_y(RC1)}$	$\theta_P \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{p_i}}{\theta_p(RC1)}$	l _p (mm)	$\alpha' = \frac{l_p}{d}$	$\frac{l_{pi}}{l_p(RC1)}$
	تير	۳۳.	1	۰/۰۳۷۸	1	۲۸۸	۲/۸۸	1
RC1	ستون	77.	١	•/•٣٩٣	1	777	1/66	,
RC7	تير	۳۵۰	1/•9	./.241	۱/۰۳	79.	4/4.	1/•1
	ستون	fr.	١/٣-	·/· frr	1/1-	TYA	۱/۸۵	١/٢٠
RC8	تير	۳۵۰	۱/۰۶	./. 41.	۱/۰۵	۳۰۰	٣	۱/۰۴
	ستون	44.	1/89	•/•4**•	۱/۰۹	194	1/19	1/14
RC4	تير	۳۳.	١	•/•٣۶٨	•/٩۴	2269	۳/۷	•/٩٣
	ستون	44.	١/٣٠	./. ***	1/14	445	1/84	١/٢٠
RC9	تير	ττ.	١	• / • ٣٨ ١	- /٩٧	777	۲/۸۴	۰/۹۸
	ستون	42.	1/1-	·/·170	1/11	TYT	1/61	1/17
RC10	تير	77.	١	·/·۴١۶	1/-9	774	۲/۹	1
	ستون	89.	1/14	۰/۰۳۳۱	• /۸۴	***	1/49	•/٩۶

جدول ۵- مشخصات مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون های قاب بتنی معمولی











شکل ۱۹– ترکخوردگی و ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در قابهای بتنی

تاثیر بار قائم و مقاومت فشاری بر قاب های بتن HPFRCC

مدل های RH7، RH7، RH7، و RH4، RH4 و RH4 و RH1 دارای مقاومت فشاری ۳۵ و ۴۸ مگاپاسکال هستند که مدل های RH7 RH8، و RH9 و RH1 و RH1 به ترتیب دارای بار قائم ۳٪، ۶٪ و ۲/۸٪ و ۲/۵٪ و مدل های RH1 و RH4 بدون بار قائم هستند. منحنی نیرو-تغییرمکان جانبی این مدل ها در ا شکال ۲۰ و ۲۱ و نتایج مربوطه در جدول ۶ نشان داده شده ا ست. همان گونه که در این شکل ها و جدول ۴–۴۲ م شاهده می شود، مدل های RH4، RH9 و RH1 با مقاومت ف شاری ۴۸ مگاپا سکال، دارای حداکثر نیرو و تغییرمکان بزرگتری در مقایسه با مدل های RH4، و RH1 و RH8 با مقاومت ف شاری ۳۵ مگاپا سکال، دارای های RH4 و RH1 که بار قائم ندارند، دارای حداکثر نیرو و تغییرمکان بزرگتری در مقایسه با سایر مدل ها با بار قائم هستند. بنابراین با مشاهده ی نتایج به نظر می رسد که با افزایش بار قائم، مقادیر حداکثر نیرو و تغییرمکان کاهش می یابند. این موضوع می واند ناشی از افزایش تنش در آرماتورها به علت اعمال بار قائم بیشتر باشد و سبب می شود که آرماتورها در تغییرمکان جانبی کمتری جاری شوند.



الف- بدون بار قائم ب-بار قائم ٣٠ كيلو نيوتن(٣٪) ج- بار قائم ٤٠ كيلو نيوتن(٤٪)

شکل ۲۰– منحنی های هیسترزیس مدل های HPFRCC با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال



الف- بدون بار قائم ب-بار قائم ٣٠كيلو نيوتن(٢,۶٪) ج- بار قائم ٤٠كيلو نيوتن(٥,١٪)

ی ۴۸ مگاپاسکال	ا مقاومت فشار	HPFRCC با	مدل های	هيسترزيس	منحنی های	شکل ۲۱–
----------------	---------------	-----------	---------	----------	-----------	---------

		بار قائم		F		جذب Δ _{ui} , Ui		چقردگی جذ												
ئام مدل	$f_{c(Mpu)}^{*}$	P (KN)	F _u (kN)	$\frac{F_{w}}{F_{y}(RH1)}$	Δ _v (mm)	$\frac{\Delta_{ui}}{\Delta_y(RH1)}$	ان _{رژی} (kN,m)	$\frac{U_i}{U(RH1)}$	نام مدل	I ₅	$\frac{I_{5i}}{I_5(RH1)}$	110	$\frac{I_{10i}}{I_{10}(RH)}$	120	$\frac{I_{20i}}{I_{20}(RH)}$	130	$rac{I_{30i}}{I_{30}(RH1)}$	150	$rac{I_{50i}}{I_{50}(RH1)}$	Л00
RH1	۳۵	-	٨١.۴٣	١	199.81	١	97.5	١	RH1	۳۵	١	9.99	١	14.64	١	19,75	١	PA.Y7	١	•
RH7	۳۵	۳.	٨١.۴	''	٩٨.٥٩٢	•.99	97.7	•.99	RH7	۳.۷۶	1.17	٧.۴٣	1.09	17.5	۱.۰۲	۲۰.۷۲	۱.۰۸	۵۱.۰۲	1.70	-
RH8	۳۵	۶.	٨١.۴٣	''	190.07	• .99	٨٨.٢٩	11	RH8	7,97	1.19	٧,٢٧	11	۱۳.۰۵	1*	1.14	۱.۰۵	T9.YT	۱.۰۵	-
RH4	44	-	۸۴.۵۳	11	141'44	17	٩٨.۵	١.٠٧	RH4	9.98	۲.۳۷	19.7	17.77	111	Y.94	99124	Y.J.Y.	18.18	f.1f	-
RH9	۴A	٣٠	٨۴.٣٩	11	18-118	17	110.7	1.70	RH9	۷.۱۵	1.11	19.97	7.97	TF.Y-	۲.۷۸	619	۲.۰۲	1,99,7	1.19	-
RH10	44	۶.	1.11	1۴	191	1	99.7	١.٠٧	RH10	٩٨٥	7.77	11.11	r.97	8.3.	77.7	1.1.55	0.111	179.19	1.99	-

جدول ۶- نتایج تحلیل قابهای HPFRCC با مقاومتهای فشاری و نیروهای قائم مختلف

مشخصات پلاستیک این قاب ها شامل طول جاری شدن آرماتور (l_v)، طول مفصل پلاستیک (l_p) و ظرفیت دورانی (θ_p) نیز در جدول ۷ و مقایسه نموداری در شکل ۲۲ ارائه شده است که در مدل های HPFRCC نیز همانند مدل های بتنی، با افزایش مقاومت فشاری، بر مقادیر انحنا و طول مفصل پلاستیک افزوده شده ولی با افزایش نیروی قائم در این نمونه ها مقادیر انحنا و طول مفصل پلاستیک افزوده شده ولی با افزایش نیروی قائم در این نمونه ها مقادیر انحنا و طول مفصل پلاستیک افزوده شده ولی با افزایش نیروی قائم در این نمونه ها مقادیر انحنا و طول مفصل پلاستیک افزوده شده ولی با افزایش نیروی قائم در این نمونه ها مقادیر انحنا و طول مفصل پلاستیک در ستون ها کاهش و درتیرها افزایش یافته است. مطابق شکل ۲۳ با اعمال نیروی جانبی به قاب های HPFRCC در هر دو حالت با و بدون بار قائم، ترکهای کششی ابتدا در محل اتصال ستون به پی در ستون مخالف سمت HPFRCC در محل اتصال ستون به یی در ستون مخالف سمت نیرو و سپس در محل اتصال ستون و فونداسیون در ستون سمت نیرو و نهایتاً در لبه ی تیر سمت نیرو ایجاد گشتند و تشکیل معال محال پلاستیک اتفاق افتاد.

• مقایسه قاب های بتن معمولی و HPFRCC

با مشاهده نتایج به نظر می رسد که مدل های RH7،RH1 وRH8 با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال، دارای حداکثر نیرو و تغییر مکان به ترتیب حدود ۶٪ و ۱۹٪ بیشتر نسبت به مدل های RC7،RC1 وRC8 با همین مقاومت فشاری و مدل های RH4، RH9 و RH1 با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال، دارای حداکثر نیرو و تغییر مکان به ترتیب حدود ۷٪ و ۱۸٪ بیشتر نسبت به مدل های RH7،RH1 و RH8 و RH4 با مقاومت فشاری ۳۵ می باشند. هم چنین مطابق شکل ۲۴، در مدل های RH7،RH1 و RH8 با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال، مقادیر l_p و l_p به ترتیب درتیر، ستونهای سمت نیرو و مخالف سمت نیرو حدود ۱٪، ۲۰٪ و ۵٪ و ۵٪. ۲۲٪ و ۵٪ و ۲۰٪ و ۳۵٪ و ۲۰٪ و ۲۰٪

نام مدل	محل تشكيل	1 _y (mm)	$\frac{l_{yi}}{l_y(RH1)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{p_i}}{\theta_p(RH1)}$	l _p (mm)	$\alpha' = \frac{l_p}{d}$	$\frac{I_{pi}}{I_p(RH1)}$
RH1	تبر سمت نيرو	۲۸۰	١	·	١	799	۲/۷	١
	سٽون سمٽ نيرو	۲۲.	1	۴-1	١	171	1.05	,
RH7	تير سمت نيرو	۳	• 'Ad	· ۴۳۶	.41+	797	7/97	1.17
	سئون سمت نيرو	۲۱۰	• AY		•.41	۲۳۵	104	1
RH8	ٿير سمٿ نيرو	۲۸۰	'n		1.0	TIT	۳/۱۵	14.1
	ستون سمت نيرو	ττ.	١		- AAD	111	1.97	۱ ۴
RH4	تير سمت نيرو	÷	1.0	#TT	· .417	779	¥/#	1.11
	ستون سمت نيرو	۵۰۰	1.29		1.01	144	1.71	1.77
RH9	تير سمت نيرو	۲۰۰	10	111	• AY	22.4	۲/۴	1.11
	سئون سمت نيرو	۵۰۰	۶۵۲		141	797	7.79	1.79
RH10	تير سمت نيرو	۴۰۰	10		.111	TFT	17/199	1.10
	ستون سمت مخالف نيرو	τ۲.	174		• ^1	۲۵۶	1.71	۱.۰۳
	سنون سمت نيرو	۵۰۰	۱۵۶	·۶1Y	101	262	1,11	۲.1۴

جدول ۷- مشخصات مفاصل پلاستیک در تیرهای HPFRCC با مقاومتهای فشاری و نیروهای قائم مختلف



HPFRCC האט די מיני א ני $heta_{p}$ פ l_{p} רי די א א שיער שיני l_{p} האט ייער שיני שיני l_{p}



ب- ترتيب تشكيل مفاصل پلاستيک

الف- تر کخوردگی در لحظه یانهدام

شکل ۲۳- ترکخوردگی و ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در قابهای بتنی HPFRCC



HPFRCC شکل ۲۴– مقایسه تغییرات l_p با مقاومت (θ_p 10 $(35 \ MPa)$ و $(48 \ MPa)$ در قاب های بتنی و

۵– نتیجه گیری

پس از مدل سازی عددی و اعتبار سنجی نمونه های آزمایشگاهی خمشی ساخته شده با بتن معمولی و مصالح HPFRCC ، ۱۲ تیر و ۱۲ قاب بتنی و HPFRCC با متغیرهای متفاوت تحت تحلیل قرار گرفتند که نتایج زیر حاصل گردید:

- تیرهای HPFRCC دارای نیرو و تغییرمکان در حدود ۲۳ ٪ و ۵۲٪ بیشتر از تیرهای بتنی مشابه خود بودند و در هر دو نوع تیر، با افزایش مقاومت فشـاری بتن و HPFRCC، مقادیر نیروی حداکثر، تغییرمکان حداکثر و ضـریب شکل پذیری تیرها افزایش می یابد.
- مقادیر طول مفصل پلاستیک و ظرفیت دورانی و هم چنین انحنای نهایی در تیرها با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال، در مقایسه با تیرها تحت مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال افزایش یافت ولی این مقادیر در تیرها با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال در مقایسه با تیرهای تحت مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال کاهش داشت.
- مقادیر l_p و θ_p تیرها با مصالح HPFRCC با خواص برتر شکل پذیری و سخت شوندگی کرنشی و چقرمگی قابل توجه، دارای θ_p ، l_p و θ_p بزرگتری در مقایسه با بتنی معمولی می باشند.
- در قاب های بتنی و HPFRCC با افزایش مقاومت فشاری، مقادیر حداکثر نیرو و تغییرمکان و انحنا و طول ناحیه پلاستیک افزایش یافت و با افزایش بار قائم، مقادیر حداکثر نیرو و تغییرمکان کاهش و انحنا و طول مفصل پلاستیک در ستونها کاهش و در تیرها افزایش یافتند.
- مشاهده شد که قاب HPFRCC دارای نیروی جانبی و تغییرمکان جانبی به ترتیب حدود ۷ و ۱۸ ٪ بیشتری نسبت به قاب بتنی مشابه خود بوده و میزان انحنا و طول مفصل پلاستیک در قاب RH مورد برر سی، به ترتیب تا ۱/۱۸ و ۱/۳۰ برابر نسبت به قاب RC افزایش یافتند.

مراجع

[1] Naaman, A.E., Reinhardt, H.W. (2003). 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.

[2] Romualdi J.P., Batson G.B. (1963). *Mechanics of crack arrest in concrete*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE Proc., 89(EM3):147–168.

[3] Bolander, J. (1999). Spring network model of fiber reinforced cement composites. *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*. *HPFRCC 3*, H.W. Reinhardt and A.E. Naaman, 341-350.

[4] Vandewalle, L. (2003). *RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, Sigma-epsilondesign method - Final Recommendation.* Materials and Structures 36(262):560-567.

[5] Krenchel, H. Stang, H. (1989). *Stable microcracking in cementitious materials*. In Brittle Matrix Composites 2. A.M. Brandt and J.H. Marshall, eds., 20-33.

[6] Majumdar A.J. Ryder J.R. (1968). Glass fiber reinforcement of cement products. Glass Technol, 9(3), 78-84.

[7] Bache, H. (1981). Densified cement/ultra-fine particle-based materials, CBL Report No. 40, Aalborg Portland, ISBN 87-89132-00-9.

[8] JSCE. (2008). Recommendations for design and construction of high performance fiber reinforced cement composites.

[9] Lepech, M.D. Li, V.C. (2007). Large scale processing of engineered cementitious composites. ACI Materials Journal.

[10] Wang, S. Li, V.C. (2006). *High early strength engineered cementitious composites*. ACI Materials Journal. 103(2), 97-105.

[11] Lepech, M.D., Li, V.C., Robertson, R.E. Keoleian, G.A. (2007). *Design of ductile engineered cementitious composites for improved sustainability*. ACI Materials Journal.

[12] Li, V.C., Wu, H.C., and Chan, Y.W. (1996). *Effect of plasma treatment of polyethylene fibers on interface and cementitious composite properties*. J. of Amer. Ceramics Soc., 79 (3), 700-704.

[13] Farhat, F.A., Nicolaides, D., Kanellopoulos, A., Karihaloo, B.L. (2007). *High performance fiber-reinforced cementitious composite (CARDIFRC)-performance and application to retrofitting*, Engineering Fracture Mechanics, 74, 151-167.

[14] Habel, H., Gauvreau, P. (2008). *Response of UHPFRC to impact and static loading*, Cement and Concrete Composites, 938-946.

[15] Lee, M. G., Wang, Y. C, Chiu, C. T. (2007). Apreliminary study of reactive powder concrete as a new repair material, Construction and building materials, 21, 182-189.

[16] Wang, S. (2005). *Michromechanics based matrix design for engineered cementitious composites*, PhD dissertation, Michigan University.

[17] Naaman, A.E., Paramasivam, P., Balazs, G., Bayasi, Z.M., Eibl, J., Erdelyi, L., Hassoun, N.M., Krstulovic, N., Li, V.C. Lohrmann, G. (1996). *Reinforced and prestressed concrete using HPFRCC matrices*. High performance fiber reinforced cement composites 2.

[18] Han, T. S., and Feenstra, P. H., and Billington, S. L. (2003). *Simulation of highly ductile fiber-reinforced cement-based composite components under cyclic loading*, ACI Structural Journal, 100(6), 749-757.

[19] Qian, S. 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.

[20] Li, V.C. (2007). Engineered cementitious composites (ECC) – material, structural, and durability performance, University of Michigan, Ann Arbor, MI 48109

[21] Suwannakarn, S.W. (2009).. Post-cracking characteristics of high performance fiber reinforced cementitious composites, PhD Dissertation, Michigan University.

[22] Ahmadi, M., Kheyrodin, A., Naderpur, H., (1389), Investigation of behaviour and comparison of different design codes

on CFT columns, Journal of modelling in engineering, fourth year, No. 22.

[23] Szerszen, M.M., Szwed, A. Li, V.C. (2006). *Flexural response of reinforced beam with high ductility concrete material*. In Proc. Int. Symp. Brittle Matrix Composites 8. A.M. Brandt, V.C. Li and I.H. Marshall, eds., 263-274.

[24] Canbolat, B. A. Parra-Montesinos, G. J. Wight, J. K. (2005). *Experimental study on the seismic behavior of high-performance fiber reinforced cement composite coupling beams*. Structural Journal, 102(1), 159-166.

[25] Abrishami H.H., Cook, W.D., Mitchell, D. (1995). *Influence of Epoxy Coated Reinforcement on Response of Normal and High-Strength Concrete Beams*. ACI Structural Journal, V. 92, No. 2, pp. 157-166.

[26] Hemmati, A. (1392), Investigation of flexural behaviour of HPFRCC beams and frames. PhD Thesis, Semnan University.

[27] Fukuyama, H., Matzuzaki, Y., Sato, Y., Iso, M. Suwada, H. (2000). Structural performance of engineered cementitious composite elements. *Composite and Hybrid Structures, 6th ASCCS Int'l Conf. on Steel-Concrete Composite Structures,* 969-976.

[28]Parra-Montesinos, G. (2006). Proposed addition to ACI Code 318-05 on shear design provisions for fiber reinforced concrete members.

[29] Xu, Sh., Hou, L.J. Zhang, X.F. (2012). Shear Behavior of Reinforced Ultrahigh Toughness Cementitious Composite Beams without Transverse Reinforcement. National Cheng Kung University, ASCE Structural Journal.

[30]Parra-Montesinos, G. J. (2005), *High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites: An Alternative for Seismic Design of Structures*. ACI Structural Journal, V. 102, No. 5, September-October 2005, pp. 668-675

[31] José Ferrari, V., Bento de Hanai, J. Alves de Souza, R. (2013). *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,48,485–498.

[32] Choi, W.Ch., Yun, H.D., Cho, Ch.G. Feo, L. (2014). Attempts to apply high performance fiber-reinforced cement composite (HPFRCC) to infrastructures in South Korea. Composite Structures 109 (2014) 211–223.

[33] Sharbatdar, M.K, Parsa, H. (1396). The evaluation of strengthening effect of reinforced concrete structures with FRP on seismic dynamic performance of the structures, Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE), :(DOI) 10.22065/jsce.2017.97090.1312.

[34] Kheyroddin, A., Sharbatdar, M.K, Ashari, A. (1395). *Experimental Evaluation of RC Damaged Frames Rehabilitated with CFRP Composite layers at Critical Zones*, Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE), (DOI)10.22065/jsce.2017.86033.1173.

[35] Fallah, M.M., Sharbatdar, M.K., Kheyroddin, A. (1397). *Experimental Study of the Performance of Two-way RC Slabs Retrofitted with High Performance Fibre Reinforced Cement Composite (HPFRCC) prefabricated laminates*, Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE), :(DOI) 10.22065/jsce.2018.120672.1480.

[36] Fallah, M.M., Sharbatdar, M.K., Kheyroddin, A. (1397). *Experimental Strengthening of the Two-way RC Slabs with High Performance Fiber Reinforced Cement Composites Prefabricated sheets*, Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, DOI: 10.22075/jrce.2018.14532.1266.

[37]Help of ABAQUS. (2008). Getting started with ABAQUS.

[38] Park, R., Paulay, T. (1975). Reinforced concrete structures.

[39]Gencturk B., Elnashai A.S. (2012). *Numerical modeling and analysis of ECC structures, materials and structures*, 46(4), 663-682.