

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده عمران و معماری

گروه مهندسی عمران

بررسی رفتار تیرهای بتن آرمه مقاوم شده با پلیمرهای مسلح به الیاف هیبریدی
(Hybrid FRP)

دانشجو: بهمن چای چی مطلق

استاد راهنما:

جناب آقای دکتر فرشید جندقی علایی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

اردیبهشت ۱۳۹۳

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده : عمران و معماری

گروه : مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای بهمن چای چی مطلق

تحت عنوان:

بررسی رفتار تیرهای بتن آرمه مقاوم شده با پلیمرهای مسلح به الیاف هیبریدی (Hybrid FRP)

در تاریخ ۱۳۹۳/۴/۲۳ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه عالی مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی : فرشید جندقی علایی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی : مهدی گلی		نام و نام خانوادگی : وحیدرضا کلات جاری
			نام و نام خانوادگی : مهدی توکلی

تقدیم به:

پدر و مادرم

که با زحمات بی‌دریغشان دشواری‌های زندگی را برای من سهل نمودند و دعای خیرشان توشه راهم بود.

تشکر و قدردانی:

در ابتدا لازم می‌دانم از راهنمایی‌های جناب آقای دکتر فرشید جندقی‌علائی و زحمات کلیه افرادی که در هدایت و تکمیل این مجموعه مرا راهنمایی کرده‌اند، تشکر و قدردانی نمایم، موفقیت روزافزون ایشان را از خداوند متعال خواستارم.

تعهد نامه

اینجانب بهمن چای‌چی مطلق دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران-سازه دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی رفتار تیرهای بتن‌آرمه مقاوم‌شده با پلیمرهای مسلح به الیاف هیبریدی (Hybrid FRP) تحت راهنمایی جناب آقای دکتر فرشید جندقی علایی متعهد می‌شوم .

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « **Shahrood University of Technology** » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.
- تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

چکیده

امروزه استفاده از پلیمرهای مسلح شده با الیاف (FRP) یکی از پرکاربردترین روش‌های مقاوم‌سازی اعضای بتن مسلح می‌باشد. کاربری آسان مواد FRP به علت داشتن وزن کم، مقاومت کششی بالا و عدم خوردگی باعث شده است که این مواد جایگزین مناسبی برای مصالح سنتی و شیوه‌های متعارف موجود باشند.

طی سال‌های اخیر مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح با استفاده از چسباندن ورق‌های FRP به سطح خارجی آن‌ها، از رشد قابل توجهی برخوردار بوده است. با این وجود به دلیل رفتار خطی تنش- کرنش FRP تا حد گسیختگی و نبود سطح جاری‌شدگی، شکل‌پذیری تیرهای بتن مسلح مقاوم‌شده با FRP کاهش قابل ملاحظه‌ای خواهند داشت. استفاده از پلیمرهای مسلح به الیاف هیبریدی (Hybrid FRP) از راهکارهای پیشنهاد شده برای مقابله با شکل‌پذیری کم تیرهای بتن‌آرمه مقاوم‌شده است.

در این پایان‌نامه سعی شده است تا با بهره‌گیری از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS عملکرد خمشی تیرهای بتن مسلح مقاوم‌شده با ورق‌های Hybrid FRP مورد بررسی قرار گیرد. همچنین در ادامه مدلی برای پیش‌بینی پاسخ بار-تغییر مکان و مد گسیختگی تیرهای بتن‌آرمه تقویت شده ارائه می‌گردد. نتایج هر دو تحلیل نشان می‌دهد که استفاده از پلیمرهای مسلح به الیاف هیبریدی در افزایش مقاومت و شکل‌پذیری تیرهای بتن مسلح مقاوم‌شده مؤثر می‌باشد.

واژگان کلیدی: تیر بتن مسلح، مقاوم‌سازی، ورق Hybrid FR، تحلیل اجزای محدود،

شکل‌پذیری، مدل تحلیلی

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
فصل اول - کلیات	۱
۱-۱- مقدمه	۲
۲-۱- انواع الیاف	۳
۱-۲-۱- الیاف شیشه	۴
۲-۲-۱- الیاف کربن	۵
۳-۲-۱- الیاف آرامید	۶
۳-۱- انواع محصولات HYBRID FRP	۷
۴-۱- مشخصات اساسی مصالح کامپوزیت HYBRID FRP	۸
۱-۴-۱- مقاومت در برابر خوردگی	۸
۲-۴-۱- مقاومت کششی	۹
۳-۴-۱- مدول الاستیسیته	۹
۴-۴-۱- وزن مخصوص	۹
۵-۴-۱- عایق بودن	۱۰
۶-۴-۱- خستگی	۱۰
۸-۴-۱- چسبندگی با بتن	۱۰
۹-۴-۱- خم شدن	۱۱
۱۰-۴-۱- دوام کامپوزیت‌های FRP	۱۱
۱۱-۴-۱- رفتار تنش-کرنش کامپوزیت‌های HYBRID FRP	۱۲
فصل دوم - مروری بر مقالات پیشین	۱۵
۱-۲- مقدمه	۱۶

۱۶	۲-۲- بررسی های آزمایشگاهی
۱۶	۱-۲-۲- آزمایش های وو و همکارانش
۱۷	۲-۲-۲- آزمایش های گریس و همکارانش
۱۹	۳-۲-۲- آزمایش های حُسنی و همکارانش
۲۰	۴-۲-۲- آزمایش های ایواشیتا و همکارانش
۲۱	۵-۲-۲- آزمایش های اکبرزاده و مقصودی
۲۲	۶-۲-۲- آزمایش های کیم و شین
۲۳	۷-۲-۲- آزمایش های چوی و همکارانش
۲۷	فصل سوم- روابط حاکم بر مدل سازی
۲۸	۱-۳- پیش درآمدی بر روش اجزای محدود
۳۰	۲-۳- مبانی نظری در تحلیل غیرخطی
۳۰	۱-۲-۳- منشأ رفتار غیرخطی در سازه ها
۳۱	۱-۱-۲-۳- مصالح غیرخطی
۳۱	۲-۱-۲-۳- شرایط مرزی (تکیه گاهی) غیرخطی
۳۲	۳-۱-۲-۳- هندسه غیر خطی
۳۳	۲-۲-۳- حل مسائل غیرخطی
۳۴	۳-۲-۳- همگرایی
۳۶	۳-۳- بررسی مدل های رفتاری مصالح
۳۶	۱-۳-۳- رفتار غیرخطی بتن
۳۸	۲-۳-۳- رفتار بتن ترک خورده در کشش
۳۹	۱-۲-۳-۳- مقاومت کششی بتن
۴۰	۲-۲-۳-۳- فاصله ترک ها در المان های تسلیح شده با آرماتورهای فولادی

- ۴۳ ۳-۲-۳-۳ سخت شدگی کششی
- ۴۷ ۱-۳-۲-۳-۳ مدل ووکیو و کالینز
- ۴۸ ۲-۳-۲-۳-۳ مدل کالینز و میشل
- ۴۸ ۳-۳-۲-۳-۳ مدل شیما و همکارانش
- ۴۹ ۳-۳-۳ رفتار تک محوری بتن در فشار
- ۴۹ ۱-۳-۳-۳ مدل هذلولی هاگنستاد
- ۵۰ ۲-۳-۳-۳ منحنی پایه پوپویک
- ۵۱ ۳-۳-۳-۳ مدل فشاری مایکاووا
- ۵۲ ۴-۳-۳-۳ مدل مندر و همکارانش
- ۵۳ ۴-۳-۳ رفتار فولاد
- ۵۶ ۴-۳ مدل سازی رفتار مصالح در نرم افزار
- ۵۷ ۱-۴-۳ بتن
- ۵۷ ۱-۱-۴-۳ روش ترک پخشی
- ۵۸ ۱-۱-۱-۴-۳ مدل ترک پخشی چرخشی
- ۵۸ ۲-۱-۱-۴-۳ مدل ترک پخشی ثابت
- ۵۹ ۲-۱-۴-۳ مدل آسیب دیدگی پلاستیک بتن
- ۶۰ ۱-۲-۱-۴-۳ رابطه تنش-کرنش
- ۶۰ ۲-۲-۱-۴-۳ متغیرهای سخت شوندگی
- ۶۱ ۳-۲-۱-۴-۳ تابع تسلیم
- ۶۱ ۴-۲-۱-۴-۳ قانون جریان
- ۶۱ ۵-۲-۱-۴-۳ آسیب دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری تک محوری
- ۶۴ ۶-۲-۱-۴-۳ آسیب دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری تناوبی تک محوری
- ۶۵ ۷-۲-۱-۴-۳ آسیب دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری چند محوری

۶۷ معیار تسلیم ۸-۲-۱-۴-۳
۶۹ پتانسیل جریان ۹-۲-۱-۴-۳
۷۰ فولاد ۲-۴-۳
۷۰ ورق‌های FRP ۳-۴-۳
۷۱ مشخصات المان‌ها در نرم‌افزار ABAQUS ۵-۳
۷۱ خانواده المان ۱-۵-۳
۷۲ درجات آزادی ۲-۵-۳
۷۲ تعداد گره‌ها و مرتبه درون‌یابی ۳-۵-۳
۷۳ فرمولاسیون ۴-۵-۳
۷۵ فصل چهارم- بررسی صحت مدل‌سازی
۷۶ مقدمه ۱-۴
۷۶ مدل‌سازی تیر تقویت شده در ABAQUS ۲-۴
۷۶ نحوه مدل‌سازی یک عضو سازه‌ای در ABAQUS ۱-۲-۴
۷۸ مدل‌سازی نمونه آزمایشگاهی ۳-۴
۷۹ مشخصات مصالح ۱-۳-۴
۸۰ بارگذاری ۲-۳-۴
۸۰ مدل‌سازی رفتار مصالح ۳-۳-۴
۸۰ بتن ۱-۳-۳-۴
۸۳ فولاد ۲-۳-۳-۴
۸۴ صفحه تکیه‌گاهی ۳-۳-۳-۴
۸۴ ورق HYBRID FRP ۳-۳-۳-۴
۸۶ انواع المان‌های مورد استفاده ۴-۳-۴

۸۶ بتن ۱-۴-۳-۴
۸۶ فولاد ۲-۴-۳-۴
۸۷ صفحه تکیه گاهی ۳-۴-۳-۵
۸۷ شبکه بندی مدل ۵-۳-۴
۸۸ ارتباط بین مصالح سازنده مدل ۶-۳-۴
۸۹ بارگذاری و شرایط تکیه گاهی ۷-۳-۴
۹۰ روش تحلیل ۸-۳-۴
۹۰ بررسی نتایج بدست آمده از تحلیل اجزای محدود ۹-۳-۴
۹۳ تحلیل حساسیت ۵-۴
۹۴ بررسی حساسیت به شبکه بندی ۱-۵-۴
۹۴ بررسی حساسیت به زاویه اتساع ۲-۵-۴
۹۵ بررسی تأثیر المان های مورد استفاده برای مدل سازی آرماتورها ۳-۵-۴
۹۶ بررسی حساسیت به مدل های رفتاری آرماتور ۴-۵-۴
۹۶ بررسی حساسیت به مدل های رفتار فشاری بتن ۴-۵-۴
۹۷ بررسی حساسیت به مدل های رفتار کششی بتن ۵-۵-۴
۹۹ فصل پنجم - معرفی مدل تحلیلی
۱۰۰ مقدمه ۱-۵
۱۰۱ مدل های مربوط به تحلیل تیرهای تحت خمش ۲-۵
۱۰۳ بتن فشاری ۱-۲-۵
۱۰۵ بتن کششی ۲-۲-۵
۱۰۷ بتن ترک خورده ۳-۲-۵
۱۱۱ آرماتورهای کششی و فشاری ۴-۲-۵

۱۱۲ HYBRID FRP ورق ۵-۲-۵
۱۱۳ نحوه محاسبه تغییر مکان در وسط دهانه تیر ۶-۲-۵
۱۱۶ مقایسه نتایج مدل با نتایج آزمایشگاهی ۳-۵
۱۱۷ پاسخ لنگر- انحنای تیر ۱-۳-۵
۱۱۸ پاسخ بار-تغییر مکان وسط دهانه تیر ۲-۳-۵
۱۱۸ شکل پذیری ۳-۳-۵
۱۱۹ رفتار مصالح ۴-۳-۵
۱۲۱ فصل ششم- مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری
۱۲۲ ۱-۶- مقدمه
۱۲۳ ۲-۶- مشخصات تیرهای تحلیل شده
۱۲۴ ۳-۶- بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی تیر بتن مسلح
۱۲۴ ۱-۳-۶- رفتار بار-تغییر مکان
۱۲۵ ۲-۳-۶- بار گسیختگی تیرها
۱۲۶ ۳-۳-۶- رفتار مصالح
۱۲۸ ۴-۳-۶- شکل پذیری
۱۲۸ ۵-۳-۶- الگوی ترک خوردگی تیرها
۱۲۹ ۴-۶- بررسی اثر مقاومت بتن
۱۳۰ ۱-۴-۶- رفتار بار-تغییر مکان
۱۳۰ ۲-۴-۶- بار گسیختگی تیرها
۱۳۱ ۳-۴-۶- رفتار مصالح
۱۳۳ ۴-۴-۶- شکل پذیری
۱۳۳ ۵-۴-۶- الگوی ترک خوردگی تیرها

۱۳۴	۵-۶- بررسی اثر ضخامت لایه‌های ورق تقویت
۱۳۴	۱-۵-۶- رفتار بار-تغییر مکان
۱۳۵	۲-۵-۶- بار گسیختگی تیرها
۱۳۶	۳-۵-۶- رفتار مصالح
۱۳۸	۴-۵-۶- شکل پذیری
۱۳۸	۵-۵-۶- الگوی ترک خوردگی تیرها
۱۳۹	۶-۶- بررسی اثر هیبریدی ورق تقویت
۱۳۹	۱-۶-۶- رفتار بار-تغییر مکان
۱۴۰	۲-۶-۶- بار گسیختگی تیرها
۱۴۱	۳-۶-۶- رفتار مصالح
۱۴۲	۴-۶-۶- شکل پذیری
۱۴۳	۵-۶-۶- الگوی ترک خوردگی تیرها
۱۴۳	۷-۶- بررسی اثر جنس مصالح تشکیل‌دهنده ورق تقویت
۱۴۵	۱-۷-۶- رفتار بار-تغییر مکان
۱۴۶	۲-۷-۶- بار گسیختگی تیرها
۱۴۶	۳-۶-۶- رفتار مصالح
۱۴۸	۴-۶-۶- شکل پذیری
۱۴۹	فصل هفتم- نتیجه‌گیری و پیشنهادات
۱۵۰	۱-۷- مقدمه
۱۵۰	۲-۷- نتیجه‌گیری
۱۵۳	۳-۷- پیشنهادات
۱۵۵	پیوست

فهرست شکل‌ها

عنوان	صفحه
شکل ۱-۱- ساختار مصالح FRP در سطح میکرومکانیک	۲
شکل ۱-۲- دیاگرام تنش-کرنش HYBRID FRP متشکل از دو نوع الیاف	۱۲
شکل ۱-۲- نتایج آزمایش کشش بر روی ورق‌های کامپوزیت در آزمایش وو و همکارانش	۱۷
شکل ۲-۲- الیاف استفاده شده در آزمایش گریس و همکارانش	۱۸
شکل ۳-۲- رفتار کششی الیاف HYBRID FRP متشکل از دو نوع الیاف	۲۰
شکل ۴-۲- جزئیات تیرهای استفاده شده در آزمایش چوی و همکارانش	۲۴
شکل ۱-۳- منحنی تنش-کرنش برای یک ماده الاستوپلاستیک تحت کشش تک محوری	۳۱
شکل ۲-۳- تیر طره با تغییر در شرایط تکیه‌گاهی	۳۲
شکل ۳-۳- تغییر شکل زیاد انتهای آزاد تیر طره	۳۲
شکل ۴-۳- منحنی غیر خطی بار-تغییر مکان	۳۳
شکل ۵-۳- روش حل نیوتن-رافسون	۳۴
شکل ۶-۳- نیروهای داخلی و خارجی وارد بر یک جسم	۳۴
شکل ۷-۳- اولین تکرار در یک نمو	۳۵
شکل ۸-۴- تکرار دوم نیوتن-رافسون	۳۶
شکل ۹-۴- نمودار تنش-کرنش بتن در (الف) کشش، (ب) فشار	۳۷
شکل ۱۰-۴- گسترش تنش در بتن ترک خورده	۴۱
شکل ۱۱-۴- اثر سخت‌شدگی کششی بر رفتار تغییر شکل بتن مسلح	۴۴
شکل ۱۲-۴- مدل کردن اثر سخت‌شدگی به وسیله گیلبرت و وارنر (۱۹۷۸)	۴۵
شکل ۱۳-۴- رابطه تنش-کرنش فولاد در بتن طبق آیین نامه CEB-FIP	۴۶
شکل ۱۴-۴- رابطه تنش-کرنش بتن در کشش به وسیله ووکیو و کالینز (۱۹۸۶)	۴۸

- شکل ۴-۱۵- مدل فشاری هاگنستاد ۵۰
- شکل ۴-۱۶- مدل فشاری پوپویک ۵۰
- شکل ۴-۱۷- مدل فشاری مایکاوا ۵۱
- شکل ۴-۱۸- مدل تنش-کرنش پیشنهاد شده برای بتن محصور و غیرمحصور تحت بارگذاری یکنوا ۵۳
- شکل ۴-۱۹- مدل رفتار متوسط فولاد ۵۴
- شکل ۴-۲۰- مدل چندخطی سالم و مایکاوا ۵۵
- شکل ۴-۲۱- منحنی شماتیک تنش-کرنش تحت کشش تک محوری ۶۳
- شکل ۴-۲۲- منحنی شماتیک تنش-کرنش در فشار تک محوری ۶۳
- شکل ۴-۲۳- تأثیر فاکتورهای وزنی در بازیابی سختی فشاری ۶۵
- شکل ۴-۲۴- سطح تسلیم بارسلونا در حالت تنش دو محوری ۶۷
- شکل ۴-۲۵- نمونه‌ای از سطح تسلیم مطابق با مقادیر مختلف *KC* ۶۹
- شکل ۴-۲۶- رفتار تنش-کرنش ورق‌های FRP ۷۰
- شکل ۴-۲۷- خانواده المان‌های رایج ۷۱
- شکل ۴-۲۸- المان‌های آجری خطی و آجری مرتبه دوم ۷۳
- شکل ۴-۱- ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری تیر بتن مسلح RCB-2C1C7-D13 ۷۹
- شکل ۴-۲- وضعیت بارگذاری ۸۰
- شکل ۴-۳- منحنی تنش-کرنش استفاده شده در مدل‌سازی برای بتن فشاری ۸۱
- شکل ۴-۴- منحنی تنش-کرنش استفاده شده در مدل‌سازی برای بتن کششی ۸۱
- شکل ۴-۵- مدل الاستیک - سخت‌شدگی خطی برای فولاد ۸۴
- شکل ۴-۶- مدل دو خطی رفتار تنش-کرنش ورق HYBRID FRP ۸۵
- شکل ۴-۷- مقایسه مدل دو خطی فرض شده برای رفتار تنش-کرنش ورق HYBRID FRP با نتایج آزمایش کششی ۸۶
- شکل ۴-۸- نقاط انتگرال‌گیری در المان T3D2 ۸۶

- شکل ۴-۹- شکل و نقاط انتگرال‌گیری المان S4R..... ۸۷
- شکل ۴-۱۰- شبکه بندی تیر بتن مسلح..... ۸۸
- شکل ۴-۱۱- بارگذاری و شرایط مرزی اعمال شده در مدل‌سازی..... ۹۰
- شکل ۴-۱۲- منحنی بار-تغییر مکان تیر بتن مسلح تقویت نشده..... ۹۰
- شکل ۴-۱۳- منحنی بار-کرنش (الف): بتن فشاری، (ب): فولاد کششی، (ج): ورق HYBRID FRP در مدل اجزای محدود..... ۹۲
- شکل ۴-۱۴- نمایش الگوی ترک‌خوردگی تیر کنترل در مدل اجزای محدود..... ۹۲
- شکل ۴-۱۵- بررسی حساسیت به شبکه‌بندی..... ۹۴
- شکل ۴-۱۶- بررسی حساسیت به زاویه اتساع..... ۹۵
- شکل ۴-۱۷- بررسی تأثیر المان‌های مورد استفاده برای مدل‌سازی آرماتورهای فولادی..... ۹۵
- شکل ۴-۱۸- بررسی تأثیر مدل‌های رفتاری مختلف آرماتور..... ۹۶
- شکل ۴-۲۶- بررسی حساسیت به مدل‌های رفتار فشاری بتن..... ۹۷
- شکل ۴-۲۰- بررسی حساسیت به مدل‌های رفتار کششی بتن..... ۹۷
- شکل ۵-۱- فلوچارت برنامه تحلیل تیرهای مقاوم‌شده..... ۱۰۴
- شکل ۵-۲- دیاگرام تنش-کرنش برای بتن تحت فشار..... ۱۰۳
- شکل ۵-۳- دیاگرام تنش-کرنش برای بتن تحت کشش تک محوری..... ۱۰۶
- شکل ۵-۴- توزیع تنش و کرنش تیر مقاوم شده با FRP در امتداد مقطع تیر..... ۱۰۷
- شکل ۵-۵- دیاگرام تنش-عرض ترک برای بتن ترک‌خورده..... ۱۰۸
- شکل ۵-۶- دیاگرام‌های حقیقی تنش-کرنش برای آرماتورهای فولادی..... ۱۱۱
- شکل ۵-۷- دیاگرام ایده‌آل تنش-کرنش برای آرماتورهای فولادی..... ۱۱۲
- شکل ۵-۸- دیاگرام فرض شده برای رفتار تنش-کرنش ورق 2C1C7 در آزمایش وو و همکارانش..... ۱۱۳
- شکل ۵-۹- نمایش پارامترها در بارگذاری چهار نقطه‌ای..... ۱۱۳
- شکل ۵-۱۰- نحوه محاسبه انحناء با داشتن عمق تار خنثی و کرنش تار فشاری..... ۱۱۴

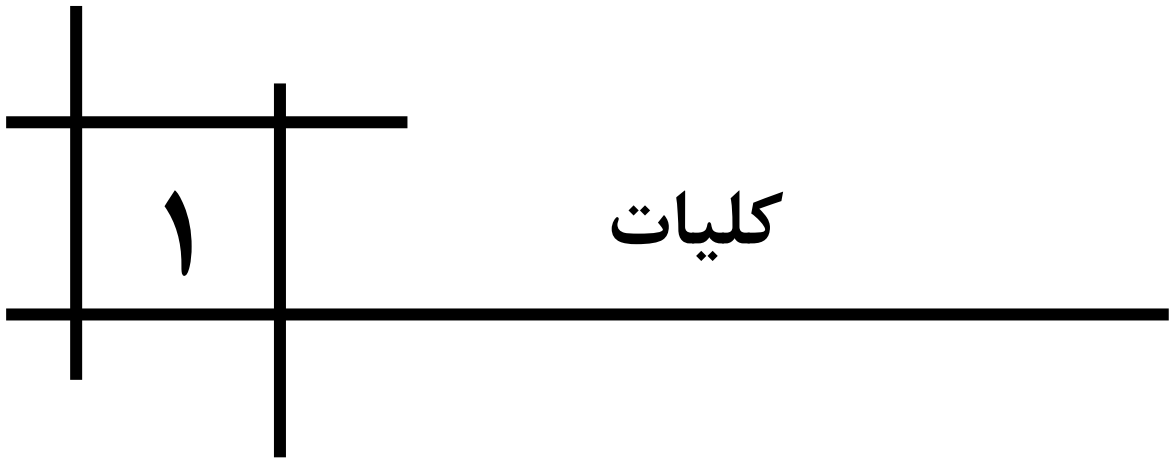
- شکل ۵-۱۱- نحوه محاسبه تغییر مکان در وسط تیر ۱۱۶
- شکل ۵-۱۲- رفتار لنگر-انحنای تیر RCB-2C1C7-D13 در مدل ارائه شده ۱۱۷
- شکل ۵-۱۳- رفتار بار-تغییر مکان تیر RCB-2C1C7-D13 در مدل ارائه شده ۱۱۸
- شکل ۵-۱۴- منحنی بار-کرنش (الف): بتن فشاری، (ب): آرماتور کششی، (ج): ورق HYBRID FRP در مدل تحلیل تیر ۱۲۰
- شکل ۶-۱- موقعیت تکیه‌گاهی و محل اعمال بارگذاری در تیرهای تحلیل شده ۱۲۳
- شکل ۶-۲- جزییات خاموت‌گذاری و ابعاد هندسی تیرهای بتن مسلح تحلیل شده ۱۲۴
- شکل ۶-۳- مقایسه اثر نسبت آرماتورهای کششی بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل اجزای محدود ۱۲۵
- شکل ۶-۴- مقایسه اثر نسبت آرماتورهای کششی بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل تحلیلی ۱۲۵
- شکل ۶-۵- رفتار بار-کرنش در بتن فشاری و ورق HYBRID FRP در تیرهای (الف): BEAM-R-0.65، (ب): BEAM-R-0.94، (ج): BEAM-R-1.11، (د): BEAM-R-1.68 ۱۲۷
- شکل ۶-۶- الگوی ترک‌خوردگی تیر (الف): BEAM-R-0.65، (ب): BEAM-R-0.94، (ج): BEAM-R-1.11، (د): BEAM-R-1.68 ۱۲۹
- شکل ۶-۸- مقایسه اثر مقاومت فشاری بتن بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل تحلیلی ۱۳۰
- شکل ۶-۹- رفتار بار-کرنش در بتن فشاری و ورق HYBRID FRP در تیرهای (الف): BEAM-C-25، (ب): BEAM-C-30، (ج): BEAM-C-35، (د): BEAM-C-40 ۱۳۲
- شکل ۶-۱۰- الگوی ترک‌خوردگی تیر (الف): BEAM-C-25، (ب): BEAM-C-30، (ج): BEAM-C-35، (د): BEAM-C-40 ۱۳۳
- شکل ۶-۱۱- مقایسه اثر مقاومت فشاری بتن بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل اجزای محدود ۱۳۵
- شکل ۶-۱۲- مقایسه اثر مقاومت فشاری بتن بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل تحلیلی ۱۳۵
- شکل ۶-۱۳- رفتار بار-کرنش در بتن فشاری و ورق HYBRID FRP در تیرهای (الف): BEAM-0.8C1+0.2C7، (ب): BEAM-0.6C1+0.4C7، (ج): BEAM-0.4C1+0.6C7، (د): BEAM-0.2C1+0.8C7 ۱۳۷
- شکل ۶-۱۴- الگوی ترک‌خوردگی تیر (الف): BEAM-0.2C1+0.8C7، (ب): BEAM-0.4C1+0.6C7، (ج): BEAM-0.6C1+0.4C7، (د): BEAM-0.8C1+0.2C7 ۱۳۹

- ۱۳۹.....BEAM-0.8C1+0.2C7 (د):، BEAM-0.6C1+0.4C7 (ج):
- شکل ۶-۱۵- مقایسه اثر نوع ورق تقویت بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل اجزای محدود..... ۱۴۰
- شکل ۶-۱۶- مقایسه اثر نوع ورق تقویت بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل تحلیلی..... ۱۴۰
- شکل ۶-۱۷- رفتار بار-کرنش در بتن فشاری و ورق HYBRID FRP در تیرهای (الف): BEAM-C1 ۱۴۲
- (ب): BEAMC7، (ج): BEAM-C1C7..... ۱۴۲
- شکل ۶-۱۸- الگوی ترک خوردگی تیر (الف): BEAM-C1، (ب): BEAM-C7، (ج): BEAM-C1C7 ۱۴۳
- شکل ۶-۱۹- جزییات خاموت گذاری و ابعاد هندسی تیرهای بتن مسلح تحلیل شده..... ۱۴۵
- شکل ۶-۲۰- مقایسه اثر جنس مصالح ورق تقویت بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل تحلیلی..... ۱۴۵
- شکل ۶-۲۱- رفتار بار-کرنش در بتن فشاری و ورق HYBRID FRP در تیرهای (الف): BEAM-
COMB1، (ب): COMB2-BEAM، (ج): BEAM-COMB3، (د): BEAM-COMB4..... ۱۴۸
- شکل ۷-۱- مقایسه شکل پذیری نمونه‌های با نسبت آرماتور کششی متفاوت..... ۱۵۱
- شکل ۷-۲- مقایسه شکل پذیری نمونه‌های با مقاومت فشاری متفاوت..... ۱۵۱
- شکل ۷-۳- مقایسه شکل پذیری نمونه‌های با نسبت‌های حجمی متفاوت لایه‌های ورق تقویت..... ۱۵۲
- شکل ۷-۴- مقایسه شکل پذیری نمونه‌های با نوع ورق تقویت متفاوت..... ۱۵۲
- شکل ۷-۵- مقایسه شکل پذیری نمونه‌های با جنس مصالح ورق تقویت متفاوت..... ۱۵۳

فهرست جداول

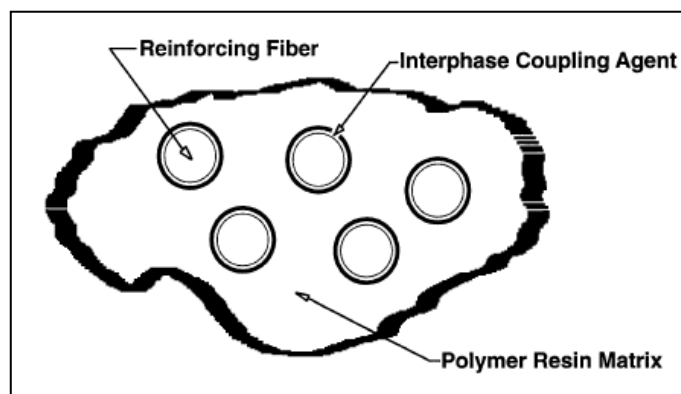
عنوان	صفحه
جدول ۴-۱- مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده در نمونه آزمایشگاهی	۷۹
جدول ۴-۲- مشخصات ورق‌های تقویت	۷۹
جدول ۴-۳- مقادیر مربوط به مدل‌سازی رفتار خطی بتن (پارامترهای الاستیک بتن)	۸۲
جدول ۴-۴- پارامترهای پلاستیسیته مدل CDP	۸۲
جدول ۴-۷- مدول الاستیسیته و ضریب پواسون مورد استفاده در تیر RCB-2C1C7-D13	۸۳
جدول ۴-۸- داده‌های ورودی رفتار پلاستیک آرماتورهای فولادی مورد استفاده در تیر RCB-2C1C7-D13	۸۳
جدول ۴-۹- مدول الاستیسیته و ضریب پواسون صفحه تکیه‌گاه تیر RCB-2C1C7-D13	۸۴
جدول ۴-۱۰- مدول الاستیسیته و ضریب پواسون ورق HYBRID FRP	۸۵
جدول ۴-۱۱- داده‌های ورودی رفتار پلاستیک ورق HYBRID FRP	۸۵
جدول ۴-۱۲- انواع المان‌های انتخاب شده برای مدل‌سازی تیر تقویت‌شده	۸۷
جدول ۴-۱۲- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و تحلیل اجزای محدود تیر RCB-2C1C7-D13	۹۱
جدول ۴-۱۲- شکل‌پذیری در مدل اجزای محدود	۹۳
جدول ۵-۱- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و مدل تحلیل تیر RCB-2C1C7-D13	۱۱۸
جدول ۵-۲- شکل‌پذیری در مدل تحلیل تیر	۱۱۹
جدول ۶-۱- نام و مشخصات نمونه‌های مدل‌شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی	۱۲۴
جدول ۶-۲- بارهای نهایی مربوط به تیرهای با نسبت آرماتور کششی متفاوت	۱۲۶
جدول ۶-۳- بررسی شکل‌پذیری در تیرهای با نسبت آرماتور کششی متفاوت	۱۲۸
جدول ۶-۴- مشخصات مکانیکی بتن در تیرهای با مقاومت فشاری بتن متفاوت	۱۲۹
جدول ۶-۵- بارهای نهایی مربوط به تیرهای با مقاومت فشاری بتن متفاوت	۱۳۱
جدول ۶-۶- بررسی شکل‌پذیری در تیرهای با مقاومت فشاری بتن متفاوت	۱۳۳

- جدول ۶-۷- مشخصات تیرهای با ضخامت لایه‌های مختلف ورق تقویت ۱۳۴
- جدول ۶-۸- بارهای نهایی مربوط به تیرهای با نسبت متفاوت لایه‌های ورق تقویت ۱۳۶
- جدول ۶-۹- بررسی شکل‌پذیری در تیرهای با نسبت متفاوت لایه‌های ورق تقویت ۱۳۸
- جدول ۶-۱۰- مشخصات تیرهای با نوع ورق تقویت متفاوت ۱۳۹
- جدول ۶-۱۱- بارهای نهایی مربوط به تیرهای با نوع ورق تقویت متفاوت ۱۴۱
- جدول ۶-۱۲- بررسی شکل‌پذیری در تیرهای نوع ورق تقویت متفاوت ۱۴۲
- جدول ۶-۱۳- مشخصات مکانیکی الیاف مورد استفاده در مدل‌های اجزای محدود ۱۴۴
- جدول ۶-۱۴- مشخصات ورق‌های تقویت‌کننده تیرهای مدل‌سازی شده ۱۴۴
- جدول ۶-۱۵- بارهای نهایی مربوط به تیرهای با جنس مصالح ورق تقویت متفاوت ۱۴۶
- جدول ۶-۱۶- بررسی شکل‌پذیری در تیرهای با جنس ورق تقویت متفاوت ۱۴۸



۱-۱- مقدمه

در طی دهه‌های اخیر، مزایای تقویت سازه‌های بتن مسلح با استفاده از الیاف مسلح شده پلیمری^۱ FRP توسط محققین زیادی نشان داده شده است. الیاف مسلح شده پلیمری ماده‌ای است مرکب، متشکل از دو بخش اصلی الیاف و ماتریس^۲، که الیاف تقویتی توسط ماتریس پلیمری احاطه شده است. الیاف تأمین کننده مقاومت و سختی کامپوزیت است و ماتریس با شکل دادن به مجموعه الیاف، وظیفه انتقال تنش و کرنش بین الیاف و محافظت از آن‌ها را در برابر عوامل محیطی بر عهده دارد. الیاف می‌توانند در یک جهت و یا در دو جهت با هر زاویه دلخواهی نسبت به هم قرار گیرند [۱]. در شکل ۱-۱ زیر ساختار FRP نشان داده شده است.



شکل ۱-۱- ساختار مصالح FRP در سطح میکرومکانیک [۱]

با مطالعه رفتار سازه‌های بتنی مشخص می‌شود که عوامل متعددی مانند: اشتباهات طراحی و محاسبه، عدم اجرای مناسب، تغییر کاربری، آسیب دیدگی ناشی از وارد شدن بارهای تصادفی، خوردگی بتن و فولاد و شرایط محیطی از دوام آن‌ها می‌کاهد. ضمناً تغییر آیین‌نامه‌های ساختمانی (که باعث تغییر بارگذاری و ضرایب اطمینان می‌شود) نیز سبب ارزیابی و بازنگری مجدد طرح و سازه می‌گردد تا در صورت لزوم، بهسازی و تقویت شوند. سیستم‌های الیاف مسلح شده پلیمری FRP برای

¹ Fiber Reinforced Polymer (FRP)

² Matrix (Resin)

تقویت سازه‌های بتنی پدیدار شده و به عنوان یک جانشین برای روش‌های سنتی از قبیل چسباندن صفحات فولادی، افزایش سطح مقطع با بتن ریزی مجدد و پیش‌تنیدگی خارجی می‌باشد.

با توجه به معایب این روش‌ها مانند بازدهی کم و یا نیاز به امکانات و فن‌آوری خاص امروزه روش‌های مقاوم‌سازی با استفاده از این کامپوزیت‌ها توسعه روزافزون دارد.

هر چند استفاده از الیاف مسلح شده پلیمری نیز محدودیت‌هایی را به دنبال دارد. از جمله محدودیت‌های استفاده و کاربرد این کامپوزیت‌ها در مهندسی ساختمان می‌توان به قیمت بالا و شکست ترد یا همان رفتار خطی تنش-کرنش آن‌ها اشاره کرد. استفاده از Hybrid FRP از راهکارهای پیشنهاد شده برای مقابله با این محدودیت‌ها است. کامپوزیت‌های Hybrid FRP از چند نوع الیاف پلیمری با خصوصیات مکانیکی متفاوت تشکیل شده‌است. در ادامه به بررسی خصوصیات الیاف پلیمری FRP و کامپوزیت‌های Hybrid FRP و همچنین انواع محصولات Hybrid FRP پرداخته خواهد شد.

۱-۲- انواع الیاف

همانگونه که در بالا اشاره شد، Hybrid FRP از چند نوع الیاف مسلح شده پلیمری تشکیل شده‌است. در این بخش به معرفی برخی الیاف مسلح شده پلیمری پرداخته خواهد شد.

الیاف مسلح شده پلیمری که اصولاً الاستیک، ترد و بسیار مقاوم هستند، جزء اصلی باربر در مصالح FRP محسوب می‌شوند. بسته به نوع الیاف، قطر آن‌ها در محدوده ۵ تا ۲۵ میکرون می‌باشد. خواص کامپوزیت‌های لیفی بستگی زیادی به جهت الیاف آن‌ها دارد. الیاف حجم قابل توجهی از یک کامپوزیت را تشکیل می‌دهند و وظیفه اصلی آن‌ها تحمل بار اعمال شده به کامپوزیت می‌باشد. نوع الیاف، مقدار و آرایش آن‌ها بسیار حائز اهمیت‌اند و بر خواص زیر تأثیر می‌گذارند:

- مدول کششی
- استحکام خستگی

- ضرایب انتقال حرارت و الکتریسیته

- وزن مخصوص

- قیمت

مهمترین الیاف مورد استفاده در صنعت عبارتند از: الیاف شیشه، کربن و آرامید.

۱-۲-۱- الیاف شیشه

الیاف شیشه رایج‌ترین و پر مصرف‌ترین الیاف مورد استفاده در صنعت کامپوزیت است. بر حسب

نوع و ترکیب مواد بکار رفته در تهیه آن‌ها الیاف شیشه به انواع گوناگون تقسیم‌بندی می‌شوند. مزایا و

معایب این نوع از الیاف در مقایسه با دیگر الیاف پلیمری به شرح زیر است:

• مزایا

قیمت پایین، استحکام کششی بالا، مقاومت شیمیایی بالا، خواص عایقی بالا (حرارتی و

الکتریکی)

• معایب

مدول کششی پایین، وزن مخصوص نسبتاً بالا، حساسیت به سایش در حین حمل و نقل،

مقاومت خستگی پایین، شکننده بودن، سختی زیاد و در نتیجه سایش قالب‌ها و کندشدن ابزار برش.

الیاف شیشه در چهار دسته طبقه‌بندی می‌شوند:

E-Glass: متداول‌ترین الیاف شیشه در بازار با محتوای قلیایی کم، که در صنعت

ساختمان به کار می‌رود (با مدول الاستیسیته $E = 70GPa$ ، مقاومت نهایی $\sigma_u = 1500$

$2500 MPa$ و کرنش نهایی $3\% - 1.8\%$).

Z-Glass: با مقاومت بالا در مقابل حمله قلیایی‌ها، که در تولید بتن الیافی به کار گرفته

می‌شود.

A-Glass: با مقادیر زیاد قلیایی که امروزه تقریباً از رده خارج شده است.

S-Glass: که در تکنولوژی هوا-فضا و تحقیقات فضایی به کار گرفته می‌شود و مقاومت و

مدول الاستیسیته بسیار بالایی دارد. ($E = 87GPa$ و $\sigma_u = 3900 MPa$)

بررسی‌ها نشان می‌دهد که خواص الیاف شیشه علاوه بر مواد بکار رفته در ساختار آن‌ها به

عوامل دیگری مانند شرایط محیطی نیز وابسته است. خلاصه نتایج پاره‌ای از بررسی‌ها عبارتند

از:

الف - سرعت اعمال بار: استحکام الیاف با افزایش سرعت کشش اعمال شده در حین

آزمایش کشش، افزایش می‌یابد؛

ب - دما: استحکام الیاف با افزایش دما کاهش می‌یابد؛

ج - رطوبت: استحکام الیاف با افزایش رطوبت کاهش می‌یابد.

۱-۲-۲- الیاف کربن

کربن عنصری با دانسیته ۲/۲۷ گرم بر سانتی متر مکعب است و اشکال بلوری مختلفی

دارد. الیاف کربن، الیافی به مراتب نازک‌تر از موی انسان در قطری بین ۶ تا ۱۰ میکرومتر

می‌باشند. با وجود حجم بالای استفاده از آن‌ها، قیمت الیاف کربن هنوز نسبتاً بالا است.

• مزایا

- نسبت بسیار زیاد استحکام به وزن
- نسبت بالای مدول کششی به وزن
- استحکام مناسب در برابر خستگی
- ضریب انبساط حرارتی بسیار پایین
- مقاومت بالا در برابر خوردگی

• معایب

- شکننده بودن
- هادی الکتریکی بودن

- کرنش کم در لحظه شکست

- قیمت بالا

الیاف کربن از نظر خواص فیزیکی و مکانیکی رفتاری ناهمسان از خود نشان می‌دهند. به همین دلیل مدول آن‌ها در جهت صفحات اصلی حدود ۱۰۰۰ گیگاپاسکال و در جهت عمود بر این صفحات حدود ۳۵ گیگاپاسکال می‌باشد. لذا جهت‌دهی صفحات اصلی در جهت محور طولی الیاف باعث تولید الیافی با مدول بالاتر می‌شود که با توجه به دانسیته کم این مواد (حدود ۲ گرم بر سانتی متر مکعب) در نهایت الیافی با مدول ویژه بسیار بالا حاصل می‌گردد.

۱-۲-۳- الیاف آرامید

پلیمرهای آرامیدی با خصوصیتی چون نقطه ذوب بالا، پایداری حرارتی عالی، مقاومت در برابر شعله و غیر قابل حل بودن در بسیاری از حلال‌های آلی شناخته می‌شوند. در حال حاضر مهمترین الیاف آرامیدی که به صورت تجاری در دسترس هستند کولار^۳ و نامکس^۴ از شرکت دوپوند^۵ آمریکا و تکنورا^۶ از شرکت تیجین^۷ ژاپن هستند. مهمترین خواص الیاف آرامید عبارتند از:

- نسبت استحکام و مدول به وزن بسیار بالا
- مقاومت ضربه بالا
- مقاومت بسیار خوب در مقابل شکست ناشی از وارفنگی
- مقاومت خستگی خوب
- عدم حساسیت به شکاف یا ترک
- مقاومت بالا در مقابل حلال‌های آلی، مواد سوختی و نرم کننده‌ها

³ Kevlar

⁴ Nomex

⁵ DuPont

⁶ Technora

⁷ Teijin

- مقاومت خوب در مقابل اسیدها و بازها
- خواص خوب اتلاف انرژی ارتعاشی
- خواص دی‌الکتریک عالی نسبت به شیشه
- خواص خود خاموش کنی با نشر دود کم
- امکان استفاده مداوم تا دمای حدود ۷۲۰ درجه سانتی‌گراد

الیاف آرامید رنگ زرد ماتی داشته و مشابه دیگر الیاف مورد استفاده در کامپوزیت‌ها در اشکال مختلف مانند نخ، دسته الیاف تنابیده، پارچه، الیاف کوتاه و غیره وجود دارند و به بازار عرضه می‌شوند. لازم به ذکر است که برش الیاف آرامید با وسایل برش معمولی به سختی انجام می‌شود و به وسایل برش مخصوص احتیاج است.

۱-۳- انواع محصولات Hybrid FRP

در سال‌های اخیر مطالعات فراوانی بر روی محصولات مختلف کامپوزیت‌های Hybrid FRP انجام شده‌است. در این بخش برخی از این محصولات معرفی می‌شوند:

الف - آرماتورهای کامپوزیتی: آرماتورهای ساخته شده از کامپوزیت‌های Hybrid FRP هستند که جانشین آرماتورهای فولادی در اعضای بتن‌آرمه خواهند شد. کاربرد این آرماتورها به دلیل عدم خوردگی، مسأله کربناسیون و کلراسیون را که از جمله مهم‌ترین عوامل مخرب در سازه‌های بتن‌آرمه هستند، به کلی حل خواهند نمود. همپتون [۲] و هیوود [۳] عملکرد این آرماتورها را مورد مطالعه قرار دادند.

ب - کابل، طناب و تاندن‌های پیش‌تنیده: محصولاتی شبیه آرماتورهای کامپوزیتی Hybrid FRP، ولی به صورت انعطاف‌پذیر هستند، که در سازه‌های کابلی و بتن پیش‌تنیده در محیط‌های دریایی و خورنده کاربرد دارند. ونگ و وو بر روی رفتار این کابل‌ها مطالعه کردند [۴ و ۵].

ج - ورق‌های^۸ کامپوزیتی: ورق‌های کامپوزیتی Hybrid FRP، ورق‌هایی با ضخامت چند میلی‌متر از جنس الیاف پلیمری هستند. این ورق‌ها با چسب‌های مستحکم و مناسب به سطح بتن چسبانده می‌شوند. ورق‌های Hybrid FRP عموماً جهت تعمیر و تقویت سازه‌های آسیب دیده استفاده می‌شود. در فصل بعد به تفصیل به بررسی تحقیقات انجام گرفته در این زمینه پرداخته می‌شود.

د - پروفیل‌های ساختمانی: مصالح Hybrid FRP همچنین در شکل پروفیل‌های ساختمان به صورت I شکل، T شکل، نبشی و ناودانی تولید می‌شوند. در این مقاطع عموماً بال‌ها و جان‌ها هر کدام از یک نوع مصالح پلیمری استفاده می‌شود. مانالو و همکارانش [۶] و همچنین های و همکارانش [۷] عملکرد این مقاطع را مورد مطالعه قرار دادند.

۱-۴-۱- مشخصات اساسی مصالح کامپوزیت Hybrid FRP

مهمترین برتری کامپوزیت‌های Hybrid FRP نسبت به مصالح FRP، رفتار غیرخطی تنش- کرنش آن است. گذشته از این مزیت، سایر مشخصات کامپوزیت‌های Hybrid FRP مشابه مصالح FRP می‌باشد. در این بخش مشخصات این مصالح مورد بررسی قرار می‌گیرند. در ادامه رفتار تنش- کرنش کامپوزیت‌های Hybrid FRP توضیح داده می‌شود.

۱-۴-۱-۱- مقاومت در برابر خوردگی

بدون شک برجسته‌ترین و اساسی‌ترین خاصیت محصولات کامپوزیتی FRP مقاومت آن‌ها در مقابل خوردگی است. در حقیقت این خاصیت مصالح FRP مهمترین دلیل انتخاب آن‌ها به عنوان گزینه جانشین برای اجزای فولادی و نیز میلگردهای فولادی است. به خصوص در سازه‌های بندری، ساحلی و دریایی، مقاومت خوب کامپوزیت FRP در مقابل خوردگی، سودمندترین مشخصه میلگردهای FRP است.

⁸ Sheets

۱-۴-۲- مقاومت کششی

مصالح FRP معمولاً مقاومت کششی بسیار بالایی دارند، که از مقاومت کششی فولاد به مراتب بیشتر است. مقاومت کششی بالای میلگردهای FRP کاربرد آنها را برای سازه‌های بتن آرمه بسیار مناسب نموده است. مقاومت کششی مصالح اساساً به مقاومت کششی، نسبت حجمی، اندازه و سطح مقطع الیاف بکار رفته در آنها بستگی دارد. مقاومت کششی محصولات FRP برای میله‌های با الیاف کربن ۱۱۰۰ تا ۲۲۰۰ مگاپاسکال، برای میله‌های با الیاف شیشه ۹۰۰ تا ۱۱۰۰ مگاپاسکال و برای میله‌های با الیاف آرامید ۱۳۵۰ تا ۱۶۵۰ مگاپاسکال گزارش شده است. با این وجود، برای بعضی از این محصولات، حتی مقاومت‌های بالاتر از ۳۰۰۰ مگاپاسکال نیز گزارش شده است. توجه شود که بطور کلی مقاومت فشاری میله‌های کامپوزیتی FRP از مقاومت کششی آنها کمتر است؛ به عنوان نمونه مقاومت فشاری محصولات ISOROD برابر ۶۰۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی آنها ۷۰۰ مگاپاسکال است.

۱-۴-۳- مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته محصولات FRP اکثراً در محدوده قابل قبولی قرار دارد، اگرچه اصولاً کمتر از مدول الاستیسیته فولاد است. مدول الاستیسیته آرماتورهای کامپوزیتی FRP ساخته شده از الیاف کربن، شیشه و آرامید به ترتیب در محدوده ۱۰۰ تا ۱۵۰ گیگاپاسکال، ۴۵ گیگاپاسکال و ۶۰ گیگاپاسکال گزارش شده است.

۱-۴-۴- وزن مخصوص

وزن مخصوص محصولات کامپوزیتی FRP به مراتب کمتر از وزن مخصوص فولاد است؛ به عنوان نمونه وزن مخصوص کامپوزیت‌های CFRP یک سوم وزن مخصوص فولاد است. نسبت بالای مقاومت به وزن در کامپوزیت‌های FRP از مزایای عمده آنها در کاربردهای آنها به عنوان مسلح کننده بتن محسوب می‌شود.

۱-۴-۵- عایق بودن

مصالح FRP خاصیت عایق بودن بسیار عالی دارند. به بیان دیگر، این مواد از نظر مغناطیسی و الکتریکی خنثی بوده و عایق محسوب می‌شوند. بنابراین استفاده از بتن مسلح به میلگردهای FRP در قسمت‌هایی از بیمارستان که نسبت به امواج مغناطیسی حساس هستند، در مسیرهای هدایتی قطارهای شناور مغناطیسی و همچنین در باند فرودگاه‌ها و مراکز رادار بسیار سودمند خواهد بود.

۱-۴-۶- خستگی^۹

خستگی خاصیتی است که در بسیاری از مصالح ساختمانی وجود داشته و در نظر نگرفتن آن ممکن است به شکست غیر منتظره، خصوصاً در اجزایی که در معرض سطوح بالایی از بارها و تنش‌های تناوبی قرار دارند، منجر شود. در مقایسه با فولاد، رفتار مصالح FRP در پدیده خستگی بسیار عالی است. به عنوان نمونه برای تنش‌های کمتر از نصف مقاومت نهایی، مواد FRP در اثر خستگی گسیخته نمی‌شوند.

۱-۴-۷- خزش^{۱۰}

پدیده گسیختگی ناشی از خزش اساساً در تمام مصالح ساختمانی وجود دارد. با این وجود چنانچه کرنش ناشی از خزش، جزء کوچکی از کرنش الاستیک باشد، عملاً مشکلی بوجود نمی‌آید. در مجموع، رفتار خزشی کامپوزیت‌ها بسیار خوب است؛ به بیان دیگر، اکثر کامپوزیت‌های در دسترس، دچار خزش نمی‌شوند.

۱-۴-۸- چسبندگی با بتن

خصوصیت چسبندگی، برای هر ماده‌ای که به عنوان مسلح کننده بتن به کار می‌رود، بسیار مهم تلقی می‌شود. در مورد آرماتورهای کامپوزیتی FRP، اگر چه در بررسی‌های اولیه، مقاومت چسبندگی

⁹ Fatigue

¹⁰ Creep

ضعیفی برای کامپوزیت‌های از الیاف شیشه گزارش شده بود، تحقیقات اخیر چسبندگی خوب و قابل قبولی را برای آرماتورهای کامپوزیتی FRP گزارش می‌کند.

۱-۴-۹- خم شدن

چنانچه کامپوزیت‌های FRP در بتن مسلح به کار گرفته شوند، به جهت مهار آرماتورهای طولی، آرماتورهای عرضی و خاموت‌ها، لازم است در انتها خم شوند. با این وجود عمل خم کردن آرماتورهای FRP بسیار دشوارتر از خم کردن آرماتورهای فولادی بوده و در حال حاضر برای مصالح موجود FRP نمی‌توان در کارگاه انجام داد. اگرچه در صورت لزوم، می‌توان خم آرماتورهای کامپوزیتی FRP را با سفارش آن به تولید کننده در کارخانه انجام داد.

۱-۴-۱۰- دوام کامپوزیت‌های FRP

کامپوزیت‌های FRP شاخه جدیدی از مصالح محسوب می‌شوند که دوام آن‌ها دلیل اصلی و اولیه برای کاربرد آن‌ها در محدوده وسیعی از عناصر سازه‌ای شده است. به همین جهت است که از آن‌ها نه تنها در ساختمان، بلکه در فضاپیما، بال هواپیما، درهای اتومبیل، مخازن محتوی گاز مایع، نردبان و حتی راکت تنیس نیز استفاده می‌شود. بنابراین از نقطه نظر مهندسی نه تنها مسأله مقاومت و سختی، بلکه مسأله دوام آن‌ها مورد انتظار، کاملاً مهم جلوه می‌کند. مکانیزم‌هایی که دوام کامپوزیت‌ها را کنترل می‌کنند، عبارتند از:

۱- تغییرات شیمیایی یا فیزیکی ماتریس پلیمر

۲- از دست رفتن چسبندگی بین الیاف و ماتریس

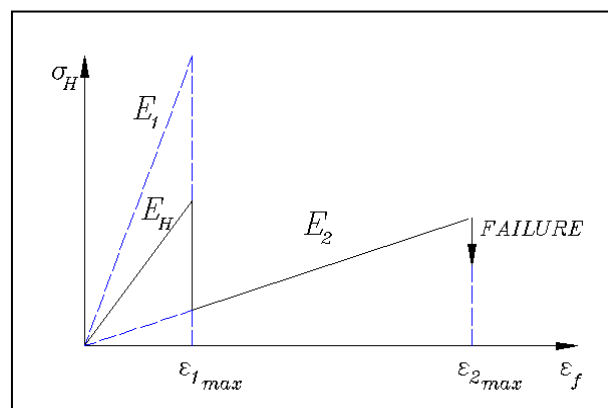
۳- کاهش در مقاومت و سختی الیاف

محیط نقش کاملاً تعیین کننده‌ای در تغییر خواص پلیمرهای ماتریس کامپوزیت دارد. هر دوی ماتریس و الیاف ممکن است با رطوبت، درجه حرارت، نور خورشید و مشخصاً تشعشعات ماوراء بنفش (UV)، ازن و نیز حضور برخی از مواد شیمیایی تجزیه کننده نظیر نمک‌ها و قلیایی‌ها تحت تأثیر قرار

گیرند. همچنین تغییرات تکراری دما ممکن است به صورت چرخه‌های یخ زدن و ذوب شدن، تغییراتی را در ماتریس و الیاف باعث گردد. از طرفی تحت شرایط بارگذاری مکانیکی، بارهای تکراری ممکن است باعث خستگی شوند. همچنین بارهای وارده در طول زمان مشخص به صورت ثابت، ممکن است مسأله خزش را به دنبال داشته باشند. مجموعه‌ای از مسائل مطرح شده در بالا، دوام کامپوزیت‌های FRP را تحت تأثیر قرار می‌دهند.

۱-۴-۱۱- رفتار تنش- کرنش کامپوزیت‌های Hybrid FRP

همانگونه که گفته شد مهمترین برتری کامپوزیت‌های Hybrid FRP نسبت به سایر مصالح FRP رفتار غیر خطی تنش-کرنش آن می‌باشد. رفتار غیرخطی این مصالح سبب افزایش شکل‌پذیری سازه‌های مقاوم شده با این کامپوزیت‌ها می‌شود. کامپوزیت‌های Hybrid FRP از چند نوع الیاف پلیمری با کرنش‌های نهایی متفاوت تشکیل شده‌است. با اعمال بار خارجی، الیافی که کرنش نهایی کوچکتری دارند، در ابتدا گسیخته می‌شوند. در ادامه با گسیختگی الیافی که کرنش نهایی بزرگتری دارند، رفتار شکل‌پذیر مطلوب برای مواد تقویت کننده بدست می‌آید. در صورتیکه ورق تقویت کننده Hybrid FRP از دو نوع الیاف تشکیل شده باشد، منحنی تنش-کرنش آن به صورت نشان داده شده در شکل ۱-۱ خواهد بود.



شکل ۱-۲- دیاگرام تنش-کرنش Hybrid FRP متشکل از دو نوع الیاف با کرنش‌های گسیختگی متفاوت

برای بدست آوردن مدول الاستیسیته Hybrid FRP از قانون مواد کامپوزیت استفاده می‌کنیم [۸]. طبق رابطه زیر خواهیم داشت:

$$E_H = E_1 V_1 + E_2 V_2 \quad (1-1)$$

که در آن E_H مدول الاستیسیته Hybrid FRP بوده، E_1 و E_2 مدول الاستیسیته الیاف تشکیل دهنده Hybrid FRP و V_1 و V_2 نسبت‌های حجمی آن‌ها می‌باشد.

تنش کششی مواد تقویت کننده تیر برای مقادیر مختلف کرنش ایجاد شده در آن (ε_f) از روابط زیر بدست می‌آید [۸]:

$$\sigma_{H1} = E_H \varepsilon ; 0 \leq \varepsilon_f \leq \varepsilon_{1max} \quad (2-1)$$

$$\sigma_{H2} = E_2 \varepsilon ; \varepsilon_{1max} \leq \varepsilon_f \leq \varepsilon_{2max} \quad (3-1)$$

که در آن σ_{H1} و σ_{H2} تنش‌های کششی مواد تقویت کننده تیر برای مقادیر مختلف کرنش و ε_{1max} و ε_{2max} کرنش‌های نهایی الیاف تشکیل دهنده Hybrid FRP می‌باشد.

۲	مروری بر مقالات پیشین
---	-----------------------

۲-۱- مقدمه

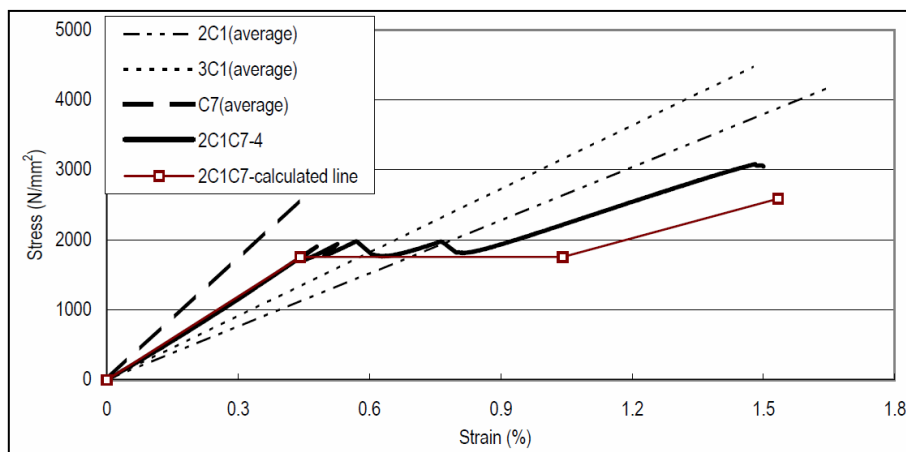
بررسی رفتار کامپوزیت‌های Hybrid FRP از اوایل دهه ۱۹۸۰ با تحقیقات هایاشی [۹] و سپس بانسل و هریس [۱۰] آغاز شد. بانسل و هریس رفتار ورق‌های Hybrid FRP متشکل از CFRP و GFRP را در دو حالت مورد بررسی قرار دادند. در حالت اول لایه‌های FRP به هم چسبیده نبودند و در حالت دیگر با چسباندن آن‌ها، ورق Hybrid FRP را مورد آزمایش قرار دادند. آن‌ها با مشاهده نتایج دریافتند رفتار نمونه‌ها در حالتی که لایه‌های FRP به هم چسبیده بودند از قانون مواد کامپوزیت پیروی نکرده و گسیختگی الیاف CFRP بطور تدریجی رخ می‌دهد. تحقیقات زیادی در زمینه تقویت تیرهای بتن مسلح با ورق‌های Hybrid FRP در سال‌های اخیر انجام گرفته است. در ادامه تعدادی از این مطالعات بررسی می‌گردند.

۲-۲- بررسی‌های آزمایشگاهی

۲-۲-۱- آزمایش‌های وو و همکارانش [۱۱]

وو و همکارانش تأثیرات مقاوم‌سازی ورق‌های Hybrid FRP متشکل از الیاف با مقاومت بالا و الیاف با مدول الاستیسیته بالا را بر عملکرد سازه‌ای تیرهای بتن مسلح مورد بررسی قرار دادند. ابتدا بر روی شش نوع ورق، آزمایش کششی انجام شد. شکل ۱-۲ نتایج آزمایش کششی بر روی تعدادی از ورق‌های ساخته شده از لایه‌های CFRP با مقاومت و مدول الاستیسیته بالا را نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل مشاهده می‌شود الیافی که صرفاً از یک نوع کربن ساخته شده‌اند (2C1، 3C1 و C7) رفتاری خطی داشته درحالی‌که الیاف Hybrid FRP مشابه با آنچه در منحنی تنش-کرنش فولاد دیده می‌شود، دارای یک سطح جاری‌شدگی می‌باشد.

در ادامه چهار نمونه تیر بتن‌آرمه تقویت شده با ورق‌های Hybrid FRP تحت آزمایش خمشی قرار گرفتند. از آزمایش آن‌ها نتایج زیر بدست آمد:



شکل ۲-۱- نتایج آزمایش کشش بر روی ورق‌های کامپوزیت در آزمایش وو و همکارانش [۱۱]
(C1: لایه کربن با مقاومت بالا، C2: لایه کربن با مدول الاستیسیته بالا)

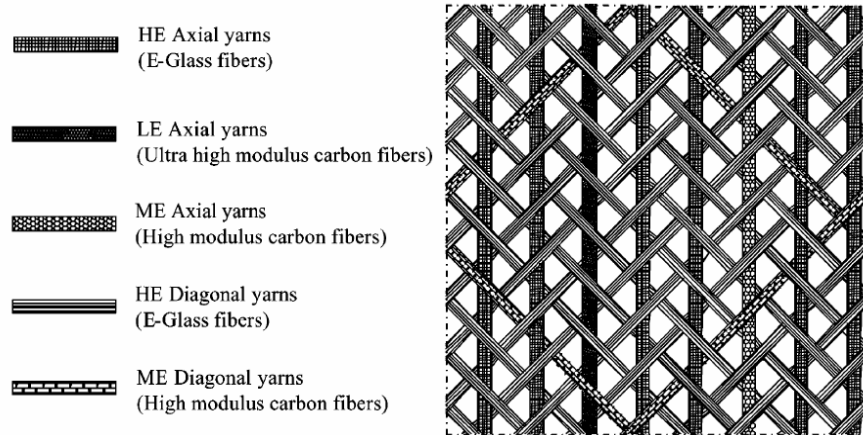
- عملکرد هیبریدی و کنترل افت تنش ورق‌های Hybrid FRP با استفاده از نسبت حجمی مناسب الیاف با مقاومت بالا به الیاف با مدول الاستیسیته بالا بدست خواهد آمد؛
- الیاف با مدول الاستیسیته بالا نقش مهمی در افزایش سختی بار ترک خوردگی و نیز بار جاری شدن آرماتورها دارند؛
- گسیختگی تدریجی الیاف با مدول الاستیسیته بالا می‌تواند منجر به بازتوزیع تنش در FRP شود. در نتیجه تنش چسبندگی بین لایه‌ای کاهش می‌یابد و از جدا شدن زود هنگام FRP جلوگیری می‌شود؛
- با در نظر گرفتن رفتار سازه موجود و طرح مناسب ورق‌های FRP، تأثیرات مقاوم سازی بر عملکرد کلی سازه شامل افزایش سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و همچنین افت بار ناشی از گسیختگی تدریجی الیاف با مدول الاستیسیته بالا مشخص خواهد شد.

۲-۲-۲- آزمایش‌های گریس و همکارانش [۱۲]

به منظور تقویت تیرهای بتنی در برش و خمش، گریس و همکارانش ورق‌هایی با الیاف در سه جهت^{۱۱} را پیشنهاد دادند. همانگونه که در شکل ۲-۲ نشان داده شده است، در این ورق‌ها الیاف در سه

¹¹ Triaxially braided

جهت 0° ، $+45^\circ$ و -45° قرار داشتند که الیاف 0° در تقویت خمشی و الیاف $+45^\circ$ و -45° در تقویت برشی مؤثر بودند.



شکل ۲-۲- الیاف استفاده شده در آزمایش گریس و همکارانش [۱۲]

برای افزایش شکل پذیری از الیاف Hybrid FRP در هر جهت استفاده شد. الیاف استفاده شده در این آزمایش شامل الیاف شیشه بعنوان الیاف با کرنش گسیختگی زیاد^{۱۲}، الیاف کربن با مدول الاستیسته بسیار زیاد^{۱۳} بعنوان الیاف با کرنش گسیختگی کم و الیاف کربن با مدول الاستیسته زیاد^{۱۴} بعنوان الیاف با کرنش گسیختگی متوسط استفاده شد. الیاف با کرنش گسیختگی متوسط به منظور کم کردن افت باری که پس از گسیختگی الیاف با کرنش گسیختگی کم رخ می‌دهد، مورد استفاده قرار گرفت. دو گروه تیر مورد آزمایش قرار گرفتند. گروه اول به منظور بررسی رفتار الیاف در مقاوم سازی خمشی و گروه دوم به منظور بررسی الیاف در مقاوم سازی برشی طراحی گردیدند. نتایج آزمایش نشان می‌داد شکل پذیری تیری که در خمش مقاوم سازی شده بود، کاهش چشم گیری نداشته است. منحنی بار- تغییر مکان تیر تقویت شده، همانند تیر تقویت نشده، دارای ناحیه جاری شدگی بود. همچنین تیر تقویت شده در خمش همزمان با تسلیم الیاف به ظرفیت برشی خود رسید که نشان دهنده دستیابی به اهداف طراحی است.

¹² High elongation fibers

¹³ Ultra high modulus carbon fibers

¹⁴ High modulus carbon fibers

۲-۳- آزمایش‌های حُسنی و همکارانش [۱۳]

در مناطق لرزه‌خیز، شکل‌پذیری المان‌های بتنی، پارامتر مهمی در طراحی محسوب می‌شود. در ستون‌های بتنی دورپیچ شده با FRP به واسطه محصورشدگی بتن، شکل‌پذیری ستون افزایش می‌یابد ولی در مورد تیرهایی که با FRP مقاوم می‌شوند، شکل‌پذیری کاهش خواهد یافت. برای جبران این نقیصه پیشنهادات متعددی ارائه شده‌است، از جمله:

- محصور کردن بتن در ناحیه فشاری، هرچند این روش فقط برای تیرهای با مقطع مستطیلی که هیچ دالی به آن‌ها متصل نیست، عملی می‌باشد؛
- اتصال موضعی FRP به نقاط مختلف تیر؛
- طراحی تیر برای حالت حدی خرد شدگی بتن، هرچند این روش نیز ممکن است در مورد تیرهای با مقطع T شکل ممکن نباشد؛
- استفاده از Hybrid FRP؛

با توجه به محدودیت‌های ذکر شده برای تیرهای متصل به دال، حسنی و همکارانش عملکرد تیرهای بتنی مقاوم شده با ورق‌های Hybrid FRP که دارای مقطع T شکل هستند را مورد آزمایش قرار دادند. آزمایش آن‌ها شامل بررسی دوازده تیر T شکل بتن آرمه با عمق ۳۰۰ mm و طول ۳۲۵۰ mm تحت بارگذاری رفت و برگشتی بود. عرض و ضخامت بال فوقانی مقطع به ترتیب ۴۰۰ mm و ۶۰ mm بود. این تیرها با ورق‌هایی از جنس CFRP یا GFRP و یا ترکیبی از این دو تقویت شده بودند. از آزمایش آن‌ها نتایج زیر بدست آمد:

۱- استفاده از ورق‌های CFRP یا GFRP روش مؤثری در افزایش ظرفیت باربری نهایی تیرهای T شکل بتن آرمه می‌باشد. هرچند شکل‌پذیری تیرها به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد. استفاده از ترکیبی از ورق‌های CFRP و GFRP روش مؤثری در افزایش شکل‌پذیری تیرهای مقاوم شده می‌باشد؛

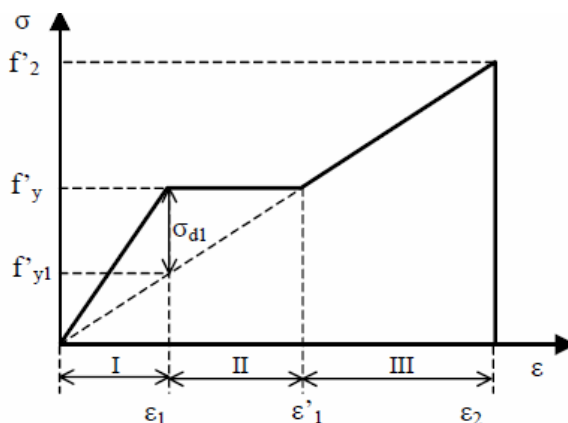
۲- انرژی آزاد شده بواسطه گسیختگی ورق‌های CFRP تأثیر منفی‌ای روی عملکرد سطح مشترک بتن و ورق‌های GFRP دارد؛

۳- مهار U شکل ورق‌های FRP که برای مهار طولی ورق‌های GFRP مورد استفاده قرار گرفته بود در جلوگیری از تخریب ناشی از گسیختگی ورق‌های CFRP عملکرد موفقیت آمیزی داشت؛

۴- بهترین طرح مقاوم سازی تیرهای بتنی آزمایش شده ، اتصال ورق‌های CFRP به طرفین تیر و ورق‌های GFRP به سطح پایین تیر بود.

۲-۲-۴- آزمایش‌های ایواشیتا و همکارانش [۱۴]

ایواشیتا و همکارانش بر این باور بودند که با استفاده از الیاف Hybrid FRP به جای استفاده از یک نوع الیاف FRP ، علاوه بر ارتقای عملکرد سازه‌های مقاوم شده شامل سختی ، بار جاری شدن فولاد و بار ترک خوردگی می‌توان از جدانشدگی زود هنگام ورق‌های FRP که پیش از گسیختگی کششی رخ می‌دهد، پیشگیری کرد. آن‌ها دریافته‌اند افت تنش‌ی که بر اثر گسیختگی تدریجی الیاف با مدول الاستیسیته بالاتر و یا شکل‌پذیری بالاتر رخ می‌دهد مسأله مهمی بوده و باید کنترل شود. آن‌ها شاخص کنترل افت تنش بواسطه گسیختگی الیاف با مدول الاستیسیته بالاتر را بصورت $\lambda_c = \sigma_d / f'_y$ تعریف کردند. مقادیر σ_d و f'_y در شکل ۲-۳ نشان داده شده است.



شکل ۲-۳- رفتار کششی الیاف Hybrid FRP متشکل از دو نوع الیاف [۱۴]

در این مطالعه مؤثر بودن شاخص کنترل در ارزیابی افت تنش ورق‌های Hybrid FRP مورد آزمایش قرار گرفت. برای دریافت رفتار مکانیکی ورق‌های مختلف Hybrid FRP تعدادی نمونه ساخته

شده و تحت آزمایش کشش تک محوره قرار گرفتند. الیاف استفاده شده عبارت بودند از کربن با مدول الاستیسیته بالاتر (MC) ، کربن با مقاومت بالاتر (SC) ، پلی‌پی‌فنیلن‌بنزوبیزوکسازول با مقاومت بالاتر (SP) و شیشه با شکل‌پذیری بالاتر (DEG). ترکیب این الیاف به سه صورت انجام گرفت : (۱) MC و SC ، (۲) MC و SP و (۳) MC و DEG. با استفاده از نتایج آزمایش ، شاخص ارزیابی به صورت نسبت افت تنش پس از گسیختگی الیاف MC به تنش کششی قبل از گسیختگی اولیه الیاف MC تعریف و محاسبه شد. با مقایسه این شاخص با شاخص کنترل ، قابلیت شاخص کنترل در پیش‌بینی افت تنش ناشی از گسیختگی الیاف با مدول الاستیسیته بالاتر را اثبات می‌کند.

۲-۲-۵- آزمایش‌های اکبرزاده و مقصودی [۱۵]

با وجود آنکه بسیاری از تیرهای استفاده شده در ساختمان‌ها بصورت سراسری می‌باشند تحقیقات اندکی بر روی مقاوم‌سازی اینگونه تیرها انجام گرفته است. همچنین اکثر آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس رفتار تیرهای دو سر ساده مقاوم شده با FRP نوشته شده‌اند (ACI440.2R, JSCE2001, fib2001). شکل‌پذیری برای سازه‌های نامعین استاتیکی از اهمیت بیشتری برخوردار است زیرا اینگونه سازه‌ها حین چرخش مفاصل پلاستیک اجازه بازتوزیع لنگر را می‌دهند. بازتوزیع لنگر امکان استفاده از ظرفیت کامل قسمت‌های بیشتری از تیر را می‌دهد. بر این اساس اکبرزاده و مقصودی تیرهای بتن آرمه سراسری مقاوم شده با ورق‌های Hybrid FRP را مورد مطالعه قرار دادند. پارامترهای اساسی بررسی شده، نوع FRP (CFRP، GFRP) و ترکیب این دو) و نیز تعداد لایه‌های FRP بود. نمونه‌های آزمایش شده شامل شش تیر سراسری (دو دهانه) با ابعاد مقطع ۶۰۰۰ mm × ۲۵۰ × ۱۵۰ بود که در وسط هر دهانه تحت بارگذاری متمرکز قرار می‌گرفتند. پاسخ تیرهای مقاوم شده از منظر رفتار بار-تغییر مکان ، مدهای گسیختگی ، ظرفیت بار و لنگر ، بازتوزیع لنگر و شکل‌پذیری مورد بحث قرار گرفت.

بر اساس آزمایش‌های انجام شده نتایج زیر بدست آمد:

۱- هم سختی پس از بار تسلیم و هم تغییر مکان وسط دهانه در بار نهایی در تیرهای بتن آرمه سراسری مقاوم شده با Hybrid FRP در مقایسه با تیرهای مقاوم شده با CFRP یا GFRP به مقدار قابل توجهی افزایش یافت؛

۲- رفتار تیرهای مقاوم شده با Hybrid FRP در مقایسه با تیرهای مقاوم شده با CFRP با افزایش بار اعمال شده به سمت رفتار غیر خطی میل می کند؛

۳- استفاده از CFRP و GFRP برای مقاوم سازی تیرهای سراسری سبب افزایش ظرفیت باربری می شود ولی بازتوزیع لنگر به مقدار قابل توجهی کاهش خواهد یافت. در حالیکه با استفاده از ورق های Hybrid FRP برای مقاوم سازی، هم ظرفیت باربری تیر و هم بازتوزیع لنگر افزایش می یابد؛

۴- شاخص شکل پذیری در این مطالعه نسبت تغییر مکان وسط دهانه در بار نهایی به بار تسلیم در نظر گرفته شد. با فرض آنکه مقدار ۳ برای شاخص نمایانگر حد پایین قابل قبول برای حصول اطمینان از رفتار شکل پذیر تیرهای سراسری بتن آرمه مقاوم شده با ورق های FRP باشد، استفاده از Hybrid FRP راهکاری برای حفظ شکل پذیری حداقل اینگونه تیرها است.

۲-۲-۶- آزمایش های کیم و شین [۱۶]

مطالعات تئوری و آزمایشگاهی نشان داده است که بار جداشدگی FRP از سطح تیر به مواد مقاوم کننده و ضخامت لایه های FRP بستگی دارد. در مقایسه با GFRP، CFRP با درصد حجمی برابر با GFRP مقاومت بالاتری داشته و تمرکز تنش بیشتری در محل قطع لایه ها در تیری که به آن متصل شده اند به چشم می خورد. همچنین در صورتیکه بخواهیم مقاومتی مشابه با CFRP بدست آوریم به ضخامت بیشتری از GFRP نیازمندیم که این خود زمینه گسیختگی از نوع جداشدگی FRP را فراهم می کند. بنابراین در صورتی که بخواهیم از گسیختگی های زود هنگام جلوگیری کنیم به نوعی FRP با مدول الاستیسیته پایین و مقاومت بالا نیازمندیم. در این تحقیق تأثیر مقاوم سازی با ورق های Hybrid FRP بر رفتار تیرهای بتن آرمه مورد مطالعه قرار می گیرد. کامپوزیت های Hybrid FRP بر اساس این دیدگاه پیشنهاد شده اند که با ترکیب CFRP و GFRP، سیستم مقاوم سازی با مدول

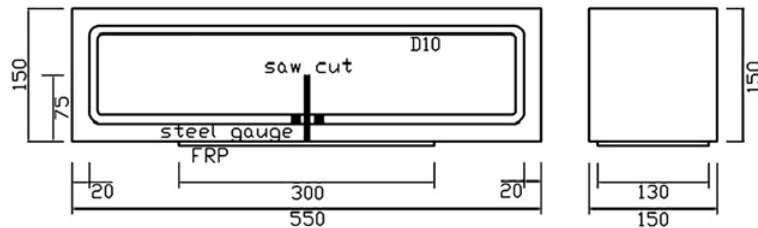
الاستیسیته کمتر از ورق‌های CFRP به تنهایی و مقاومتری بیشتر از ورق‌های GFRP به تنهایی، بدست خواهد داد. چهارده تیر با ابعاد $150 \times 250 \times 2400$ mm ساخته شده و تحت آزمایش خمش چهار محوره قرار گرفتند. یک تیر بعنوان تیر کنترل و هفت تیر با دو یا سه لایه ورق CFRP و GFRP تقویت شدند. ترتیب نصب ورق‌های FRP در سطح کششی تیر از پارامترهایی بود که در این آزمایش مورد مطالعه قرار گرفت. همچنین شش تیر نیز ابتدا به میزان ۵۰ یا ۷۰ درصد بار نهایی تیر کنترل بارگذاری شده، تحت این بار ترمیم شدند، سپس بارگذاری تا حد شکست تیرها ادامه یافت. برای بررسی اثر مقاوم‌سازی، بار بیشینه، تغییر مکان‌ها، کرنش‌ها، سختی و شکل‌پذیری تیرها اندازه‌گیری شد و نتایج بصورت زیر گزارش گردید:

- ۱- استفاده از Hybrid FRP در افزایش سختی و مقاومت نهایی تیرهای مقاوم شده مؤثر بود؛
- ۲- ترتیب نصب ورق‌های FRP بر مقاومت، سختی و شکل‌پذیری تیرهای بتن‌آرمه مقاوم شده با Hybrid FRP تأثیرگذار بود. از نتایج آزمایش، تیرهایی که در آن ورق‌های GFRP قبل از ورق‌های CFRP نصب شده بودند بیشترین مقاومت و شکل‌پذیری را داشتند؛
- ۳- تأثیر پیش‌بارگذاری بر رفتار تیرهای ترمیم شده با FRP مشهود بود. تأثیر مقاوم‌سازی بر تیرهای با پیش‌بارگذاری کمتر از تیرهای بدون پیش‌بارگذاری بود. هرچند اثر مخرب پیش‌بارگذاری با ترمیم ترک‌ها قبل از نصب Hybrid FRP قابل جبران است؛
- ۴- شکست تیرهای مقاوم‌شده قبل از گسیختگی ورق‌های Hybrid FRP به وقوع می‌پیوندد که این موضوع تأثیر Hybrid FRP را محدود می‌کند. بنابراین برای استفاده از ظرفیت Hybrid FRP نیاز به طرح جدیدی از مقاوم‌سازی احساس می‌شود.

۲-۲-۷- آزمایش‌های چوی و همکارانش [۱۷]

یکی از گسیختگی‌های غالب در تیرهای بتن‌آرمه مقاوم شده با FRP، جدا شدن ورق‌های FRP از تیر است. چوی و همکارانش در یک مطالعه آزمایشگاهی، مکانیزم جداشدگی در تیرهای بتن‌آرمه مقاوم شده با ورق‌های Hybrid FRP را مورد بررسی قرار دادند. هجده تیر بتن‌آرمه به عرض، ارتفاع و

طولی به ترتیب برابر با ۱۵۰، ۱۵۰ و ۵۵۰ میلیمتر ساخته شدند و پس از عمل‌آوری ۲۸ روزه، سطح کششی به عرض ۵ و عمق ۷۵ میلیمتر با اره شیار داده شدند (شکل ۲-۴). این شیارها به منظور القای گسیختگی از نوع جداشدگی FRP در تیرها تعبیه شدند، زیرا با این روش بیشترین تنش کششی به FRP منتقل می‌شود.



شکل ۲-۴- جزئیات تیرهای استفاده شده در آزمایش چوبی و همکارانش [۱۷]

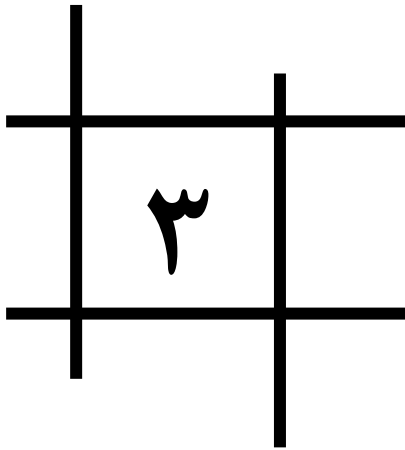
تیرهای شیار داده شده با یک یا دو ورق CFRP و یا GFRP تقویت شدند. پارامتر مورد مطالعه در این آزمایش، نوع و ترتیب نصب ورق‌های FRP به تیر بود. در نهایت تیرها تحت آزمایش خمش سه محوره قرار گرفتند. خلاصه‌ای از نتایج بدست آمده از این مطالعه به شرح زیر است:

۱- از مودهای گسیختگی مشاهده شده می‌توان دریافت روش مورد استفاده در این آزمایش برای بررسی جداشدگی FRP در تیرهای بتن آرمه مقاوم شده، مناسب بوده است؛

۲- نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد تیرهای مقاوم شده با لایه‌های نازکتر و سخت تر FRP (یک و دو لایه CFRP) مقاومت بیشتری در برابر پدیده جداشدگی نسبت به لایه‌های ضخیمتر و با سختی کمتر FRP (یک و دو لایه GFRP) دارد. بنابراین گسیختگی جداشدگی در ورق‌های Hybrid FRP بیشتر متأثر از ضخامت مواد مقاوم کننده است تا سختی آن. هرچند نوع رزین تأثیر بسزایی بر رفتار جداشدگی دارد، بنابراین این نتیجه‌گیری صرفاً در مواردی صادق است که نوع مشابهی از رزین در نمونه‌ها استفاده شده باشد؛

۳- مقاومت جداشدگی همچنین متأثر از ترتیب قرارگیری ورق‌های FRP نیز می‌باشد. مقاومت بالاتر جداشدگی هنگامی بدست می‌آید که یک لایه CFRP قبل از یک لایه GFRP به بتن متصل گردد؛

۴- هنگامیکه یک لایه GFRP قبل از یک لایه CFRP به بتن متصل شود ، تمرکز تنش در وسط FRP کمتر بوده درحالی که تنش بیشتر در انتهای FRP توزیع می شود که این سبب جداشدگی زودهنگام FRP می شود.



روابط حاکم بر مدل سازی

۳-۱- پیش درآمدی بر روش اجزای محدود

بررسی رفتار غیرخطی سازه‌ها به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری و تعیین سطح عملکرد سازه‌های موجود از اهمیت بالایی برخوردار است. برای این منظور دو انتخاب کلی وجود دارد: بررسی آزمایشگاهی و مدل‌سازی سازه با استفاده از نرم‌افزار. بررسی آزمایشگاهی برای حالت خاصی که آزمایش می‌شود جواب‌های واقعی‌تری را ارائه می‌دهد، اما با توجه به محدودیت هزینه و زمان و همچنین پیچیدگی اعمال شرایط مرزی در آزمایشگاه، این روش نمی‌تواند گزینه‌ای مناسب و کامل باشد. از طرفی گزینه دوم یعنی شبیه‌سازی سازه در نرم‌افزار، دارای محدودیت‌های بسیار کمتری است ولی قابلیت اعتماد نتایج حاصل از آن با تغییر شرایط مسأله، تابع مدل‌سازی رفتار مصالح می‌باشد. اصولاً رفتار غیرخطی سازه‌های بتن مسلح ناشی از سه عامل است: ترک خوردگی، رفتار خمیری آرماتورها و تنش‌های چسبندگی بین آرماتور و بتن. لذا یکی از مهمترین و پیچیده‌ترین مسایل در تحلیل غیرخطی سازه‌های بتنی، به کار بستن مدل رفتاری^{۱۵} مناسب می‌باشد. به طور کلی شکل ریاضی یک مدل رفتاری، مقادیر تلاش‌های نیرویی را به ازای تلاش‌های تغییرمکانی ارائه می‌دهد [۱۸].

روش اجزای محدود یا روش المان‌های^{۱۶} محدود، روش عددی برای حل تقریبی معادلات دیفرانسیل جزئی و حل انتگرال‌ها است. اساس کار این روش، حذف کامل معادلات دیفرانسیل یا ساده‌سازی آن‌ها به معادلات دیفرانسیل معمولی است که با روش‌های عددی مانند روش اویلر قابل حل باشند. در حل معادلات دیفرانسیل جزئی مسأله مهم این است که به معادله‌ای ساده برسیم که از نظر عددی، پایدار است. به این معنا که خطا در داده‌های اولیه و در حین حل، آن قدر نباشد که به نتایج نامفهوم منتهی شود. روش‌هایی با مزایا و معایب مختلف، برای رسیدن به پاسخ وجود دارد که روش اجزای محدود یکی از بهترین آن‌ها است. نرم‌افزارهای تجاری اجزای محدود با هدف پاسخ به

¹⁵ Constitutive laws

¹⁶ Finite element method

نیازمندی‌های علمی و صنعتی، طراحی و به بازار ارایه گردیده‌اند. تعداد و تنوع این نرم‌افزارها امروزه به حدی رسیده که کاربر نمی‌تواند به راحتی یکی را انتخاب کند. گرچه قابلیت‌ها و توانمندی‌های این نرم‌افزارها متفاوت است اما در بسیاری از تحلیل‌ها مشابه و یکسان می‌باشد. از میان این نرم‌افزارها می‌توان به ANSYS، ABAQUS، MARC، ADINA، DIANA، NASTRAN اشاره کرد.

ایده اصلی نرم‌افزار ABAQUS/CAE در رساله David Hibitt در سال ۱۹۷۲ میلادی، تحت عنوان "مکانیک محاسباتی بر پایه روش اجزای محدود" در دانشگاه Brown ارایه شد.

در سال ۱۹۷۸ میلادی، Hibitt به همراه دو همکار خود به نام‌های Karlsson و Serenson شرکت HKS را تأسیس نموده و اولین ویرایش ABAQUS را منتشر ساختند. در سال ۱۹۹۹ اولین نسخه گرافیکی آن تحت عنوان ABAQUS/CAE به بازار عرضه شد. کلمه CAE مخفف عبارت Computer-Aided Engineering به معنای مهندسی با کمک گرفتن از کامپیوتر می‌باشد. نرم‌افزار ABAQUS با قابلیت منحصر به فرد خود به عنوان یک نرم‌افزار بسیار دقیق، تحقیقاتی و کاربردی در صنعت و دانشگاه شناخته شده‌است، به گونه‌ای که از نظر دارا بودن مثال‌های معتبر علمی و کاربردی قابل مقایسه با هیچ یک از نرم‌افزارهای اجزای محدودی که هم‌اکنون استفاده می‌شوند، نمی‌باشد. تئوری کامل این نرم‌افزار که مبتنی بر تحلیل غیرخطی اجزای محدود پیشرفته است، با استفاده از جدیدترین روابط و روش نگارش ریاضی در راهنمای آن موجود است. از جمله ویژگی‌های کاربردی این نرم‌افزار می‌توان به توانایی مونتاژ نمودن قطعات در محیط جداگانه، سادگی در ایجاد تماس بین سطوح، سهولت در ورود و خروج مدل با پسوندهای شناخته شده از نرم‌افزارهای مدل‌سازی و امکان تحلیل انواع مسایل پیچیده مهندسی اشاره کرد.

ویرایش‌های گوناگونی از این نرم‌افزار موجود است که در این پایان‌نامه از نسخه 6.11-1 این نرم‌افزار استفاده شده‌است. در این فصل به آشنایی با مفهوم تحلیل غیرخطی، بررسی مدل‌های رفتاری مصالح و مشخصات المان‌ها در نرم‌افزار پرداخته می‌شود.

۳-۲- مبانی نظری در تحلیل غیرخطی

در تحلیل غیر خطی بین بار اعمالی و پاسخ سازه وجود دارد. برای مثال اگر یک فنر در حالت استاتیکی تحت بار 10N تغییر مکانی معادل 1cm داشته باشد، همان فنر تحت نیروی 20N تغییر مکانی معادل 2cm خواهد داشت. این بدان معناست که در تحلیل خطی تنها یک بار لازم است سختی سازه محاسبه شود. پاسخ سختی سازه به یک دسته از انواع بارها را می‌توان با ضرب بردار بارها در معکوس ماتریس سختی به راحتی به دست آورد. همچنین در تحلیل خطی می‌توان برای بدست آوردن پاسخ سازه نسبت به انواع مختلف بار، پاسخ سازه نسبت به هر کدام از بارها را به تنهایی با یکدیگر جمع کرد، که این روش به اصطلاح روی هم‌گذاری یا جمع آثار قوا نامیده می‌شود. در جمع آثار قوا فرض می‌شود که شرایط مرزی برای انواع مختلف بار مشابه است. تحلیل خطی غالباً یک تقریب آسان است که برای اهداف طراحی مناسب است. [۱۹]

در تحلیل غیرخطی سختی سازه به همراه اعمال بار و تغییر شکل سازه تغییر می‌کند. قطعاً این نوع تحلیل، برای تحلیل دقیق مسایلی مانند شکست مناسب نخواهد بود. ساده‌ترین مثال از یک رفتار غیرخطی، یک فنر با سختی غیرخطی است. از آنجایی که سختی به تغییر مکان بستگی دارد، دیگر نمی‌توان جابجایی سازه را با ضرب نیرو در نرمی آن بدست آورد. در تحلیل غیر خطی ضمنی^{۱۷} ماتریس سختی سازه باید ایجاد شود و سپس در طول تحلیل به دفعات معکوس می‌شود که این امر باعث افزایش زمان و غیر اقتصادی شدن تحلیل غیرخطی به تحلیل خطی می‌گردد. در تحلیل غیرخطی صریح افزایش زمان و هزینه در تحلیل غیرخطی ناشی از کاهش نمو زمانی پایدار می‌باشد.

۳-۲-۱- منشأ رفتار غیرخطی در سازه‌ها

در مدل‌سازی‌های سازه‌ای سه منبع عمده رفتار غیرخطی وجود دارد که عبارتند از:

۱- مصالح غیر خطی

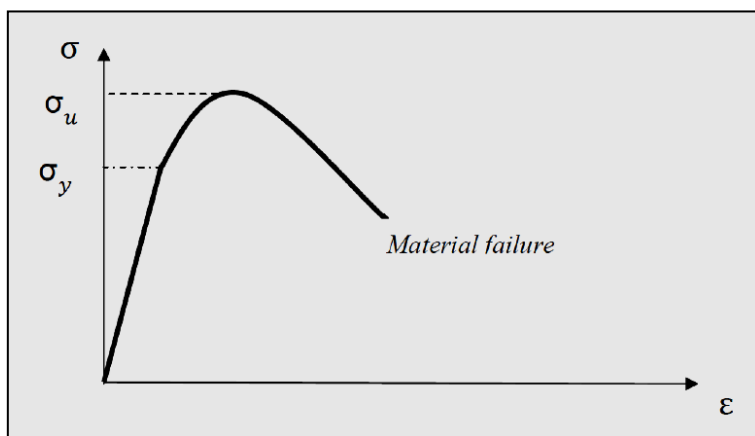
¹⁷ Implicit

۲- شرایط مرزی غیرخطی

۳- هندسه غیرخطی

۳-۲-۱-۱- مصالح غیرخطی

این نوع از رفتار غیر خطی معروف تر و شناخته شده تر از سایر انواع می باشد. غالب فلزات دارای رفتار نسبتاً غیرخطی در رابطه تنش- کرنش در کرنش های کم می باشند. اما در کرنش های بالاتر، ماده تسلیم شده و از این مرحله به بعد پاسخ سازه غیرخطی و برگشت ناپذیر خواهد بود.

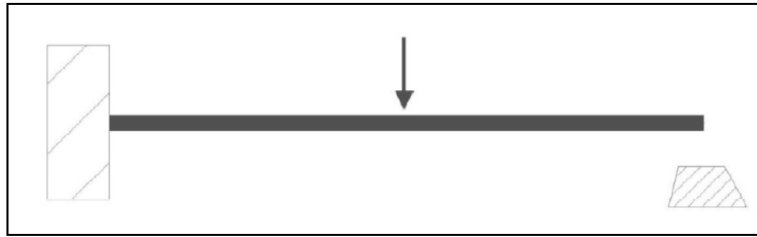


شکل ۳-۱- منحنی تنش-کرنش برای یک ماده الاستوپلاستیک تحت کشش تک محوری [۱۹]

موادی مانند لاستیک دارای رفتار خطی برگشت پذیر می باشند. اثر غیرخطی در مصالح می تواند با عواملی غیر از کرنش مرتبط باشد. مصالحی که وابسته به نرخ کرنش هستند، شکست و تسلیم آنها هم از نوع غیرخطی است.

۳-۲-۱-۲- شرایط مرزی (تکیه گاهی) غیرخطی

رفتار غیرخطی ناشی از شرایط مرزی زمانی اتفاق می افتد که شرایط مرزی تکیه گاهی در حین تحلیل تغییر نماید. برای مثال تیر طره در شکل ۳-۲ تحت بار اعمالی تغییر شکل می دهد تا اینکه انتهای آزاد آن به یک تکیه گاه متوقف کننده برخورد کند.

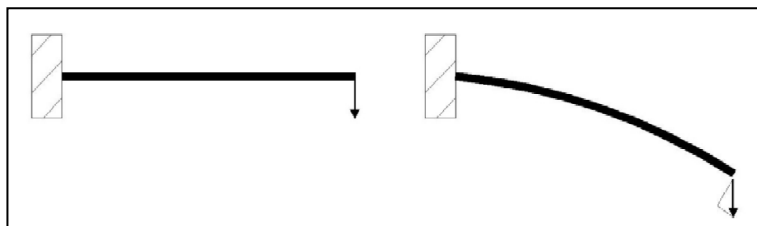


شکل ۳-۲- تیر طره با تغییر در شرایط تکیه‌گاهی [۱۹]

تغییر مکان قائم انتهایی آزاد تیر تا زمانی که به یک تکیه‌گاه برسد به صورت خطی با بار اعمالی رابطه دارد. وقتی انتهایی آزاد به تکیه‌گاه برخورد می‌کند یک تغییر ناگهانی در شرایط مرزی در انتهایی آزاد تیر بوجود آمده که از جابجایی قائم بیشتر جلوگیری می‌کند و در نتیجه از این نقطه به بعد پاسخ تیر خطی نخواهد بود. هنگامی که چنین اتفاقی در حین تحلیل رخ دهد یک تغییر بزرگ و ناگهانی در پاسخ سازه به وجود می‌آید.

۳-۲-۱-۳- هندسه غیر خطی

منشأ دیگر رفتار غیرخطی در سازه به تغییرات در هندسه سازه در حین تحلیل مرتبط است. هندسه غیر خطی زمانی اتفاق می‌افتد که مقادیر جابجایی‌ها، پاسخ سازه را تحت تأثیر قرار می‌دهند. این امر ممکن است از تغییر مکان‌ها و دوران‌های زیادی ناشی شود. برای مثال در شکل ۳-۳ تیر طره‌ای را می‌توان در نظر گرفت که در انتهایی آزاد بارگذاری شده باشد.

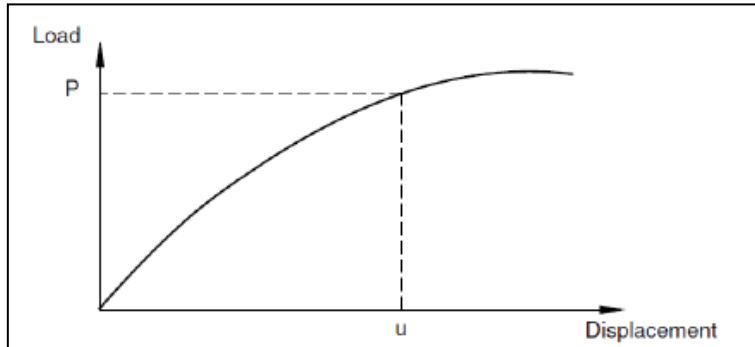


شکل ۳-۳- تغییر شکل زیاد انتهایی آزاد تیر طره [۱۹]

اگر جابجایی انتهایی آزاد کوچک باشد، رفتار سازه‌ای را می‌توان خطی در نظر گرفت. اما اگر جابجایی انتهایی آزاد شود شکل سازه و در نتیجه آن، سختی سازه تغییر می‌کند. وقتی جابجایی انتهایی آزاد زیاد باشد، بار اعمالی می‌تواند به دو مؤلفه قائم و در امتداد تیر تجزیه شود. این اثرات هر دو در رفتار غیرخطی تیر طره دخالت دارند.

۳-۲-۲- حل مسائل غیر خطی

منحنی غیر خطی بار-تغییر مکان برای یک سازه در شکل ۳-۴ نشان داده شده است.



شکل ۳-۴- منحنی غیر خطی بار-تغییر مکان [۱۹]

هدف تحلیل بدست آوردن این پاسخ است. در یک تحلیل غیرخطی پاسخ به وسیله حل یک دستگاه معادلات خطی، مثل آنچه در مسایل خطی انجام می‌شود، بدست نمی‌آید بلکه با تعیین بارگذاری بصورت تابعی از زمان و تقسیم زمان به تعدادی نمو^{۱۸} انجام می‌شود. ابتدا دو مفهوم نمو و تکرار^{۱۹} را تعریف می‌کنیم. در تحلیل‌های غیر خطی هر نمو قسمتی از یک گام^{۲۰} است. هر مدل‌سازی می‌تواند شامل چند گام باشد. مثلاً اعمال بار ثقلی در یک گام و سپس اعمال بار جانبی در گام دیگر به یک دیوار برشی. در نرم‌افزار ABAQUS، کاربر اندازه اولین نمو را تعیین می‌کند و نرم‌افزار به طور خودکار اندازه نمو‌های بعدی را تنظیم می‌کند. در پایان هر نمو سازه تقریباً در حالت تعادل است.

یک تکرار تلاشی برای پیدا کردن حل تعادل در یک نمو است. اگر مدل در پایان یک تکرار در تعادل نباشد، نرم‌افزار تکرار دیگری را شروع می‌کند. بعد از هر تکرار مدل باید به تعادل نزدیک‌تر شود، ولی در بعضی مواقع حل واگرا می‌شود. در این حالت نرم‌افزار حل را متوقف کرده و با نمو کوچک‌تر شروع می‌کند. در روش نیوتن-رافسون^{۲۱} در هر تکرار ماتریس سختی تشکیل می‌شود و دستگاه معادلات خطی حل می‌شود. لذا هزینه محاسباتی هر تکرار نزدیک به هزینه انجام یک تحلیل خطی

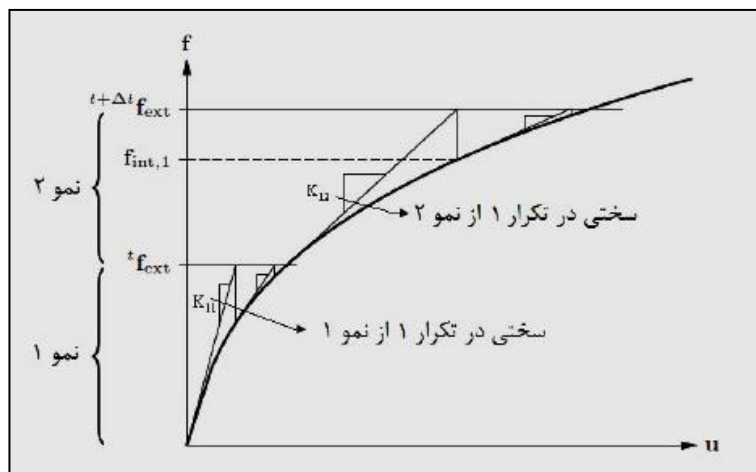
¹⁸ Increment

¹⁹ Iteration

²⁰ Step

²¹ Newton-Raphson method

کامل است. در شکل ۳-۵ مفهوم نمو و تکرار در روش نیوتن-رافسون نشان داده شده است. این روش نرخ همگرایی درجه دوم دارد و با چند تکرار همگرایی حاصل می‌شود.

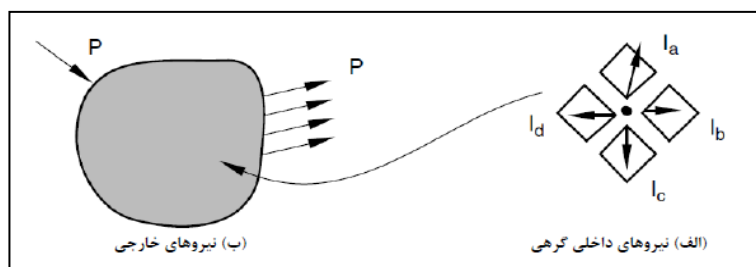


شکل ۳-۵- روش حل نیوتن-رافسون [۱۹]

تعداد تکرارهای لازم برای همگرا شدن یک حل در یک نمو به درجه غیر خطی بودن سیستم بستگی دارد. اگر حل در ۱۶ تکرار همگرا نشد، نرم‌افزار نمو زمانی را به اندازه ۲۵٪ کاهش می‌دهد. اگر در دو نمو متوالی حل با کمتر از ۲ تکرار همگرا شد، یعنی حل به سادگی پیدا شده‌است. لذا نرم‌افزار نمو زمانی را ۵۰٪ افزایش می‌دهد.

۳-۲-۳- همگرایی

نیروهای خارجی P و نیروهای داخلی (گرهی) که در شکل ۳-۶ نشان داده شده‌اند را در نظر بگیرید.



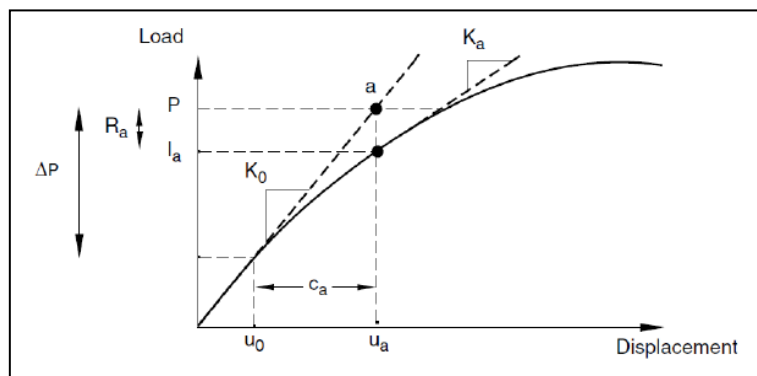
شکل ۳-۶- نیروهای داخلی و خارجی وارد بر یک جسم [۱۹]

نیروهای داخلی که بر هر گره اثر می‌کنند به وسیله تنش‌های المان‌هایی که به این گره متصل هستند، ایجاد شده‌اند. برای اینکه جسم مورد نظر در تعادل باشد باید برآیند نیروهایی که به هر گره

وارد می‌شوند برابر صفر باشند. لذا بیان مقدماتی تعادل این است که نیروهای خارجی P و داخلی I باید یکدیگر را بالانس کنند، یعنی:

$$P - I = 0 \quad (1-3)$$

پاسخ غیرخطی یک سازه در نمو کوتاه نیرو ΔP در شکل ۷-۳ نشان داده شده است.

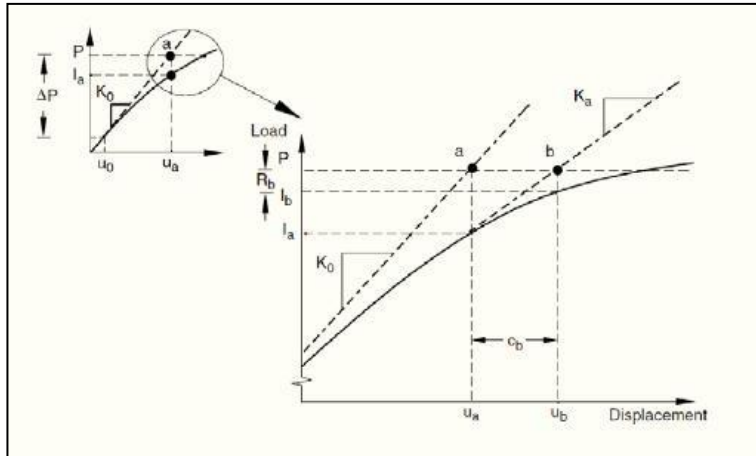


شکل ۷-۳- اولین تکرار در یک نمو [۱۹]

نرم‌افزار سختی مماسی سازه (K_0) که به وضعیت در u_0 بستگی دارد را محاسبه می‌کند. سپس با داشتن ΔP و حل معادله $[K_0][c_a] = [\Delta P]$ مقدار c_a و نیروهای داخلی را محاسبه می‌کند. سپس نیروهای مانده R_a را به صورت زیر محاسبه می‌کند:

$$R_a = P - I_a \quad (2-3)$$

اگر R_a در هر درجه آزادی صفر باشد، نقطه a دقیقاً روی منحنی قرار می‌گیرد و سازه در تعادل خواهد بود. در یک مسأله غیرخطی R_a برابر صفر نیست، بنابراین نرم‌افزار آن را با یک تکرار مقایسه می‌کند. اگر از مقدار تکرار کمتر باشد نرم‌افزار می‌پذیرد که حل در تعادل است. به صورت پیش فرض این مقدار ۰/۵ درصد نیروی متوسط در سازه است. البته قبل از اینکه نرم‌افزار جواب را بپذیرد کنترل می‌کند که c_a نسبت به تغییر مکان کل نموی ($\Delta u_a = u_a - u_0$) کوچک باشد. اگر c_a کوچک‌تر از یک درصد Δu_a باشد نرم‌افزار یک تکرار دیگر انجام می‌دهد. در تکرار بعدی ابتدا سختی مماسی K_a را شکل می‌دهد. R_b با تکرار و c_b با Δu_b مقایسه می‌شوند. تکرار دوم در شکل ۸-۴ نشان داده شده است.



شکل ۴-۸- تکرار دوم نیوتن-رافسون [۱۹]

در اولین تکرار $c_a = \Delta u_a$ است، لذا برای کنترل همگرایی همواره یک تکرار اضافی لازم است.

۳-۳- بررسی مدل‌های رفتاری مصالح

در طراحی سازه‌های بتن‌آرمه لازم است، ارزش یکسان به مقاومت و رفتار غیرخطی سازه داده شود. در این راستا بررسی‌های لازم جهت فهم عملکرد غیرخطی سازه ضروری می‌باشد. تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن مسلح می‌تواند با استفاده از مدل‌های رفتاری برای آرماتور و بتن، به علاوه مدل رفتاری برای عمل چسبندگی بین آرماتور و بتن صورت گیرد. با این مدل‌های رفتاری، رفتار غیرخطی سازه با استفاده از روش اجزای محدود، به خوبی تخمین زده می‌شود. در این بخش رفتار کششی و فشاری بتن مسلح، به خصوص در ناحیه غیرارتجاعی مطالعه می‌شود.

۳-۳-۱- رفتار غیرخطی بتن

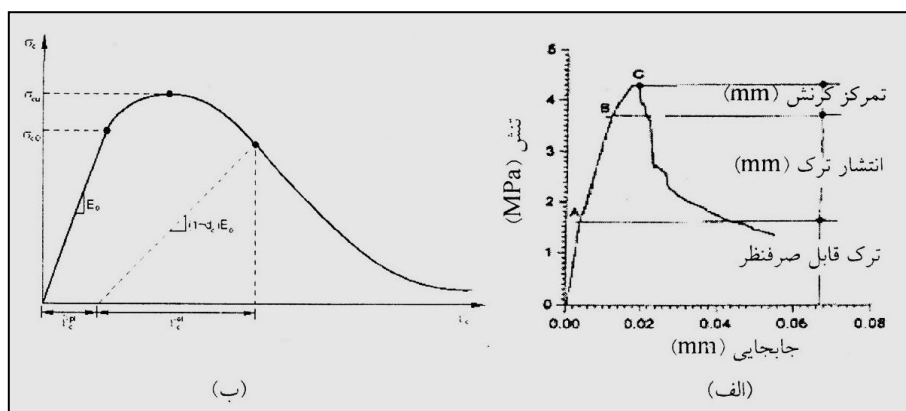
با وجود اینکه بتن از موادی تشکیل شده است که تا حدود زیادی از مقاومت نهایی خود دارای رفتار غیرخطی هستند، اما چه در فشار و چه در کشش رفتاری غیرخطی از خود نشان می‌دهد. شکل ۹-۴ الف، منحنی رفتار تنش-کرنش بتن تحت بارگذاری کششی تک محوری را نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل دیده می‌شود این منحنی دارای چهار مرحله می‌باشد.

مرحله اول (OA): در این مرحله در اثر افزایش بار تا نقطه A که حد تناسب نامیده می‌شود، رابطه تنش-کرنش کاملاً بصورت خطی است. تا نقطه A تنها شاهد ترک‌های بسیار ریز در بتن خواهیم بود. این مرحله ۳۰٪ از مقاومت نهایی بتن می‌باشد.

مرحله دوم (AB): در این مرحله ترک‌های داخلی ایجاد شده و به تدریج گسترش می‌یابند. وجود این ترک‌ها باعث افزایش سریع‌تر کرنش یا به عبارتی شروع انحنای منحنی تنش-کرنش می‌گردند. این مرحله ۸۰٪ مقاومت نهایی بتن است.

مرحله سوم (BC): در این مرحله ترک‌های اولیه مرحله قبل به هم پیوسته و ایجاد ترک عمده در سازه می‌نمایند که به این پدیده تمرکز کرنش^{۲۲} می‌گویند. این ترک اصلی با افزایش بار تا نقطه C گسترش می‌یابد. پس در این مرحله رشد ترک پایدار می‌باشد. این مرحله باعث رفتار غیرخطی بتن می‌شود. به دلیل وجود منطقه تمرکز تنش می‌توان باند خرابی موضعی شامل ترک‌های ریز را به صورت فیزیکی با یک ترک مدل نماییم و به این ترتیب قادر به استفاده از مکانیک شکست در بتن خواهیم بود.

مرحله چهارم: این مرحله بعد از نقطه C (حداکثر بار) تا زمان گسیختگی را شامل می‌شود. در این مرحله ترک به صورت ناپایدار گسترش می‌یابد. یعنی با ثابت بودن بار و یا حتی کاهش بار باز هم ترک گسترش می‌یابد.



شکل ۴-۹- نمودار تنش-کرنش بتن در (الف) کشش، (ب) فشار

²² Strain concentration

همانگونه که مشاهده می‌شود تنش پس از رسیدن به مقدار حداکثر خود به صورت تدریجی کاهش می‌یابد تا به صفر برسد. به این کاهش تدریجی اصطلاحاً نرم شونده‌گی کرنش^{۲۳} می‌گویند. بتن در فشار تک محوری نیز دارای نرم‌شونده‌گی کرنش می‌باشد با این تفاوت که این نرم‌شونده‌گی به دنبال یک سخت‌شونده‌گی پس از رسیدن به تنش تسلیم (σ_{c0}) تا تنش نهایی (σ_{c0}) اتفاق می‌افتد (شکل ۴-۹ ب). در حالیکه نرم‌شونده‌گی کرنش در کشش بر اساس مدل‌های مکانیک شکست توضیح داده می‌شود، اما نرم‌شونده‌گی در فشار همچنان بحث برانگیز است [۲۰]. آنچه که قابل توجه است این است که از لحاظ کیفی نرم‌شونده‌گی کرنش در فشار و در کشش بتن به یکدیگر شبیه می‌باشند و هر دو باعث حساسیت به انتخاب شبکه‌بندی می‌شوند.

از تفاوت‌های بارز بتن در فشار و کشش عمدتاً می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- مقاومت‌های نهایی متفاوت در کشش و فشار همراه با تنش ترک‌خوردگی اولیه در فشار که حدوداً ۱۰ برابر و یا حتی بیشتر، از تنش تسلیم در کشش بزرگتر می‌باشد.
- رفتار نرم‌شونده‌گی در کشش در مقابل یک سخت‌شونده‌گی اولیه در فشار که به دنبال آن رفتار نرم‌شونده‌گی در فشار خود را نشان می‌دهد.
- کاهش متفاوت سختی الاستیک در کشش و فشار که در این باره در ادامه توضیح داده خواهد شد.

۳-۲-۳- رفتار بتن ترک خورده در کشش

بتن یک مصالح ناهمگن متشکل از سنگدانه‌ها و چسب سیمان است که به صورت ذاتی در کشش ضعیف است. مقاومت کششی بتن تقریباً در محدوده ۸ تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آن است. تحت کشش تک‌محوری رابطه تنش-کرنش بتن غیرمسلح تا مقاومت کششی σ_{t0} خطی الاستیک است. زمانیکه تنش در بتن غیر مسلح برابر با مقاومت کششی بتن می‌گردد، ترک می‌خورد. پس از ترک خوردگی، توانایی بتن غیر مسلح برای مقاومت در برابر کشش به شدت کاهش می‌یابد (به دلیل

²³ Strain softening

وجود خاصیت سخت‌شدگی کششی^{۲۴}، با تشکیل ترک، مقاومت کششی بتن صفر نمی‌شود). بتن مسلح، مقاومت در برابر کشش را پس از ترک‌خوردگی ادامه می‌دهد. همزمان با افزایش تدریجی بار، ترک‌های بیشتری در آن شکل می‌گیرد. بر اساس توزیع کششی در بتن، ناشی از انتقال تنش از فولاد به بتن مابین ترک‌ها، بتن ترک خورده توانایی مقاومت در برابر مقداری از تنش‌های کششی را خواهد داشت. [۲۱]

۳-۲-۱- مقاومت کششی بتن

بر خلاف آزمایش فشاری بتن که استاندارد شده‌است، آزمایش مقاومت کششی هنوز با روش‌های غیرمستقیم که تفاوت‌های اصولی نیز بین آن‌ها وجود دارد، انجام می‌گیرد. لذا امروزه روش کاملاً رضایت بخشی برای تعیین مقاومت کششی بتن وجود ندارد و مطالعه بر روی روش‌های آزمایش هنوز در حال انجام است. حالت ایده‌آل این است که مقاومت کششی از طریق کشش مستقیم اندازه‌گیری شود، ولی اعمال کشش محوری در نمونه‌های بتنی قدری دشوار است و در نتیجه عملاً هیچ‌گونه آزمایش استانداردی برای کشش مستقیم وجود ندارد. یکی از آزمایش‌های متداول در این زمینه، آزمایش خمش است. در این آزمایش از یک تیر ساده غیرمسلح که طول دهانه آن سه برابر ارتفاع مقطع است و دو بار متمرکز یکسان در نقاط یک سوم دهانه اعمال می‌شوند، استفاده می‌کنند. حداکثر تنش کششی در مقطع این تیر ایجاد می‌شود و از فرمول کلاسیک خمش $f = \frac{My}{I}$ محاسبه می‌گردد را اصطلاحاً مدول گسیختگی می‌نامند و با f_r نشان می‌دهند. باید توجه داشت که مدول گسیختگی از مقدار واقعی تنش کششی بتن بزرگتر است، زیرا مدول گسیختگی مبتنی بر توزیع خطی تنش است درحالی‌که توزیع تنش عملاً به صورت سهمی می‌باشند. مقدار عددی مدول گسیختگی به طور متوسط ۵۰ درصد بیشتر از مقاومت کششی مستقیم بتن است. [۲۲]

آزمایش دیگری که برای تخمین مقاومت کششی بتن بکار می‌رود، آزمایش شکاف‌خوردگی است که به آزمایش غیرمستقیم کشش یا آزمایش برزلی نیز معروف است. در این آزمایش، استوانه‌ای به

²⁴ Tension stiffening

قطر D و طول L را درحالی که محور آن افقی است، بین صفحات ماشین فشار قرار می‌دهند به طوری که فشار در امتداد یک صفحه قطری به نمونه وارد می‌شود. تنش کششی تقریباً یکنواخت که روی این صفحه قطری ایجاد می‌شود و از رابطه $\frac{2P}{\pi LD}$ محاسبه می‌شود (P برابر با فشار وارده است)، سبب شکاف خوردن نمونه در امتداد همین نمونه می‌شود. این آزمایش ضمن اینکه از نظر اجرا بسیار ساده است، این مزیت را نیز دارد که از همان نمونه‌های استوانه‌ای آزمایش فشاری می‌توان استفاده نمود. مقاومت کششی شکاف خوردگی که با f_{ct} نمایش داده می‌شود، نزدیک به مقدار واقعی مقاومت کششی بتن است. [۲۲]

بدین ترتیب مشاهده می‌شود که به دلیل مشکلات آزمایش تحت کشش مستقیم، اطلاعات محدود و مغایر با هم در این زمینه موجود می‌باشد. [۲۳]

محققان زیادی مقاومت کششی بتن را به صورت تابعی از مقاومت فشاری آن بیان نموده‌اند. همچنین روابط زیر در ACI و JSCE آورده شده است:

- رابطه آیین‌نامه بتن آمریکا (ACI-318):

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad (۳-۳)$$

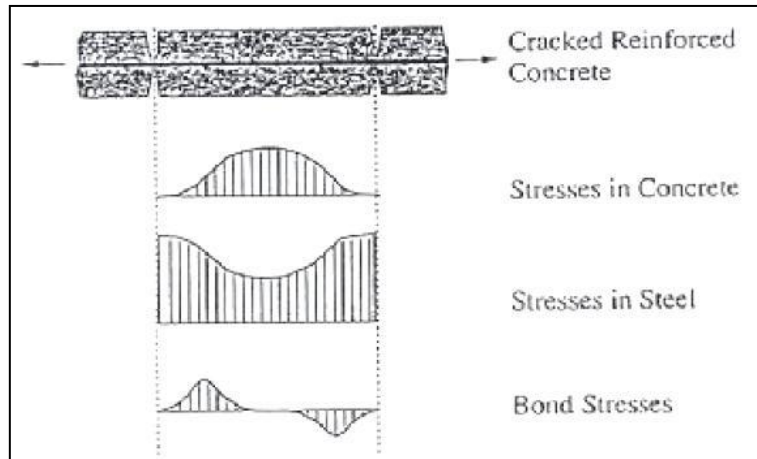
- رابطه آیین‌نامه ژاپن (JSCE):

$$f_t = 0.2(f'_c)^{\frac{2}{3}} \quad (۴-۳)$$

۳-۳-۲-۲-۲-۲-۲ فاصله ترک‌ها در المان‌های تسلیح شده با آرماتورهای فولادی

در یک المان بتن مسلح تحت کشش تک محوره، زمانی که تنش کششی به مقاومت کششی آن می‌رسد، ترک ایجاد می‌شود. با تشکیل اولین ترک، تنش در بتن در محل ترک به صفر کاهش می‌یابد. در این هنگام آرماتور در محل ترک، تمام بار وارده را تحمل می‌کند. به دلیل خاصیت چسبندگی بین بتن و آرماتور، قسمتی از بار در آرماتور به بتن منتقل می‌شود. شکل ۴-۱۰ گسترش تنش چسبندگی، تنش در بتن و تنش در فولاد را بین دو ترک متوالی نشان می‌دهد. با افزایش بار، زمانی که تنش کششی در بتن به مقاومت کششی آن برسد ترک دیگری بین دو ترک قبلی شکل می‌گیرد. در یک

مرحله مشخص در مدت بارگذاری، الگوی ترک پایدار شده، شکل می‌گیرد و در این هنگام افزایش بار تنها باعث افزایش عرض ترک‌های موجود می‌شود.



شکل ۴-۱۰- گسترش تنش در بتن ترک خورده [۲۴]

چندین متغیر در مکانیزم ترک تأثیر دارند. اصلی‌ترین آن‌ها، مقدار و نحوه توزیع آرماتور، خواص چسبندگی بتن و آرماتور و مقاومت کششی بتن می‌باشد. روابط متفاوتی برای تخمین فاصله ترک‌ها در المان بتن مسلح تحت کشش، بر پایه روش‌های تحلیلی و آزمایشگاهی پیشنهاد شده‌است. آیین‌نامه CEB-FIP [۲۵] فرمول‌های زیر را ارائه می‌دهد که فاصله متوسط ترک را به عنوان تابعی از قطر آرماتور، نسبت آرماتور، پوشش بتن و فاصله آرماتورها تعریف کرده‌است:

$$L_{av} = 2 \left(C + \frac{S_0}{10} \right) + 0.1 \frac{d_b}{\rho} \quad (۵-۳)$$

که در آن:

C : پوشش خالص بتن

S_0 : فاصله مرکز تا مرکز آرماتورها

K_1 : ضریبی برابر با ۰/۴ برای آرماتورهای آجدار و ۰/۸ برای آرماتورهای صاف

K_2 : ضریبی برای در نظر گرفتن تغییرات کرنش (برابر با ۰/۲۵ برای حالت کشش خالص و

۰/۱۲۵ برای خمش)

d_b : قطر آرماتور

ρ : نسبت آرماتور مؤثر

نسبت مؤثر آرماتور بر اساس مساحت بتن مؤثر است که حداکثر بعد بتن مؤثر، برابر با $7.5d_b$ در اطراف آرماتور در نظر گرفته می‌شود (به طور مؤثر در دو طرف آرماتور).

آیین‌نامه مؤسسه معماری ژاپن (AIJ) رابطه زیر را برای فاصله ترک‌ها ارائه داده‌اند:

$$L_{av} = 2 \left(C_{av} + \frac{s_0}{10} \right) + 0.1 \frac{d_b}{\rho_1} \quad (۶-۳)$$

که در آن:

C_{av} : مقدار پوشش متوسط بتن

ρ_1 : نسبت آرماتور مؤثر که بر اساس مساحت بتن مؤثر است و آن مساحتی از بتن است که مرکزی منطبق بر مرکز آرماتورهای کششی دارد.

آیین‌نامه‌های JSCE و ACI روابطی برای عرض ترک ارائه داده‌اند و فرمول واضحی، به صورت جداگانه برای فاصله ترک‌ها ارائه نکرده‌اند. به هر صورت با دانستن سرچشمه این مدل‌ها که افزایش فاصله ترک‌ها به وسیله اختلاف کرنش بین آرماتور و بتن است، فاصله ترک‌ها می‌تواند به صورت زیر بدست آید:

$$JSCE: L_{av} = 2.76C_{min} + 0.48S \quad (۷-۳)$$

$$ACI: L_{av} = 1.88 \left(C_1 A_{cel} / m \right)^{\frac{1}{3}} \quad (۸-۳)$$

که در آن:

C_{min} : حداقل پوشش بتن

S : فاصله خاص بین آرماتورها

C_1 : فاصله بین ضلع تحتانی تیر تا مرکز نزدیک‌ترین آرماتور کششی

A_{cel} : سطح مقطع بتنی که مرکز آن با مرکز آرماتورهای کششی یکسان است

m : تعداد آرماتورهای کششی

سالم و مایکوا (۱۹۹۸) [۲۴] فاصله ترک‌ها را به صورت زیر پیشنهاد نموده‌اند:

$$L_c = \frac{18d}{\sqrt{\rho f_c \times f_y^{0.1}}} (1 + 0.1f_t) \quad (9-3)$$

که در آن پارامترها به صورت زیر تعریف می‌شوند:

ρ : نسبت آرماتور در بتن

f_y : تنش تسلیم آرماتور ($\frac{kg}{cm^2}$)

f_t : مقاومت کششی بتن ($\frac{kg}{cm^2}$)

f_c : مقاومت فشاری بتن ($\frac{kg}{cm^2}$)

d : قطر آرماتور (cm)

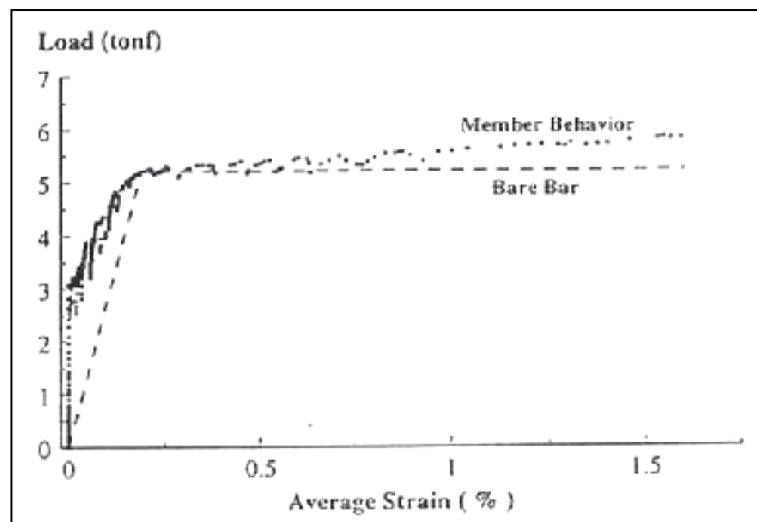
۳-۳-۲-۳- سخت شدگی کششی

در بتن مسلح، بتن ترک خورده می‌تواند به وسیله خاصیت توانایی مقاومت کششی قسمت‌های ترک‌نخورده بین دو ترک مجاور، قسمتی از تنش‌های کششی را تحمل می‌کند. در این حالت در یک کرنش متوسط مشخص، سختی بتن مسلح پس از ترک‌خوردگی، از سختی آرماتور به تنهایی بزرگ‌تر می‌باشد. این پدیده سخت‌شدگی کششی نامیده می‌شود. همانطور که در شکل ۴-۱۱ نشان داده شده‌است، اگر از چسبندگی چشم‌پوشی شود، ارتباط بین بار کششی و کرنش محوری اعضاء، مساوی با ارتباط بین بار کششی و کرنش محوری آرماتور تنها می‌شود.

سخت‌شدگی کششی بتن مسلح ترک‌خورده، بر تغییر شکل و عرض ترک اعضاء بتن مسلح تحت خمش یا نیروی کششی تأثیر می‌گذارد. به علاوه عرض ترک بر انتقال برش نیز تأثیر می‌گذارد و نهایتاً انتقال برش بر مقاومت نهایی اعضاء بتن مسلح تحت ترکیب برش و کشش تأثیر دارد. لذا در نظر گرفتن اثر سخت‌شدگی کششی برای دقت پیش‌بینی عملکرد اعضاء بتن مسلح ضروری می‌باشد. محققین حالت‌های مختلفی را برای مدل‌کردن اثر سخت‌شدگی کششی پیشنهاد داده‌اند. سخت‌شدگی کششی بتن پس از ترک‌خوردگی، معمولاً بر اساس نتایج آزمایش‌های انجام شده تحت

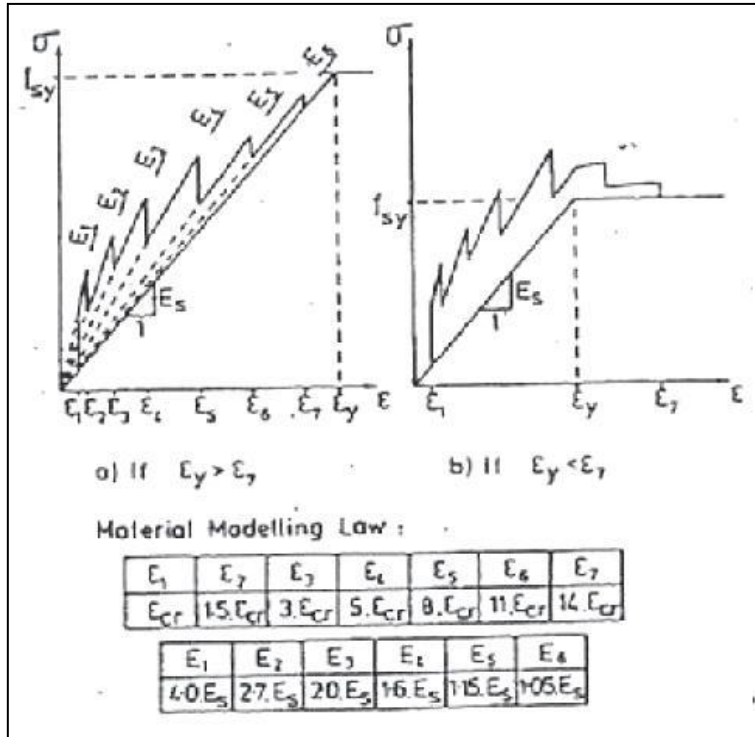
شرایطی که راستای تنش کششی اصلی با راستای تنش کششی اصلی آرماتور منطبق می‌شود، گسترش یافته‌است. سلطانی و همکارانش [۲۶] تأثیر راستای ترک بر مدل رفتاری سخت شدگی کششی را مورد بررسی قرار داده‌اند.

مدل رفتاری سخت شدگی کششی با کنترل کرنش‌های کششی المان‌های بتن مسلح در اجزای محدود، تأثیر بالایی در پیش‌بینی مقاومت برشی و شکل‌پذیری اعضای بتن مسلح دارد. تحقیقات صورت گرفته عموماً به المان‌های بتن مسلح با آرماتور فولادی متمرکز بوده‌اند و تحقیقات بسیار اندکی در خصوص تأثیر FRP بر منحنی سخت شدگی کششی و گسترش ترک صورت گرفته است.



شکل ۴-۱۱- اثر سخت شدگی کششی بر رفتار تغییر شکل بتن مسلح [۲۴]

اثر سخت شدگی کششی می‌تواند به دو روش در اجزای محدود بیان شود که یکی اصلاح سختی آرماتور و دیگری اصلاح مدل رفتاری بتن پس از ترک خوردگی برای تحمل نیروی کششی پس از گسترش ترک‌ها است. روش اول مانند روش گیلبرت و وارنر (۱۹۷۸) [۲۷] فرض می‌کند که بتن هیچ تنش عمود بر ترکی را تحمل نمی‌کند و تنش‌های اضافی توسط فولاد تحمل می‌شود (شکل ۴-۱۲). این روش برای مسایل دو وسه بعدی دقت مناسبی ندارد، زیرا ثابت شده است زمانی که ترک‌ها در راستای غیر از راستای عمود بر آرماتور گسترش می‌یابد (ترک‌های برشی)، رفتار پس از ترک خوردگی در راستای عمود بر ترک، مستقل از زاویه ترک می‌باشد.



شکل ۴-۱۲- مدل کردن اثر سخت‌شدگی به وسیله گیلبرت و وارنر (۱۹۷۸) [۲۷]

آیین‌نامه CEB-FIP مدلی به وسیله افزایش سختی آرماتور برای محاسبه اثر سخت‌شدگی

کششی ارائه کرده‌است (شکل ۴-۱۴) که به صورت زیر بیان می‌شود:

الف - ترک نخورده:

$$\epsilon_{s,m} = \epsilon_{s1} \quad 0 < \sigma_s \leq \sigma_{sr1} \quad (10-3)$$

ب - مرحله تشکیل ترک:

$$\epsilon_{s,m} = \epsilon_{s2} - \frac{\beta_t(\sigma_s - \sigma_{sr1}) + (\sigma_{srn} - \sigma_s)}{\sigma_{srn} - \sigma_{sr1}} (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad \sigma_{sr1} < \sigma_s \leq \sigma_{srn} \quad (11-3)$$

ج - پایدار شدن ترک خوردگی:

$$\epsilon_{s,m} = \epsilon_{s2} - \beta_t (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad \sigma_{sr2} < \sigma_s \leq f_{yk} \quad (12-3)$$

د - پس از جاری شدگی:

$$\epsilon_{s,m} = \epsilon_{sy} - \beta_t (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) + \delta \left(1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{yk}} \right) (\epsilon_{s2} - \epsilon_{s2y}) \quad f_{yk} < \sigma_s \leq f_{tk} \quad (13-3)$$

که در آن پارامترها به صورت زیر تعریف می‌شوند:

ϵ_m : کرنش اصلی فولاد

۱- روش‌هایی بر اساس رابطه تنش چسبندگی و لغزش متمرکز؛

۲- روش‌هایی که ارتباط بین بیشینه تنش (در محل ترک) و کرنش میانگین آرماتور را مدل می‌کنند؛

۳- روش‌هایی که ارتباط بین تنش متوسط و کرنش متوسط بتن را مدل می‌کنند.

در ادامه مدل‌های استفاده شده در این پژوهش معرفی می‌شود:

۳-۳-۲-۳-۱- مدل ووکیو و کالینز

ووکیو و کالینز (۱۹۶۸) [۲۸] روابط زیر را برای رابطه تنش-کرنش بتن پیشنهاد داده‌اند:

قبل از ترک خوردگی:

$$f_{c1} = E_c \varepsilon \quad \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr} \quad (14-3)$$

پس از ترک خوردگی:

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200\varepsilon_1}} \quad \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr} \quad (15-3)$$

که در آن:

f_{c1} : تنش کششی اصلی میانگین در بتن ترک خورده

ε_1 : کرنش کششی اصلی میانگین

f_{cr} : مقاومت کششی بتن

ε_{cr} : کرنش ترک خوردگی

$$f_{cr} = 0.33\sqrt{f'_{cr}} \quad (16-3)$$

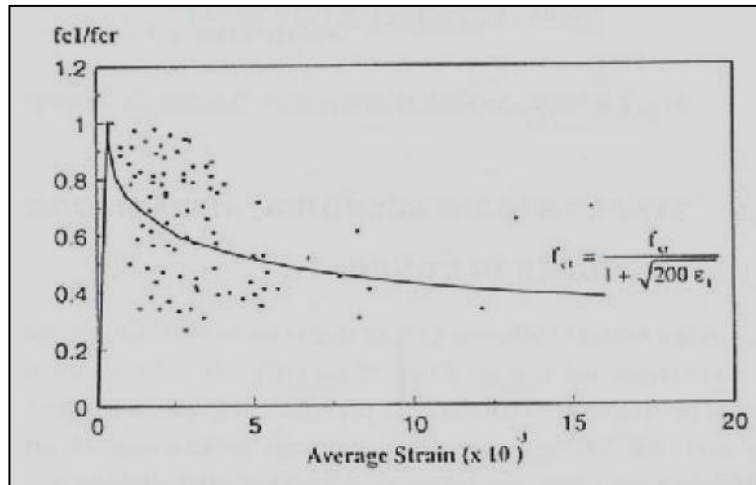
$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c} \quad (17-3)$$

E_c مدول ارتجاعی بتن است که به وسیله رابطه زیر بدست می‌آید:

$$E_c = \frac{2f'_c}{\varepsilon_c^*} \quad (18-3)$$

که در آن ε_c^* کرنش نظیر تنش فشاری حداکثر نمونه استوانه‌ای است. شکل ۴-۱۶ این مدل را

در مقایسه با نتایج حاصله بر روی پانل‌های بتنی تحت تنش‌های داخل صفحه نشان می‌دهد:



شکل ۴-۱۴- رابطه تنش- کرنش بتن در کشش به وسیله ووکیو و کالینز (۱۹۸۶) [۲۸]

مدل ووکیو و کالینز یکی از معروفترین مدل‌های سخت‌شدگی کششی است که در توسعه روش‌های جدید تعیین مقاومت برشی اعضای بتن مسلح مورد استفاده قرار گرفته‌است. تئوری MCFT^{۲۵} که توسط این محققین ارائه شده‌است، پایه و اساس روابط آیین‌نامه‌هایی همچون آیین‌نامه کانادا، نروژ و AASHTO برای محاسبه مقاومت برشی اعضا است. این مدل بر اساس آزمایش‌های پانل برشی توسعه یافته است.

۳-۳-۲-۳-۲- مدل کالینز و میشل

این مدل در واقع اصلاح شده مدل ووکیو و کالینز است که برای آرماتورهای آجدار ارائه شده‌است:

$$\sigma_t = \frac{f_t}{1 + \sqrt{500 \epsilon_t}} \quad (۱۹-۳)$$

دو مدل فوق در دانشگاه تورنتو توسعه یافته است و در کلیه روابط توسعه یافته توسط محققین دانشگاه تورنتو، مقاومت کششی بتن مطابق رابطه ACI-318 محاسبه می‌گردد [۲۹].

۳-۳-۲-۳-۳- مدل شیما و همکارانش

مطالعات شیما و همکارانش [۳۰] در دانشگاه توکیو منجر به توسعه این مدل به شکل زیر شده است:

²⁵ Modified Compression Field Theory

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (20-3)$$

در رابطه فوق مقدار c برای آرماتور آجدار برابر ۰/۴ و برای شبکه فولادی جوش شده برابر ۰/۲ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت کششی بتن نیز از آیین نامه (JSCE) محاسبه می‌گردد.

۳-۳-۳- رفتار تک محوری بتن در فشار

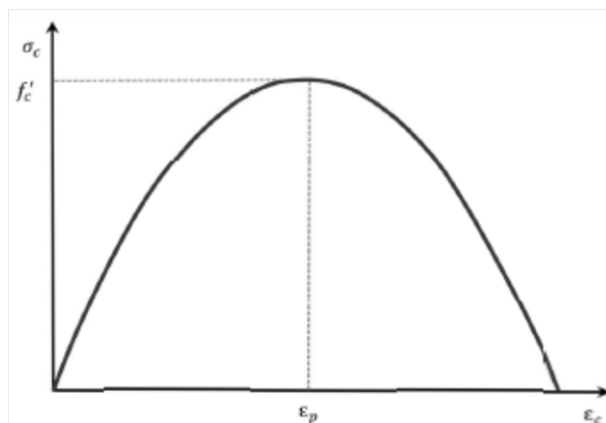
رفتار بتن تحت اثر فشار تک‌محوری را می‌توان به سه ناحیه تقسیم کرد؛ ناحیه خطی ارتجاعی، ناحیه سخت‌شدگی کرنشی و ناحیه نرم‌شدگی کرنشی. به طور معمول بتن تا حدود ۳۰ درصد مقاومت نهایی خود پاسخ خطی داشته و از آن به بعد وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. در محدوده تنش فشاری ۳۰ تا ۷۰ درصد مقاومت نهایی، بازشدگی ترک‌های چسبندگی در ناحیه انتقالی^{۲۶} بین سنگدانه و ملات سیمان اتفاق افتاده و پس از آن، ترک‌ها به ملات سیمان گسترش می‌یابند که در حد نهایی مقاومت فشاری، اتصال ریزترک‌ها به یکدیگر ناحیه شکست را به وجود می‌آورد [۳۱ و ۳۲].

مدل‌های مختلفی برای پیش‌بینی رفتار تک‌محوری فشاری بتن بر حسب مقاومت نهایی و کرنش متناظر آن ارائه شده‌است. از ساده‌ترین و کاربردی‌ترین مدل‌ها می‌توان به هذلولی هاگنستاد و منحنی پایه پوپویک اشاره نمود [۳۳].

۳-۳-۳-۱- هذلولی هاگنستاد

در توسعه مدل هاگنستاد، هدف اصلی پیش‌بینی رفتار قبل از حد نهایی مقاومت بتن بوده‌است. بر اساس این مدل، رفتار فشاری بتن معمولی مطابق شکل ۴-۱۸ و رابطه ۳-۲۱ تعیین می‌گردد.

²⁶ Interfacial Transition Zone (ITZ)



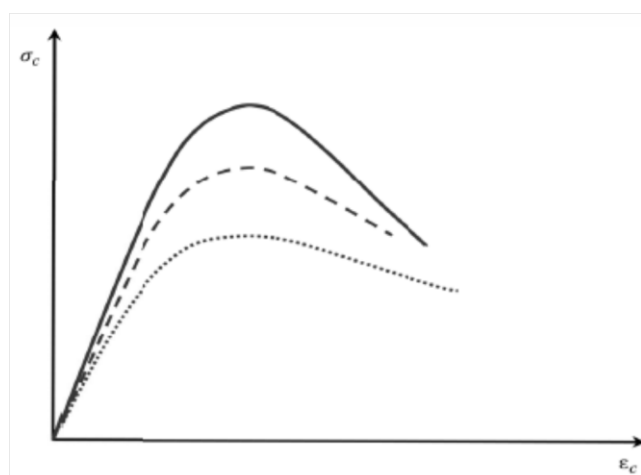
شکل ۴-۱۵- مدل فشاری هاگنستاد [۳۳]

$$f_{ci} = -f_p \left[2 \left(\frac{\epsilon_{ci}}{\epsilon_p} \right) - \left(\frac{\epsilon_{ci}}{\epsilon_p} \right)^2 \right] < 0 \quad \text{for} \quad \epsilon_{ci} < 0 \quad (21-3)$$

$$E_c = \frac{2f_p}{\epsilon_p} \quad (22-3)$$

۳-۳-۲- منحنی پایه پوپویک

پوپویک منحنی تنش- کرنش فشاری بتن معمولی را مطابق رابطه ۳-۲۳ ارائه داد. در این مدل مطابق شکل ۴-۱۹ با افزایش مقاومت نهایی بتن، سختی اولیه و کرنش متناظر با مقاومت نهایی آن نیز افزایش می‌یابد [۳۴ و ۳۵].



شکل ۴-۱۶- مدل فشاری پوپویک [۳۵]

$$f_{ci} = - \left(\frac{\epsilon_{ci}}{\epsilon_p} \right) f_p \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon_{ci}}{\epsilon_p} \right)^n} \quad \text{for} \quad \epsilon_{ci} \leq 0 \quad (23-3)$$

n : متغیر مدل^{۲۷} است که بر حسب سختی اولیه بتن و سختی سکانتی نقطه متناظر با مقاومت

نهایی از روابط زیر بدست می‌آید:

$$n = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (۲۴-۳)$$

$$E_{sec} = \frac{f_p}{\varepsilon_p} \quad (۲۵-۳)$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad (۲۶-۳)$$

۳-۳-۳-۳- مدل فشاری مایکاوا

مدل ارائه شده توسط مایکاوا [۱۸] قادر به پیش‌بینی رفتار بتن در بارگذاری، باربرداری و

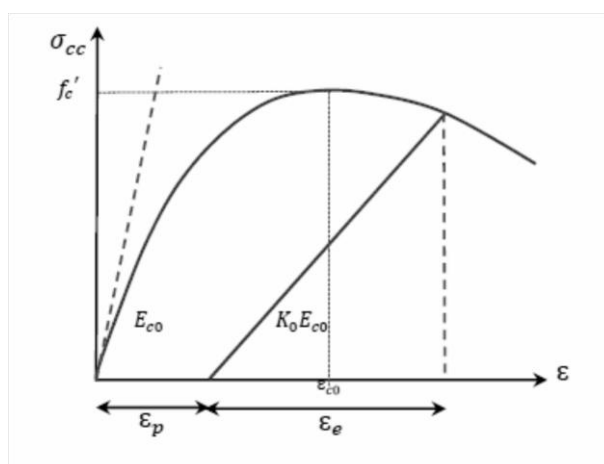
بارگذاری مجدد می‌باشد. این مدل برای بارگذاری یکنوا^{۲۸} به شرح ذیل تعریف می‌گردد.

$$\sigma_{cc} = \omega k_0 E_{c0} (\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (۲۷-۳)$$

$$k_0 = \exp\left(-0.73 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left(1 - \exp\left(-1.25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)\right)\right) \quad (۲۸-۳)$$

$$\varepsilon_p = \beta \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} - \frac{20}{7} \left(1 - \exp\left(-0.35 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)\right)\right) \varepsilon_c \quad (۲۹-۳)$$

$$E_{c0} = E_0 \frac{f'_c}{\varepsilon_c} \quad (۳۰-۳)$$



شکل ۴-۱۷- مدل فشاری مایکاوا [۱۸]

²⁷ Curve fitting parameter

²⁸ Monotonic

در روابط فوق :

E_0 : متغیر مدل که برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود؛

β : برای بارگذاری با نرخ کرنش کم برابر با یک در نظر گرفته می‌شود؛

ω : در حالت فشار تک‌محوری برابر با یک می‌باشد؛

ε_c : کرنش متناظر با مقاومت نهایی بتن.

۳-۳-۴- مدل مندر و همکارانش

در این پایان‌نامه برای رفتار فشاری تک‌محوری از مدل ارائه شده توسط مندر و همکارانش

(۱۹۹۸) [۳۶] مطابق شکل ۴-۲۱ و روابط ۴-۳۱ تا ۴-۳۶ استفاده شده است.

برای بارگذاری یکنوا و نرخ کرنش کم، تنش تک‌محوری فشاری (f_c) به صورت زیر بدست

می‌آید:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (31-3)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (32-3)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (33-3)$$

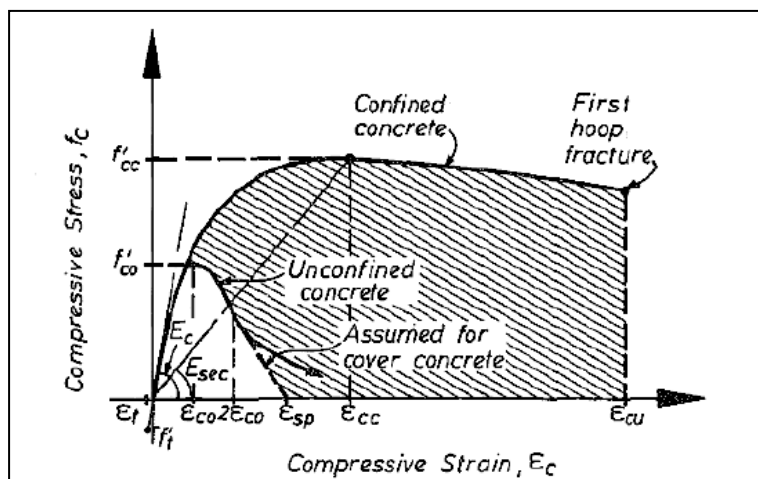
که f'_{cc} مقاومت فشاری بتن محصور، ε_c کرنش بتن و f'_{co} مقاومت بتن غیرمحصور با کرنش مربوطه ε_{co} است.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (34-3)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad (Mpa) \quad (35-3)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (36-3)$$

در حالتی که شرایط محصورشدگی نداریم $f'_{cc} = f'_{co}$ ، بنابراین $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$ خواهد شد.



شکل ۴-۱۸- مدل تنش-کرنش پیشنهاد شده برای بتن محصور و غیرمحصور تحت بارگذاری یکنوا

۳-۳-۴- رفتار فولاد

مدل رفتاری آرماتور در حالتی که به طور موضعی مورد بررسی قرار گیرد، می‌تواند معادل مدل رفتار فولاد در نظر گرفته شود اما در حالتی که مدل‌سازی متوسط مقیاس انجام می‌گردد، باید مدل رفتاری آرماتور نیز اصلاح شود. با توجه به انتقال تنش‌های چسبندگی از آرماتور به بتن، توزیع تنش در طول یک آرماتور با توزیع تنش در یک آرماتور تنها^{۲۹} متفاوت خواهد بود. در این حالت وقتی که تنش آرماتور در محل ترک به تنش جاری شدن فولاد می‌رسد، آرماتور در محل ترک‌ها هنوز در ناحیه ارتجاعی می‌باشد. متوسط تنش جاری شدن آرماتور به شکل زیر به دست می‌آید:

$$f_y A_s = f_t A_c + \bar{f}_y A_s \rightarrow \bar{f}_y = f_y \left(1 - 0.5 \frac{\rho_{cr}}{\rho}\right) \quad (۳-۳۷)$$

شیب سخت‌شدگی به درصد آرماتور، تنش تسلیم، زاویه ترک، مقاومت بتن و کرنش شروع سخت‌شدگی کرنش در مدل رفتاری مصالح وابسته است. این مدل رفتاری برای فولاد در شکل ۴-۲۲ نشان داده شده‌است.

²⁹ Bare bar

مدل‌های دو خطی شیما و همکارانش [۳۷] و چندخطی سالم و مایکاوا [۲۴] بر اساس رفتار متوسط^{۳۰} آرماتور ارائه شده‌اند. مقدار تنش تسلیم متوسط آرماتور در مدل شیما و مایکاوا با استفاده از معادلات تعادل مطابق رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\sigma = f_y + \left(1 - e^{\frac{(\varepsilon_y - \varepsilon)}{k}} \right) (1.01f_u - f_y) \quad (38-3)$$

که در آن:

$$k = 0.04(400/f_y)^{1/3} \quad (39-3)$$

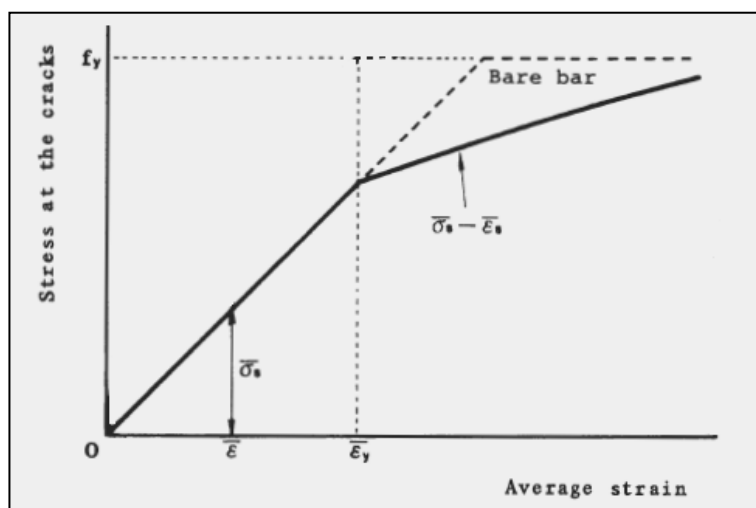
f_y : تنش جاری‌شدن در رفتار متوسط فولاد

f_u : مقاومت کششی

σ : تنش

ε_y : تنش جاری‌شدن در رفتار متوسط فولاد

ε : کرنش

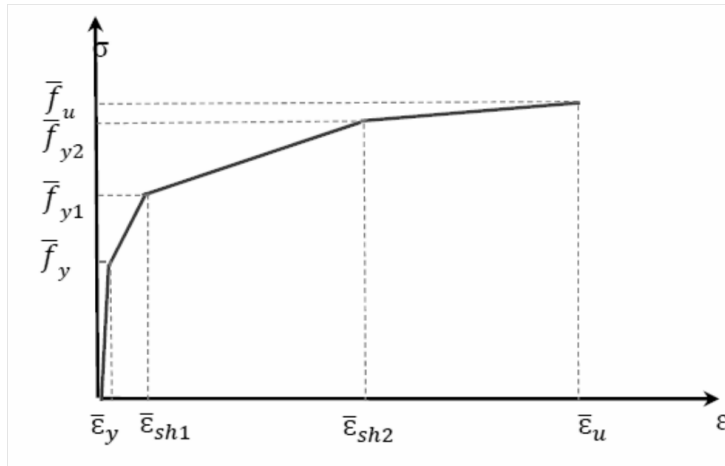


شکل ۴-۱۹- مدل رفتار متوسط فولاد

³⁰ Average

در مدل چند خطی سالم و مایکاو مطابق شکل ۴-۲۰ برای مدل سازی استفاده شده است. نقاط

مختلف منحنی رفتاری آرماتور به شرح زیر است:



شکل ۴-۲۰- مدل چندخطی سالم و مایکاو

$$\frac{\bar{f}_u}{f_y} = 0.993 - \left[\frac{0.22 \left(\frac{\bar{f}_u}{f_y} \right)^{-3}}{\frac{\rho_{cr}}{\rho}} \right] \quad (40-3)$$

$$\bar{\sigma} = E_s \bar{\varepsilon} ; \quad \bar{\varepsilon} \leq \bar{\varepsilon}_y \quad (41-3)$$

$$\bar{\sigma} = \bar{f}_y + \left(\frac{\bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}_y}{\bar{\varepsilon}_{sh1} - \bar{\varepsilon}_y} \right) (\bar{f}_{y1} - \bar{f}_y) ; \quad \bar{\varepsilon}_y \leq \bar{\varepsilon} \leq \bar{\varepsilon}_{sh1} \quad (42-3)$$

$$\bar{\sigma} = \bar{f}_{y1} + \left(\frac{\bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}_{sh1}}{\bar{\varepsilon}_{sh2} - \bar{\varepsilon}_{sh1}} \right) (\bar{f}_{y2} - \bar{f}_{y1}) ; \quad \bar{\varepsilon}_{sh1} \leq \bar{\varepsilon} \leq \bar{\varepsilon}_{sh2} \quad (43-3)$$

$$\bar{\sigma} = \bar{f}_{y2} + \left(\frac{\bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}_{sh2}}{\bar{\varepsilon}_u - \bar{\varepsilon}_{sh2}} \right) (\bar{f}_u - \bar{f}_{y2}) ; \quad \bar{\varepsilon}_{sh2} \leq \bar{\varepsilon} \leq \bar{\varepsilon}_u \quad (44-3)$$

$$\frac{\bar{\varepsilon}_{sh1}}{\varepsilon_y} = \left(g + h \frac{\varepsilon_{sh}}{\varepsilon_y} \right) k_p k_{u/y} \quad (45-3)$$

$$g = 2.7 - \left(\frac{f_y}{3500} \right) \quad (46-3)$$

$$h = 0.43 + 0.18 - \left(\frac{f_y}{3500} \right) \quad (47-3)$$

$$k_p = a + \frac{b}{\rho_{cr}/\rho} \quad (48-3)$$

$$k_{u/y} = c - d \left(\frac{f_u}{f_y} \right) \geq 1.0 \quad (49-3)$$

$$a = 0.45 + 0.55 \left(\frac{\varepsilon_{sh}/\varepsilon_y}{10} \right) \quad (50-3)$$

$$c = 3.25 - 0.25(\varepsilon^{sh}/\varepsilon_y) \geq 2.08 \quad (51-3)$$

$$d = 1.5 - (\varepsilon^{sh}/\varepsilon_y)/6 \quad (52-3)$$

$$\bar{f}_{y1} = \bar{f}_y + (f_y - \bar{f}_y)\phi \quad (53-3)$$

$$\phi = a + (1 - a) \left(1 - e^{-\lambda \left(\frac{f_u}{\bar{f}_y} - 1.09 \right)} \right) \quad (54-3)$$

$$a = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - e^{-\beta \left(\frac{\rho}{\rho_{cr}} - 1.0 \right)} \right) \quad (55-3)$$

$$\alpha = 0.4 \left(\frac{\varepsilon^{sh}}{\varepsilon_y} \right)^{0.25} \quad (56-3)$$

$$\beta = 0.5 \left(\frac{\varepsilon^{sh}}{\varepsilon_y} \right)^{0.4} \quad (57-3)$$

$$\lambda = 7.5 + \left(\frac{\rho}{\rho_{cr}} - 1 \right) \frac{\gamma - 7.5}{0.75} \leq \gamma \quad (58-3)$$

$$\gamma = 10 + 12 \left[\frac{\left(\frac{\varepsilon^{sh}}{\varepsilon_y} \right)}{10} \right] \quad (59-3)$$

$$\bar{\varepsilon}_{sh2} = \left(\frac{\bar{\varepsilon}_{sh1} + \bar{\varepsilon}_u}{2.5} \right) \quad (60-3)$$

$$\bar{f}_{y2} = 1.02 \left(\bar{f}_{y1} + \left(1 - e^{-\frac{\bar{\varepsilon}_{sh1} - \bar{\varepsilon}_{sh2}}{k}} \right) (1.01 f_u - \bar{f}_{y1}) \right) \quad (61-3)$$

$$\bar{\varepsilon}_u = \bar{\varepsilon}_{sh1} - k \ln \left(1 - \frac{f_u - \bar{f}_{y1}}{1.01 f_u - \bar{f}_{y1}} \right) \quad (62-3)$$

$$k = 0.035 \left(\frac{4000}{f_y} \right)^{1/3} \quad (63-3)$$

۳-۴- مدل سازی رفتار مصالح در نرم افزار

در این تحقیق از روش اجزای محدود در برنامه ABAQUS برای بررسی رفتار تیرهای بتنی مقاوم شده با ورق های Hybrid FRP استفاده شده است. در ادامه به نحوه مدل سازی بتن و فولاد تیر بتن مسلح در نرم افزار می پردازیم.

۳-۴-۱- بتن

این نرم‌افزار برای شبیه‌سازی مصالح بتنی دو مدل مشخصه در اختیار کاربر قرار می‌دهد که عبارتند از:

۱- مدل ترک پخشی بتن^{۳۱}

۲- مدل آسیب‌دیدگی پلاستیک بتن^{۳۲}

در این تحقیق از روش دوم استفاده شده‌است. این مدل بر پایه پلاستیسیته و آسیب برای بتن استوار است. در ادامه به تشریح این دو مدل پرداخته می‌شود.

۳-۴-۱-۱- روش ترک پخشی

روش ترک پخشی اولین بار توسط رشید^{۳۳} در سال ۱۹۶۸ ارائه شد. در این روش محل ترک‌خوردگی از قبل مشخص نیست و هدف یافتن مسیر رشد ترک است. لذا در این روش با این فرض که ترک‌ها در نمونه یا المان به طور یکسان توزیع شده‌است، روابط ساختاری ماده بر اساس تنش متوسط- کرنش متوسط به کار گرفته می‌شود و تا پایان تحلیل، محیط پیوسته همچنان پیوسته باقی مانده و اثرات ترک‌خوردگی در مدل رفتاری نمونه اعمال می‌شود. همچنین یکی از فرضیات اساسی این روش بدین صورت تعریف می‌شود که بعد از ترک‌خوردگی، تأثیر کرنش عمود بر ترک بر رفتار راستاهای دیگر بطور صریح وارد محاسبات نمی‌شود و اثرات آن با اصلاح مدل‌های رفتاری انجام می‌پذیرد. به عنوان مثال در یک المان تحت اثر تنش‌های دومی، بعد از ترک‌خوردن به جای استفاده از مدل‌های دو محوری مبتنی بر تئوری خمیری، مسأله تبدیل به دو وضعیت تنش تک‌محوری می‌شود. مدل‌های ترک پخشی با دو فرمول‌بندی کلی ارائه شده‌اند که در ادامه به اختصار معرفی می‌گردد.

³¹ Concrete Smearred Cracking

³² Concrete Damage Plasticity (CDP)

³³ Rashid

۳-۴-۱-۱-۱-مدل ترک پخشی چرخشی^{۳۴}

این روش اولین بار به صورت تلویحی در سال ۱۹۷۴ توسط کالینز و میشل در تئوری میدان فشاری ارائه شد و در سال ۱۹۸۰ توسط کوپه^{۳۵} و همکارانش توسعه یافت. اما فرمول‌بندی کامل این روش در سال‌های ۱۹۸۲ و ۱۹۸۶ توسط ووکیو و کالینز در تئوری میدان فشاری اصلاح شده ارائه گردید [۲۹]. در این روش فرض می‌شود همواره راستای ترک با راستای تنش‌های اصلی منطبق است. بنابراین برش انتقالی در صفحات ترک وجود ندارد. با اینکه این روش نمی‌تواند پدیده‌های مرتبط با بارگذاری برشی مانند لغزش برشی ترک را در محاسبات وارد کند، اما در وضعیتی که راستاهای تنش اصلی تغییرات کمی را نشان می‌دهد، استفاده از این روش نتایج قابل قبولی را ارائه می‌دهد. البته در سال ۲۰۰۰ اصلاحاتی در این مدل توسط ووکیو انجام شد تا بتوان پدیده لغزش برشی ترک را پیش‌بینی کرد [۳۸].

۳-۴-۱-۱-۲-مدل ترک پخشی ثابت^{۳۶}

این روش اولین بار توسط رشید و همکارانش در سال ۱۹۶۸ ارائه شد و توسط گریستل و سرونکا در سال ۱۹۷۱ توسعه یافت. فرمول‌بندی کامل این روش توسط مایکاو و همکارانش برای ترک پخشی دوجته و چهارجته ارائه شده است [۱۸]. در روش ترک ثابت، بعد از ترک خوردگی راستای تنش‌های اصلی می‌تواند منطبق بر راستای ترک نباشد. لذا علاوه بر مدل‌های رفتاری مورد نیاز در روش ترک چرخشی، در این روش نیاز به مدل رفتاری انتقال تنش برشی در سطح ترک^{۳۷} می‌باشد. در این روش چند ترک در طول بارگذاری می‌تواند رخ دهد. اثرات اندرکنشی این ترک‌ها قابل محاسبه می‌باشد. بنابراین به طور کلی این روش سازگاری بیشتری با رفتار واقعی المان‌های بتن مسلح دارد.

³⁴ Rotating Smear Cracks

³⁵ Cope

³⁶ Fixed Smear Cracks

³⁷ Aggregate interlock

۳-۴-۱-۲- مدل آسیب دیدگی پلاستیک بتن [۱۹]

تئوری کلاسیک پلاستیک یکی از تئوری‌های موفق در توصیف رفتار غیرخطی بتن می‌باشد و دلیل آن نیز تعریف معیار تسلیم^{۳۸} است. بیشترین موفقیت این تئوری در بتن مسلح و سایر مواردی است که در آن‌ها فشار عامل تعیین کننده شکست می‌باشد. امروزه در مسایلی که در آن‌ها کشش و یا به عبارتی گسترش ترک نقش اصلی را در مکانیزم شکست ایفا می‌نماید، مانند شکست برشی سازه‌های بتن مسلح، از تئوری پلاستیک در مناطق فشاری و مناطقی که در آن‌ها حداقل یکی از تنش‌های اصلی، کششی است از تئوری مکانیک شکست استفاده می‌شود. اگر چه این روش در حل بسیاری از مسایل موفق بوده است، اما مشکلاتی وجود دارد که استفاده از آن را محدود می‌کند. از جمله این مشکلات می‌توان به نداشتن تعادل در نقطه ترک در زمانی که بیش از یک ترک بوجود می‌آید و یا ناتوانی این روش در بارگذاری‌های تناوبی هنگامی که ترک‌ها باز و بسته می‌شوند اشاره نمود. بعضی از این مشکلات می‌توانند با استفاده از یک مدل ترکیبی برای تحلیل رفتار غیرخطی بتن حل شوند. مدل آسیب دیدگی یک مدل ترکیبی است که توأمان هم شکست ناشی از فشار و هم شکست ناشی از کشش را با تعریف حدود مجاز مناسب برای پارامترهای مختلف هر دو حالت شکست در نظر می‌گیرد. این مدل برای اولین بار توسط لوبلینر و همکارانش [۲۰] ارائه شد و سپس توسط لی و فنوس [۲۰] اصلاح شد. این مدل برای تحلیل بتن و سایر مصالح نیمه ترد مانند سنگ و سرامیک تحت بارگذاری کلی (یکنواخت، تناوبی و دینامیکی) مناسب می‌باشد. در این مدل فرض می‌شود که مهمترین مکانیزم‌های شکست بتن، ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری بتن می‌باشد.

سطح تسلیم (شکست) با استفاده از متغیرهای سخت‌شوندگی^{۳۹} $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ و $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ که به ترتیب کرنش پلاستیک معادل^{۴۰} در کشش و فشار هستند، کنترل می‌شود. در ادامه به صورت مختصر به توضیح تئوری مدل آسیب دیدگی پلاستیک پرداخته می‌شود.

³⁸ Yield Criterion

³⁹ Hardening variables

⁴⁰ Equivalent plastic strain

۳-۴-۱-۲-۱- رابطه تنش- کرنش

رابطه تنش-کرنش به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el}(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el}(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (۶۴-۳)$$

در رابطه بالا D_0^{el} سختی الاستیک اولیه ماده (قبل از آسیب دیدگی)، $D^{el} = (1 - d)D_0^{el}$ سختی الاستیک کاهش یافته و $(1 - d)$ مقدار عددی کاهش سختی است. d می‌تواند مقادیری از صفر (برای ماده آسیب ندیده) تا یک (برای ماده کاملاً آسیب دیده) داشته باشد. آسیب‌دیدگی همراه با مکانیزم‌های شکست بتن (ترک‌خوردگی و خردشدگی) باعث کاهش در سختی الاستیک می‌شود که این کاهش به وسیله مقدار عددی d وارد محاسبات می‌گردد.

طبق روال روابط مورد استفاده در مکانیک آسیب‌دیدگی پیوسته^{۴۱}، تنش مؤثر به صورت زیر

تعریف می‌شود:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el}(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (۶۵-۳)$$

رابطه تنش و تنش مؤثر مطابق رابطه زیر می‌باشد:

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} \quad (۶۶-۳)$$

همانگونه که در ادامه توضیح داده می‌شود کاهش سختی الاستیک به وسیله متغیرهای سخت‌شوندگی (ε^{pl}) و تنش مؤثر ($\bar{\sigma}$) کنترل می‌شود به عبارتی دیگر $d = d(\varepsilon^{pl}, \bar{\sigma})$.

۳-۴-۱-۲-۲- متغیرهای سخت‌شوندگی

متغیرهای سخت‌شوندگی شامل سخت‌شوندگی در کشش و سخت‌شوندگی در فشار می‌باشند.

نرخ سخت‌شوندگی معادل پلاستیک از رابطه ۳-۶۷ بدست می‌آید:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_t^{pl} \\ \dot{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix} ; \quad \dot{\varepsilon}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}_{pl}) \cdot \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (۶۷-۳)$$

⁴¹ Continuum Damage Mechanics

ترک خوردگی و خردشدگی بتن باعث افزایش‌های متغیرهای سخت‌شوندگی می‌شوند. همچنین این مقادیر سطح تسلیم و کاهش سختی الاستیک را کنترل می‌نمایند.

۴۲-۳-۱-۴-۳- تابع تسلیم

تابع تسلیم $F(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}^{pl})$ بیانگر یک سطح در فضای تنش مؤثر می‌باشد که مشخص کننده شکست یا آسیب‌دیدگی است. برای مدل آسیب‌دیدگی پلاستیک می‌توان نوشت:

$$F(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (۶۸-۳)$$

شکل مشخص این تابع در بخش‌های بعدی همین فصل توضیح داده می‌شود.

۴۳-۴-۱-۴-۳- قانون جریان

جریان پلاستیک بوسیله پتانسیل جریان مطابق با قانون جریان به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (۶۹-۳)$$

که در آن λ ضریب پلاستیک نامنفی است. پتانسیل پلاستیک در فضای تنش مؤثر تعریف می‌شود.

۴-۳-۱-۴-۵- آسیب‌دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری تک‌محوری

فرض می‌شود که منحنی‌های تنش-کرنش می‌توانند به منحنی‌های تنش در مقابل کرنش پلاستیک تبدیل شوند. در این صورت خواهیم داشت:

$$\sigma_t = \sigma_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\bar{\varepsilon}}_t^{pl}, \theta) \quad (۶۹-۳)$$

$$\sigma_c = \sigma_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\bar{\varepsilon}}_c^{pl}, \theta) \quad (۷۰-۳)$$

در روابط بالا اندیس‌های t و c به ترتیب بیانگر کشش و فشار می‌باشند، $\dot{\bar{\varepsilon}}_c^{pl}$ و $\dot{\bar{\varepsilon}}_t^{pl}$ نرخ‌های

کرنش پلاستیک معادل هستند و $\bar{\varepsilon}_c^{pl} = \int_0^t \dot{\bar{\varepsilon}}_c^{pl} dt$ و $\bar{\varepsilon}_t^{pl} = \int_0^t \dot{\bar{\varepsilon}}_t^{pl} dt$ کرنش‌های معادل پلاستیک می‌باشند و θ دما می‌باشد.

⁴² Yield function

⁴³ Flow rule

تحت بارگذاری تک‌محوری نرخ‌های کرنش پلاستیک مؤثر به صورت زیر می‌باشند:

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} = \dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \quad (71-3)$$

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} = -\dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \quad (72-3)$$

در ادامه به صورت قراردادی σ_c را مقدار عددی مثبت تنش فشاری تک‌محوری در نظر می‌گیریم

$$\sigma_c = \sigma_{11} \text{ دیگر}$$

همانگونه که در شکل ۴-۲۰ و ۴-۲۱ نشان داده شده‌است، زمانی که از روی نمونه‌های بتنی در هر نقطه از شاخه نرم‌شوندگی کرنش، باربرداری شود پاسخ باربرداری ضعیف‌تر خواهد بود که علت این امر نیز کاهش سختی الاستیک به دلیل آسیب‌دیدگی می‌باشد. کاهش سختی الاستیک در فشار و کشش بسیار با یکدیگر متفاوت می‌باشند. این کاهش سختی در کشش و فشار به وسیله مقادیر مستقل آسیب‌دیدگی تک‌محوری d_t و d_c وارد محاسبات می‌گردد. فرض می‌شود که این مقادیر تابعی از کرنش‌های پلاستیک معادل باشند. در این صورت خواهیم داشت:

$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (73-3)$$

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (74-3)$$

در این پایان‌نامه متغیر آسیب را به صورت زیر تعریف می‌کنیم:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f'_t} \quad (75-3)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f'_c} \quad (76-3)$$

بنابراین تا رسیدن به تنش حداکثر آسیب‌دیدگی صفر است.

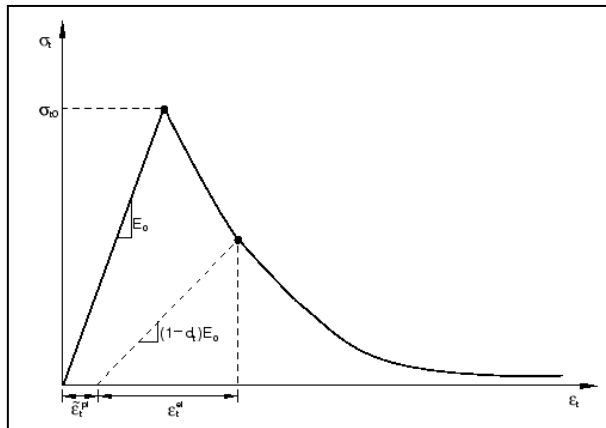
اگر E_0 سختی الاستیک اولیه باشد، رابطه تنش-کرنش بارگذاری کششی و فشاری تک‌محوری

عبارتست از:

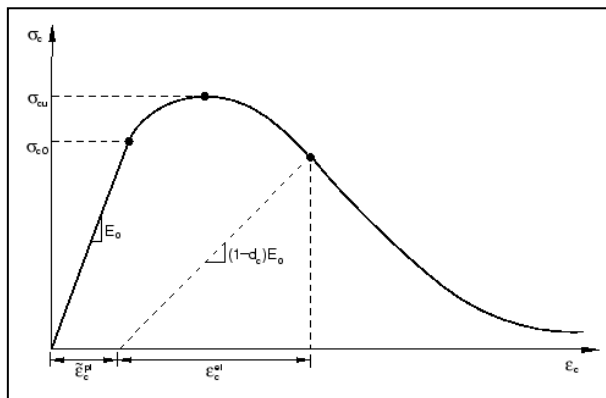
$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (77-3)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (78-3)$$

منحنی‌های تنش-کرنش تحت کشش و فشار تک محوری به ترتیب مطابق شکل‌های ۲۱-۴ و ۲۲-۴ می‌باشند. مدل‌های به کار رفته برای این دو رفتار در این پایان‌نامه در بخش‌های ۲-۳-۳ و ۳-۳-۳ آورده شده‌است.



شکل ۲۱-۴- منحنی شماتیک تنش-کرنش تحت کشش تک محوری [۱۹]



شکل ۲۲-۴- منحنی شماتیک تنش-کرنش در فشار تک محوری [۱۹]

تحت بارگذاری کششی تک محوری ترک‌ها عمود بر جهت تنش‌ها گسترش می‌یابند و این امر باعث کاهش سطح مؤثر (سطح کل منهای سطح آسیب‌دیده) می‌شود و در نتیجه تنش مؤثر افزایش می‌یابد. این تأثیر در بارگذاری فشاری که ترک‌ها به موازات جهت بارگذاری رشد می‌نمایند، کمتر است. با این وجود بعد از خردشدگی قابل ملاحظه‌ای از بتن سطح مؤثر کاهش و در نتیجه تنش مؤثر افزایش می‌یابد. روابط محاسبه تنش مؤثر کششی و فشاری عبارتند از:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_t}{1-d_t} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (79-3)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_c}{1-d_c} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (80-3)$$

۳-۴-۱-۲-۶- آسیب‌دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری تناوبی

تک‌محوری

مکانیزم کاهش سختی در بارگذاری تناوبی تک‌محوری به دلیل باز و بسته شدن ترک‌ها پیچیده‌تر می‌باشد. بر اساس یافته‌های تجربی در مواد نیمه ترد از جمله بتن زمانی که جهت بارگذاری از کشش به فشار تغییر می‌کند قدری بازیابی^{۴۴} در سختی فشاری بوجود می‌آید که دلیل این امر بسته شدن ترک‌های کششی در فشار است.

همانگونه که قبلاً نیز گفته شد در مدل آسیب‌دیدگی پلاستیک فرض می‌شود که سختی الاستیک کاهش یافته با ضرب مقدار عددی $(1 - d)$ در سختی الاستیک بدست می‌آید. به عبارتی دیگر:

$$E = (1 - d)E_0 \quad (۸۱-۳)$$

مقدار آسیب‌دیدگی d تابعی از تنش و مقدار آسیب‌دیدگی تک‌محوری d_t و d_c می‌باشد. فرض می‌شود که:

$$(1 - d) = (1 - \xi_t d_t)(1 - \xi_c d_c) \quad 0 \leq \xi_t, \xi_c \leq 1 \quad (۸۲-۳)$$

در روابط بالا ξ_t و ξ_c توابعی از تنش هستند که اثرات بازیابی سختی همراه با تغییر جهت تنش‌ها را در نظر می‌گیرند. آن‌ها با روابط زیر تعریف می‌شوند:

$$\xi_t = 1 - w_t r^*(\bar{\sigma}_{11}) \quad 0 \leq w_t \leq 1 \quad (۸۳-۳)$$

$$\xi_c = 1 - w_c (1 - r^*(\bar{\sigma}_{11})) \quad 0 \leq w_c \leq 1 \quad (۸۴-۳)$$

$$r^*(\bar{\sigma}_{11}) = H(\bar{\sigma}_{11}) = \begin{cases} 1 & \bar{\sigma}_{11} > 0 \\ 0 & \bar{\sigma}_{11} < 0 \end{cases} \quad (۸۵-۳)$$

فاکتورهای وزنی w_t و w_c که از خصوصیات مواد فرض می‌شوند بازیابی سختی فشاری و کششی را در معکوس شدن بارگذاری کنترل می‌نمایند. برای روشن شدن مطلب مثال نشان داده شده در

⁴⁴ Recovery

شکل ۴-۲۳ در نظر گرفته می‌شود که در آن بارگذاری از کشش به فشار تغییر جهت می‌دهد. فرض می‌شود که هیچ آسیب‌دیدگی فشاری (خردشدگی) قبلی در بتن وجود ندارد و یا به عبارتی $\varepsilon_c^{pl} = 0$ و $d_c = 0$ می‌باشد، بنابراین:

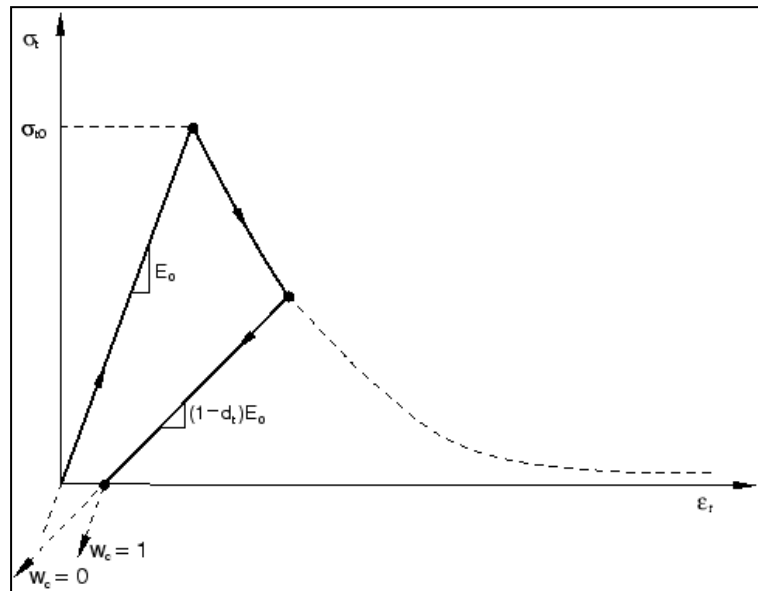
$$(1 - d) = (1 - \xi_c d_t) = (1 - (1 - w_c(1 - r^*))d_t) \quad (۸۶-۳)$$

در کشش $\sigma_{11} > 0$ و $r^* = 1$ می‌باشد بنابراین همانگونه که انتظار می‌رفت $d = d_t$ است. در فشار $\sigma_{11} < 0$ و $r^* = 0$ می‌باشد در نتیجه $d = (1 - w_c)d_t$ است. اگر $w_c = 1$ باشد آن‌گاه $d = 0$ می‌شود. بنابراین سختی فشاری ماده به طور کامل بازیابی می‌شود (در چنین مواردی $E = E_0$ است). اگر $w_c = 0$ باشد، آن‌گاه $d = d_1$ می‌شود و در نتیجه هیچ بازیابی در در سختی وجود نخواهد داشت. مقادیر بین صفر تا یک برای w_c باعث مقداری بازیابی در سختی می‌شوند.

نرخ‌های کرنش پلاستیک معادل از روابط زیر بدست می‌آیند:

$$\dot{\varepsilon}_t^{pl} = r^* \dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \quad (۸۷-۳)$$

$$\dot{\varepsilon}_t^{pl} = -(1 - r^*) \dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \quad (۸۸-۳)$$



شکل ۴-۲۳- تأثیر فاکتورهای وزنی در بازیابی سختی فشاری [۱۹]

۳-۴-۱-۲-۷- آسیب‌دیدگی و کاهش سختی برای بارگذاری چند محوری

مطابق روابط ارائه شده توسط لی و فنوس [۲۰] فرض می‌شود که نرخ‌های کرنش پلاستیک

معادل به صورت زیر بدست می‌آیند:

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_t^{pl} = r(\sigma)\hat{\varepsilon}_{max}^{pl} \quad (۸۹-۳)$$

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_t^{pl} = -(1 - r(\sigma))\hat{\varepsilon}_{min}^{pl} \quad (۹۰-۳)$$

در روابط بالا $\hat{\varepsilon}_{max}^{pl}$ و $\hat{\varepsilon}_{min}^{pl}$ به ترتیب حداکثر و حداقل مقادیر ویژه تانسور نرخ کرنش پلاستیک می‌باشند و:

$$r(\bar{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \bar{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 [\bar{\sigma}_i]} \quad 0 \leq r(\bar{\sigma}) \leq 1 \quad (۹۱-۳)$$

$r(\bar{\sigma})$ فاکتور وزنی تنش است که اگر تنش‌های اصلی همگن مثبت باشند، مقدار آن برابر یک و

اگر همگن منفی باشند، برابر صفر می‌شود. علامت $\langle \rangle$ به صورت $\langle x \rangle = \frac{1}{2}(|x| + x)$ تعریف

می‌شود. در بارگذاری تک‌محوری رابطه ۸۹-۳ تبدیل به رابطه ۸۸-۳ می‌شود، چرا که در این حالت در

کشش $\hat{\varepsilon}_{max}^{pl} = \hat{\varepsilon}_{11}^{pl}$ می‌باشد و در فشار $\hat{\varepsilon}_{min}^{pl} = \hat{\varepsilon}_{11}^{pl}$ می‌باشد.

اگر مقادیر ویژه تانسور نرخ کرنش پلاستیک به گونه‌ای مرتب شود که

$\hat{\varepsilon}_{max}^{pl} = \hat{\varepsilon}_1 > \hat{\varepsilon}_2 > \hat{\varepsilon}_3 = \hat{\varepsilon}_{min}^{pl}$ شود، آنگاه خواهیم داشت:

$$\dot{\hat{\varepsilon}}^{pl} = \begin{bmatrix} \dot{\hat{\varepsilon}}_t^{pl} \\ \dot{\hat{\varepsilon}}_c^{pl} \end{bmatrix} = h(\bar{\sigma}, \hat{\varepsilon}^{pl}) \cdot \hat{\varepsilon}^{pl} \quad (۹۲-۳)$$

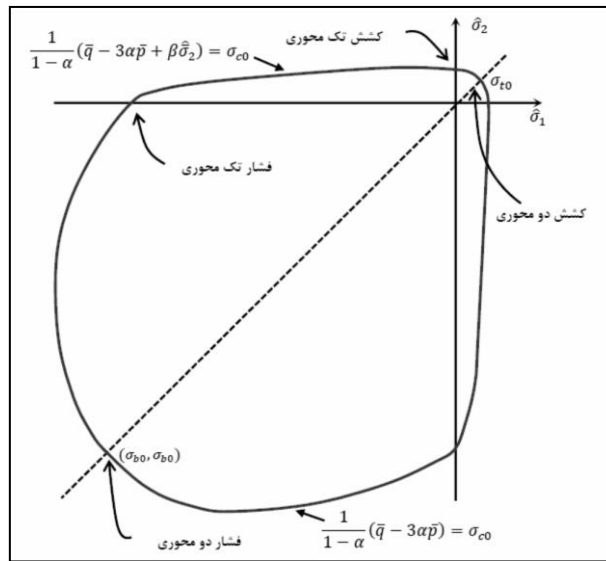
$$h(\bar{\sigma}, \hat{\varepsilon}^{pl}) = \begin{bmatrix} r(\bar{\sigma}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1 - r(\bar{\sigma})) \end{bmatrix} \quad (۹۳-۳)$$

$$\hat{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \hat{\varepsilon}_1 \\ \hat{\varepsilon}_2 \\ \hat{\varepsilon}_3 \end{bmatrix} \quad (۹۴-۳)$$

۳-۴-۱-۲-۸- معیار تسلیم

مدل آسیب‌دیدگی پلاستیک بتن از معیار تسلیم بارسلونا بر اساس تابع تسلیم ارائه شده توسط لوبنیر [۳۸] و تأمیر آن توسط لی و فنوس [۲۰] استفاده می‌نماید. تابع تسلیم بارسلونا بر حسب تنش‌های مؤثر مطابق شکل ۴-۲۴ و توسط رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{(1-\alpha)} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle \hat{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (۹۵-۳)$$



شکل ۴-۲۴- سطح تسلیم بارسلونا در حالت تنش دو محوری [۱۹]

در رابطه بالا α و γ ثابت مواد هستند و فشار هیدرواستاتیک مؤثر و تنش مؤثر میز می‌باشند

که از روابط زیر بدست می‌آیند:

$$\bar{p} = -\frac{I_1}{3} \quad (۹۶-۳)$$

$$\bar{q} = \sqrt{3J_2} \quad (۹۷-۳)$$

$$J_2 = \frac{1}{3}(I_1 + 3I_2) \quad (۹۸-۳)$$

I_1 و I_2 نامتغیرهای اول تانسور تنش و J_2 نامتغیر دوم تانسور تنش کاهش یافته می‌باشند و

$\hat{\sigma}_{max}$ مقدار ویژه تانسور تنش مؤثر $\bar{\sigma}$ می‌باشد.

تابع $\beta(\bar{\varepsilon}^{pl})$ از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\beta(\bar{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (۹۹-۳)$$

$\bar{\sigma}_c$ و $\bar{\sigma}_t$ تنش‌های مؤثر کششی و فشاری تک‌محوری می‌باشند.

در فشار دو محوری با $\hat{\sigma}_{max} = 0$ رابطه ۳-۹۵ تبدیل به معیار تسلیم معروف دراکر-پراگر می‌شود.

مقدار α می‌تواند با استفاده از تنش‌های داخلی جاری شدن فشاری تک‌محوری σ_{co} و معادل دو محوری σ_{bo} بر اساس رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\alpha = \frac{\sigma_{co} - \sigma_{bo}}{2\sigma_{bo} - \sigma_{co}} \quad (۱۰۰-۳)$$

مقادیر تجربی نسبت $\frac{\sigma_{bo}}{\sigma_{co}}$ برای بتن از ۱/۱۰ تا ۱/۱۶ می‌باشد. در این صورت α مقادیری بین ۰/۰۸ تا ۰/۱۲ دارد [۲۰]. در نرم‌افزار مقدار پیش‌فرض $\frac{\sigma_{bo}}{\sigma_{co}}$ برابر ۱/۱۶ می‌باشد.

γ تنها برای فشار سه محوری یعنی زمانی که در تابع تنش وارد می‌شود. برای محاسبه γ به تعریف میانه کششی^{۴۵} و میانه فشاری^{۴۶} می‌پردازیم. میانه کششی مکان هندسی تنش‌هایی است که شرایط $\hat{\sigma}_{max} = \hat{\sigma}_1 > \hat{\sigma}_2 = \hat{\sigma}_3$ را ارضا می‌نمایند و میانه فشاری مکان هندسی تنش‌هایی است که شرایط $\hat{\sigma}_{max} = \hat{\sigma}_1 = \hat{\sigma}_2 > \hat{\sigma}_3$ را تأمین می‌کنند. به آسانی می‌توان نشان داد که $(\hat{\sigma}_{max})_{TM} = \frac{2}{3}\bar{q} - \bar{p}$ و $(\hat{\sigma}_{max})_{CM} = \frac{1}{3}\bar{q} - \bar{p}$ با در نظر گرفتن $\hat{\sigma}_{max} < 0$ معیارهای تسلیم عبارت خواهند بود از:

$$\left(\frac{2}{3}\gamma + 1\right)\bar{q} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad (۱۰۱-۳)$$

$$\left(\frac{1}{3}\gamma + 1\right)\bar{q} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad (۱۰۲-۳)$$

اگر فرض شود که $K_C = \frac{\bar{q}(TM)}{\bar{q}(CM)}$ ، برای مقدار داده شده از فشار هیدرواستاتیک \bar{p} و $\hat{\sigma}_{max} < 0$ آنگاه:

$$K_C = \frac{\gamma+3}{2\gamma+3} \quad (۱۰۳-۳)$$

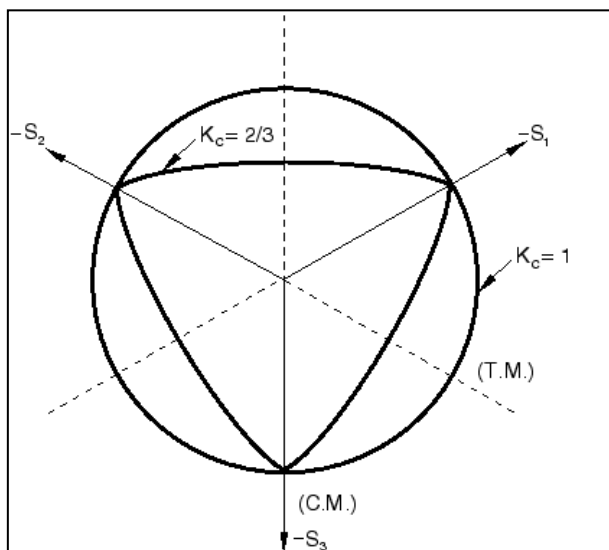
در نتیجه γ می‌تواند از رابطه زیر محاسبه شود:

^{۴۵} Tensile Meridian (TM)

^{۴۶} Compressive Meridian (CM)

$$\gamma = \frac{3(1-K_C)}{2K_C-1} \quad (104-3)$$

معمولاً $0.5 < K_C < 1$ متغیر است که در نرم‌افزار مقدار پیش فرض آن $\frac{2}{3}$ می‌باشد که بنا به اتفاق نظر مراجع موجود، برای مدل‌سازی بتن تیر مناسب خواهد بود. شکل ۴-۲۵ نمونه‌ای از سطح تسلیم را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۲۵- نمونه‌ای از سطح تسلیم مطابق با مقادیر مختلف K_C [۱۹]

۳-۴-۱-۲-۹- پتانسیل جریان

پتانسیل جریان انتخاب شده برای مدل آسیب‌دیدگی پلاستیک بتن تابع دراکر-پراگر می‌باشد:

$$G = \sqrt{(e\sigma_{to}\tan\psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p}\tan\psi \quad (105-3)$$

در رابطه بالا ψ زاویه اتساع اندازه‌گیری شده در صفحه $p-q$ ، تنش کششی تک‌محوری در هنگام شکست و e پارامتر خروج از مرکزیت^{۴۷} است و نرخ را تعریف می‌کند که در آن تابع به مجانب نزدیک می‌شود. در این پایان‌نامه مقدار خروج از محوریت برابر با $0/1$ در نظر گرفته شده است که پیش فرض نرم‌افزار می‌باشد. با این مقدار در محدوده وسیعی از مقادیر فشار محصورشدگی، مقدار زاویه اتساع تقریباً یکسان است. همچنین در این تحقیق مقدار زاویه اتساع برابر 56° فرض شده است.

⁴⁷ Eccentricity

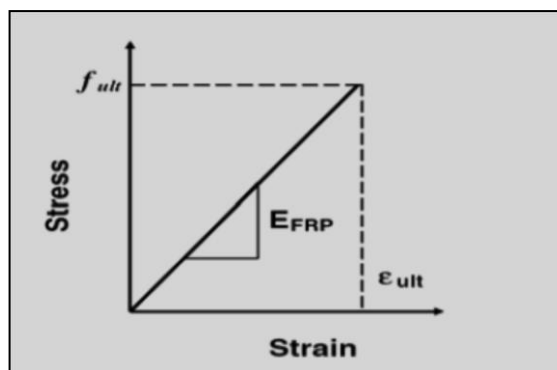
۳-۴-۲- فولاد

تقویت‌های فولادی به وسیله مدل پلاستیسیته کلاسیک فلزات^{۴۸} موجود در نرم‌افزار شبیه‌سازی شده‌اند [۱۹]. مشخصات اصلی این مدل عبارتند از:

- به کارگیری ضابطه تسلیم فن میزز^{۴۹} یا هیل^{۵۰}
 - استفاده از رفتار پلاستیک کامل^{۵۱}، سخت‌شدگی ایزوتروپ یا سخت‌شدگی کینماتیک
 - قانون جریان وابسته با استفاده از شرط تسلیم فن میزز یا هیل
- پارامترهای مورد نیاز این مدل، ضریب کشسان فولاد (E_s)، نسبت پواسون (ν) و تنش تسلیم (F_y) می‌باشند.

۳-۴-۳- ورق‌های FRP

جهت مدل‌سازی رفتار لایه‌های FRP در نرم‌افزار از مدل شکست ترد استفاده شده‌است. در این مدل فرض می‌شود که رفتار پلیمرهای الیافی تا رسیدن به کرنش نهایی (ϵ_{ult}) خطی می‌باشد. در این نقطه ماده دچار گسیختگی^{۵۲} می‌شود و به یکباره تمامی ظرفیت باربری خود را از دست می‌دهد. رفتار تنش-کرنش ورق‌های FRP تا لحظه گسیختگی در شکل ۴-۲۶ مشاهده می‌شود.



شکل ۴-۲۶- رفتار تنش-کرنش ورق‌های FRP

⁴⁸ Classic metal plasticity

⁴⁹ Von mises yield criterion

⁵⁰ Hill yield criterion

⁵¹ Perfect Plasticity

⁵² Rupture

۳-۵- مشخصات المان‌ها در نرم‌افزار ABAQUS [۱۹]

به طور کلی پنج مشخصه رفتار هر المان را معرفی می‌کند:

۱- خانواده المان

۲- درجات آزادی (مستقیماً با خانواده المان در ارتباط است).

۳- تعداد گره‌ها

۴- فرمولاسیون

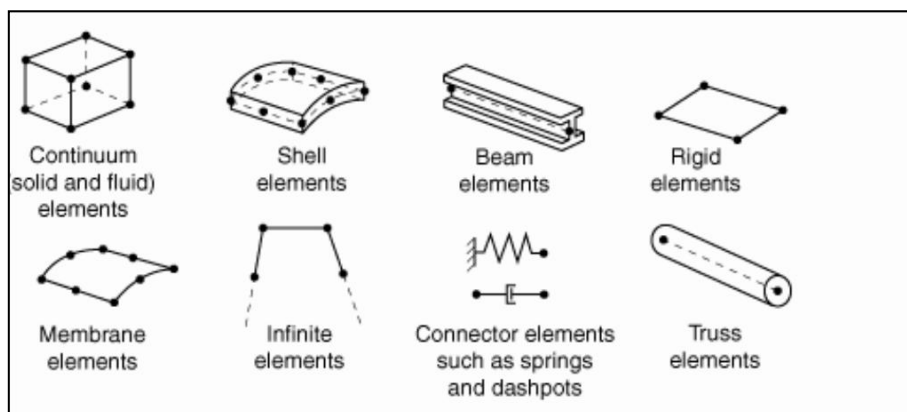
۵- انتگرال‌گیری

هر المان در ABAQUS نام منحصر به فردی دارد، مانند T2D2، S4R، C3D8I و C3D8R که

نام هر المان پنج مشخصه آن را تعیین می‌کند.

۳-۵-۱- خانواده المان^{۵۳}

شکل ۴-۲۷ خانواده المان‌هایی که به طور معمول در تحلیل تنش استفاده می‌شوند را نشان می‌دهد. مهمترین تفاوت آن‌ها در نوع هندسه آن‌ها می‌باشد. اولین حرف نام هر المان نشان‌دهنده خانواده آن المان است.



شکل ۴-۲۷- خانواده المان‌های رایج

⁵³ Family

۳-۵-۲- درجات آزادی^{۵۴}

درجات آزادی متغیرهای اساسی هستند که در طول تحلیل محاسبه می‌شوند. به عنوان مثال برای شبیه‌سازی تنش-تغییر مکان درجات آزادی انتقالی هستند. برای شبیه‌سازی انتقال حرارت درجات آزادی در هر نقطه دما می‌باشند.

۳-۵-۳- تعداد گره‌ها و مرتبه درون‌یابی^{۵۵}

تغییر مکان‌ها یا درجات آزادی دیگر (چرخش، دما و ...) در گره‌های المان محاسبه می‌شوند. در هر نقطه دیگر در المان، تغییرمکان‌ها با درون‌یابی تغییرمکان‌های گره‌ای به دست می‌آیند. معمولاً مرتبه درون‌یابی به وسیله تعداد گره‌های المان تعیین می‌شود.

المان‌هایی که فقط در گوشه‌ها گره دارند، مانند المان‌های آجری ۸ گرهی نشان داده شده در شکل ۴-۲۸ از درون‌یابی خطی در هر جهت استفاده می‌کنند. این نوع المان‌ها خطی^{۵۶} یا مرتبه اول^{۵۷} نامیده می‌شوند. در المان‌های تیر مرتبه درون‌یابی به جای تعداد گره‌ها در نام المان قرار داده شده‌است. به عنوان مثال نام المان تیر سه بعدی مرتبه اول به شکل B31 نشان داده می‌شود. قراردادی مشابه هم برای المان‌های متقارن محوری پوسته‌ای و غشایی وجود دارد.

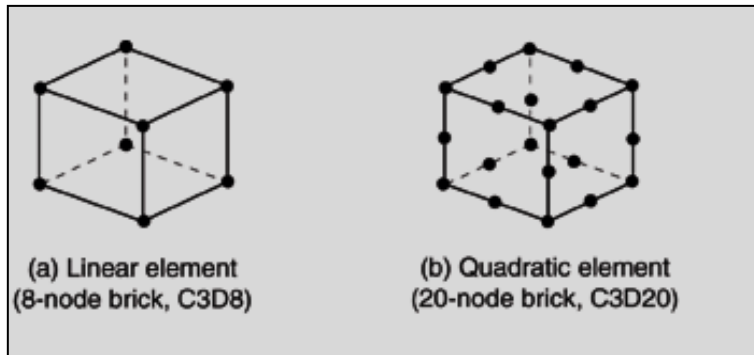
المان‌هایی با گره‌های میانی، مانند المان آجری ۲۰ گرهی نشان داده شده در شکل ۴-۲۸ از درون‌یابی درجه دوم استفاده می‌کنند و المان‌های مرتبه دوم نامیده می‌شوند. معمولاً تعداد گره‌ها در نام المان قید می‌شود مانند المان ۴ گره‌ای پوسته‌ای که S4R نام دارد.

⁵⁴ Degrees of freedom

⁵⁵ Order of interpolation

⁵⁶ Linear element

⁵⁷ First-order element



شکل ۴-۲۸- المان‌های آجری خطی و آجری مرتبه دوم

۳-۵-۴- فرمولاسیون

فرمولاسیون هر المان اشاره به تئوری ریاضی به کار رفته در تعریف رفتار آن المان دارد. در رفتار لاگرانژی^{۵۸} المان همراه مصالح تغییر شکل می‌دهد. در رفتار اویلری^{۵۹} المان‌ها در فضا ثابت هستند و مصالح از میان آن‌ها جریان می‌یابند. روش اویلری معمولاً در مکانیک سیالات کاربرد دارد.

⁵⁸ Lagrangian

⁵⁹ Eulerian

۴	بررسی صحت مدل سازی
---	--------------------

۴-۱- مقدمه

قبل از ساخت مدل‌های اصلی و تحلیل آن توسط نرم افزار و بررسی نتایج، لازم است که ابتدا از صحت مدل‌سازی و فرضیات در نظر گرفته شده اطمینان حاصل کرد. برای این منظور در این فصل پس از آشنایی با نحوه مدل‌سازی یک عضو سازه‌ای در نرم‌افزار ABAQUS، یک تیر بتن مسلح تقویت شده با ورق Hybrid FRP مدل‌سازی شده و نکات مربوط به مدل‌سازی بیان گردیده است. در ادامه تحلیل غیرخطی انجام گرفته و نتایج حاصل از تحلیل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. علاوه بر مدل‌سازی عددی، جهت تحلیل تیرهای تقویت شده به وسیله ورق‌های Hybrid FRP، مدل تئوری نسبتاً دقیقی نیز ارائه شده است. این مدل پیش‌تر توسط علایی و باقری [۳۹] به منظور پیش‌بینی رفتار تیرهایی که به وسیله ورق‌های FRP تقویت خمشی گردیده بودند، ارائه شد. در این پایان‌نامه با افزودن بخش‌هایی، این مدل برای تحلیل تیرهای تقویت‌شده با ورق‌های Hybrid FRP مورد استفاده قرار گرفت. در ادامه، روند تحلیل در مدل تئوری تشریح داده می‌شود و نتایج حاصل از آن مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۴-۲- مدل‌سازی تیر تقویت شده در ABAQUS

۴-۲-۱- نحوه مدل‌سازی یک عضو سازه‌ای در ABAQUS

مدل‌سازی یک عضو یعنی تعیین و تطبیق مشخصات عضو، اعم از رفتار مادی، مشخصات هندسی، شرایط مرزی و نحوه بارگذاری به گونه‌ای که عکس‌العمل رفتاری و خروجی‌هایی متناسب و نزدیک به نتایج واقعی از آن حاصل شود. اطمینان از نزدیک شدن نتایج خروجی به نتایج آزمایشگاهی که با تعدیل پارامترهای قابل تنظیم در نرم‌افزار صورت می‌گیرد، تعیین صحت عملکرد یا همان کالیبراسیون نامیده می‌شود.

به طور کلی فرایند مدل‌سازی هر عضو در نرم افزار ABAQUS/CAE شامل ۹ مرحله زیر

می‌باشد:

- ۱- ایجاد هندسه مدل در ماژول Part: در این بخش خصوصیات هندسه مدل، نوع هندسه شامل دو بعدی یا سه بعدی بودن و شکل‌پذیری یا صلب بودن قطعه مشخص می‌شود.
- ۲- تعریف خواص مواد در ماژول Property: در این بخش خصوصیات و رفتار مکانیکی مصالح استفاده شده در عضو تعریف می‌شود. سپس برای هر یک از مواد یک مقطع^{۶۰} ایجاد می‌کنیم که دارای خاصیت ماده مورد نظر است. در پایان با توجه به نوع ماده، هر مقطع به یک یا چند قطعه اختصاص^{۶۱} داده می‌شود.
- ۳- مونتاژ کردن قطعات در ماژول Assembly: مدل مورد نظر ممکن است شامل یک یا چند قطعه باشد که هر کدام از آن‌ها در بخش Part ایجاد شده‌اند. در این مرحله، این قطعات وارد فضای دو بعدی یا سه بعدی شده و سپس با اعمال قیدهایی در موقعیت مناسب نسبت به یکدیگر قرار می‌گیرند.
- ۴- تعریف مراحل حل در ماژول Step: در این بخش با توجه به نوع مسئله، روش تحلیل (استاتیکی، دینامیکی، خطی، غیر خطی و ...) و مراحل آن انتخاب می‌شود. علاوه بر آن می‌توان نوع و چگونگی نتایج خروجی حاصل از تحلیل را نیز تعیین نمود.
- ۵- تعریف تماس در ماژول Interaction: در این قسمت رفتارهای تماسی مکانیکی (مانند اصطکاک) و حرارتی (مانند انتقال حرارت) بین قطعات تعریف و اعمال می‌شود. قیود و اتصالات مدل نیز در این مرحله باید تعریف و اعمال شوند.
- ۶- اعمال شرایط مرزی و بارگذاری در ماژول Load: از این بخش برای تعریف انواع بارگذاری، قیود تکیه‌گاهی و سایر شرایط مرزی استفاده می‌شود. همچنین مدت زمان اعمال بارگذاری نیز در این بخش تعریف می‌شود.

⁶⁰ Section

⁶¹ Assign

۷- شبکه بندی مدل در ماژول Mesh: پس از اتمام مراحل فوق، در این بخش عملیات گسسته‌سازی مدل که به اصطلاح مش زدن نامیده می‌شود، صورت می‌پذیرد. در این مرحله نوع و تعداد المان‌ها مشخص می‌شود.

۸- اجرای مسئله در ماژول Job: در این مرحله تنظیمات مربوط به اجرای مسئله انجام می‌شود و مدل ایجاد شده توسط یکی از تحلیل‌گرهای ABAQUS/Standard یا ABAQUS/Explicit تحلیل می‌شود.

۹- مشاهده نتایج خروجی در ماژول Visualization: نتایج خروجی تعیین شده در بخش Step را می‌توان در این مرحله مشاهده نمود. نتایج خروجی مورد نظر بصورت بردار، نمودار، جدول و نوارهای هم‌تراز در این مرحله قابل مشاهده و بررسی هستند [۱۹].

نمونه تجربی مدل‌سازی شده در این تحقیق، در سال ۲۰۰۲ توسط وو و همکارانش [۱۱] تحت آزمایش قرار گرفته‌است.

به طور خلاصه مشخصات کلی مدل‌سازی تیرهای بتن مسلح که در این تحلیل در نظر گرفته شده است، به صورت زیر می‌باشد:

۱- مدل‌سازی سه بعدی تیرهای بتن مسلح

۲- استفاده از مدل آسیب دیدگی پلاستیک (CDP) برای بتن

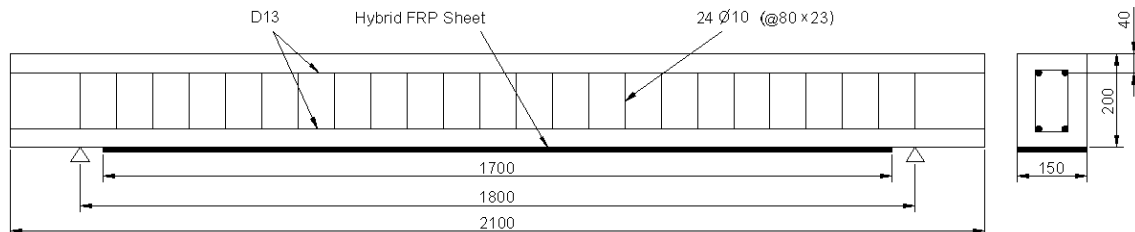
۳- در نظر گرفتن پیوستگی کامل بین فولاد و بتن

در ادامه به بررسی جزئیات این مدل‌سازی‌ها و مقایسه نتایج حاصل از تحلیل با نتایج آزمایشگاهی می‌پردازیم.

۴-۳- مدل‌سازی نمونه آزمایشگاهی

نمونه تیر کنترل بتن‌آرمه دارای طول، ارتفاع و عرض به ترتیب ۲۱۰۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ میلی‌متر است. این تیر با دو آرماتور طولی فشاری در بالا و دو آرماتور طولی کششی در پایین تیر، همگی به قطر ۱۳ میلی‌متر، مسلح شده است. برای مقاوم‌سازی برشی از میلگردهای عرضی به قطر ۱۰ میلی‌متر

در فاصله‌های ۸۰ میلی‌متری استفاده شده‌است. شکل ۱-۴ جزئیات هندسی و آرماتورگذاری این نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۴- ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری تیر بتن مسلح RCB-2C1C7-D13 [۱۱]

۱-۳-۴- مشخصات مصالح

مشخصات مکانیکی بتن مصرفی در این آزمایش در جدول ۱-۴ آورده شده است.

جدول ۱-۴- مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده در نمونه آزمایشگاهی [۱۱]

نام تیر	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت فشاری (MPa)
RCB-2C1C7-D13	۴۹/۳	۳۵/۱

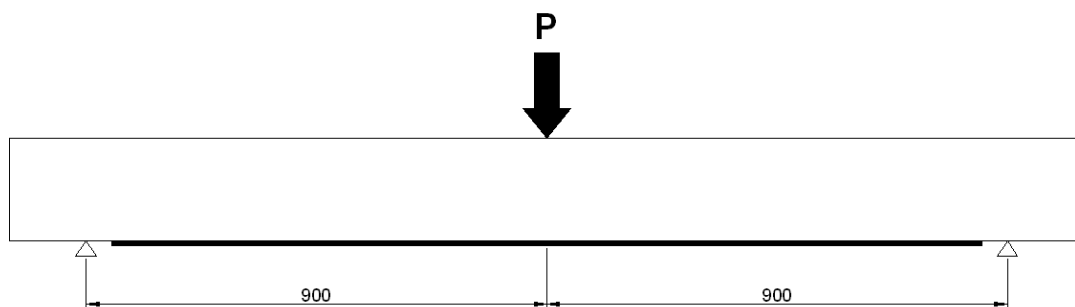
برای تقویت تیر بتن مسلح در نمونه آزمایشگاهی از ورق Hybrid FRP متشکل از دو نوع CFRP یکی با مقاومت بالا و کرنش گسیختگی زیاد (C1) و دیگری با مدول الاستیسیته بالا و کرنش گسیختگی کم (C7) استفاده شده‌است. مشخصات ورق‌های تقویت تیرهای مدل‌سازی شده در جدول ۲-۴ آورده شده‌است.

جدول ۲-۴- مشخصات ورق‌های تقویت [۱۱]

نوع الیاف	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت (MPa)	ضخامت (mm)
C1	۲۳۰	۳۴۰۰	۰/۱۱۱
C7	۵۴۰	۱۹۰۰	۰/۱۴۳

۴-۳-۲- بارگذاری

تیر بتن مسلح تحت آزمایش خمش سه محوره قرار گرفته است. شکل ۲-۴ موقعیت تکیه‌گاهی و محل اعمال بارگذاری را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۴- وضعیت بارگذاری [۱۱]

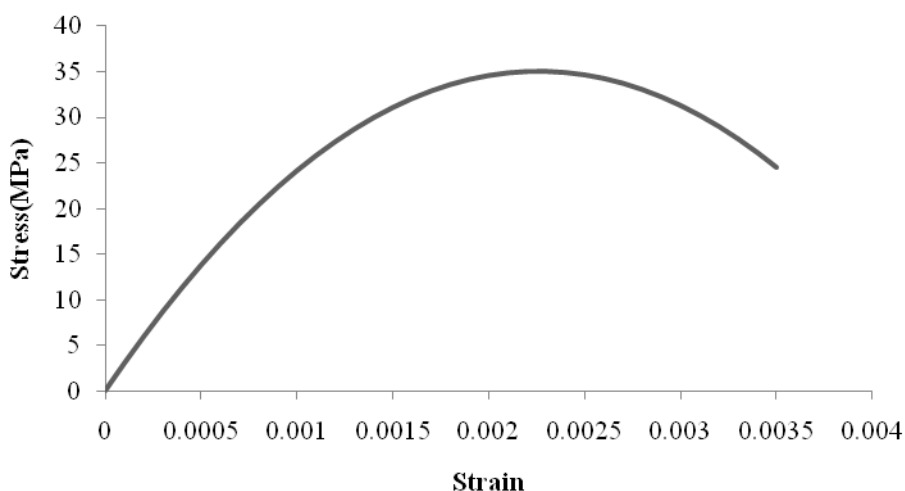
۴-۳-۳- مدل‌سازی رفتار مصالح

۴-۳-۳-۱- بتن

تخصیص منحنی تنش - کرنش بتن از مهمترین پارامترهای تعیین‌کننده نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود است.

الف- رفتار تک محوری بتن در فشار

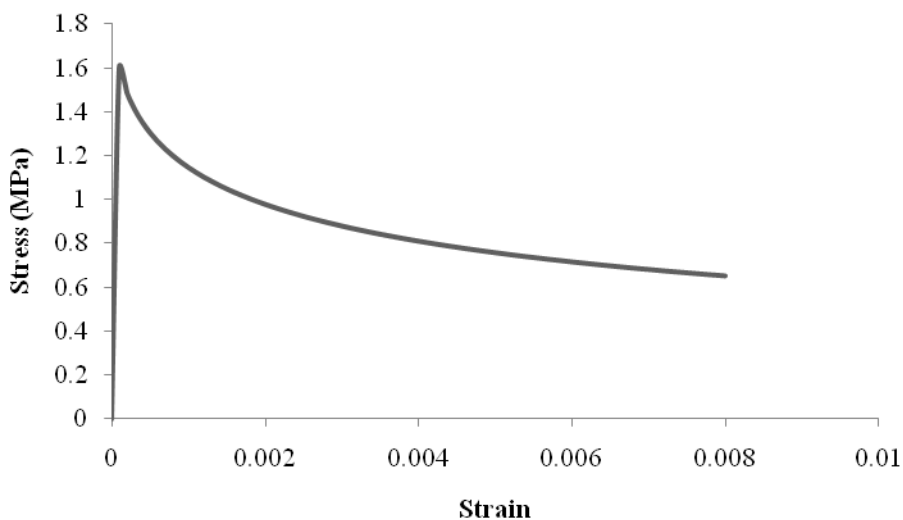
در این پایان‌نامه برای رفتار فشاری تک‌محوری از مدل ارزیه شده توسط مندر و همکارانش (۱۹۸۴) [۳۵] مطابق روابط ۳-۳۱ تا ۳-۳۶ استفاده شده است. بر این اساس منحنی تنش-کرنش فشاری بتن در شکل ۳-۴ نمایش داده شده است.



شکل ۳-۴- منحنی تنش-کرنش استفاده شده در مدل‌سازی برای بتن فشاری

ب- رفتار بتن در کشش

برای رفتار تنش-کرنش بتن در کشش، از روابط ارائه شده توسط ووکیو و کالینز (۱۹۸۶) [۲۹] استفاده شده است که با استفاده از داده‌های نمونه آزمایشگاهی و روابط ۱۵-۳ تا ۱۹-۳ منحنی تنش-کرنش کششی بتن مشابه شکل ۴-۴ می‌باشد.



شکل ۴-۴- منحنی تنش-کرنش استفاده شده در مدل‌سازی برای بتن کششی

ج- مدل سازی بتن

برای مدل سازی بخش خطی رفتار بتن از گزینه کشسان خطی (Elasticity > Elastic) استفاده و بتن ماده ای همسان گرد^{۶۲} فرض شده است. ضریب پواسون^{۶۳} (ν) برابر با ۰/۲ در نظر گرفته شده است. جدول ۳-۴ پارامترهای الاستیک بتن را با توجه به مشخصات نمونه تجربی نشان می دهد.

جدول ۳-۴- مقادیر مربوط به مدل سازی رفتار خطی بتن (پارامترهای الاستیک بتن)

Ec (MPa)	ν
۴۹۳۰۰	۰/۲

برای مدل سازی رفتار غیرخطی بتن در قسمت رفتارهای غیرکشسان از مدل آسیب دیدگی پلاستیک که پارامترهای مربوط به آن (پنج پارامتر پلاستیک و پارامترهای اختصاصی معرف رفتار بتن در کشش و فشار) در بخش ۳-۴ توضیح داده شد، استفاده شده است. پارامترهای مربوط به پلاستیسیته برای بتن این نمونه آزمایشگاهی مطابق جدول ۴-۴ در نظر گرفته شده است.

جدول ۴-۴- پارامترهای پلاستیسیته مدل CDP

پارامتر ویسکوزیته (μ)	K	Fbo/Fco	خروج از محوریت (ε)	زاویه اتساع (Φ)
۰/۰۱	۰/۶۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۳۰

پارامترهای پلاستیسیته مدل CDP به گونه ای انتخاب شده اند که بهترین تطابق بین نتایج حاصل از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی به وجود آید. لذا برای رسیدن به بهترین پارامترها تحلیل های متعددی صورت گرفت تا با تغییر هر یک از پارامترهای مجهول مناسب ترین مقدار برای آن پارامتر انتخاب شود. در اینجا تنها نتایج حاصل از بهترین تحلیل که نزدیک ترین تطابق را بین نتایج آزمایشگاهی و نتایج عددی ایجاد می کند ارائه می شود.

⁶² Isotropic

⁶³ Poisson's ratio

۴-۳-۲- فولاد

برای بسیاری از مقاصد طراحی و تحقیقاتی بتن مسلح رفتار فولاد را ایده آل سازی می کنند و همچنین رفتار کششی و فشاری این ماده را یکسان فرض می نمایند. در این تحقیق از مدل الاستیک-سخت شدگی خطی^{۶۴} برای شبیه سازی رفتار آرماتورهای طولی کششی و فشاری و خاموت ها استفاده شده است. همانگونه که در شکل ۴-۵ مشاهده می شود، در این روش رفتار فولاد تا رسیدن به تنش تسلیم الاستیک می باشد. پارامترهای مورد نیاز برای نشان دادن رفتار الاستیک و همسان گرد فولاد تا رسیدن به نقطه جاری شدگی، ضریب کشسان فولاد (E_s) و نسبت پواسون (ν) می باشند. این مقادیر با توجه به مشخصات نمونه تجربی، در جدول ۴-۷ آورده شده است.

جدول ۴-۷- مدول الاستیسیته و ضریب پواسون مورد استفاده در تیر RCB-2C1C7-D13

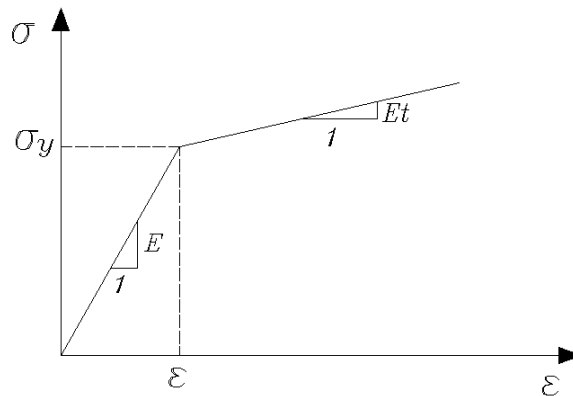
قطر میلگرد (mm)	E_s (GPa)	ν_s
۱۰	۲۰۰/۰	۰/۳
۱۳	۲۰۰/۰	۰/۳

برای نشان دادن بخش پلاستیک منحنی از گزینه پلاستیک ($\text{Plasticity} > \text{Plastic}$) استفاده شده است. داده های ورودی این بخش در جدول ۴-۸ آمده است.

جدول ۴-۸- داده های ورودی رفتار پلاستیک آرماتورهای فولادی مورد استفاده در تیر RCB-2C1C7-D13

قطر میلگرد (mm)	تنش جاری شدگی (MPa)	کرنش پلاستیک
۱۰	۴۰۰/۰	۰
	۵۴۰/۰	۰/۰۱۳
۱۳	۴۰۰/۰	۰
	۵۴۰/۰	۰/۰۱۳

⁶⁴ Elastic-linear work hardening model



شکل ۴-۵- مدل الاستیک - سخت‌شدگی خطی برای فولاد

۴-۳-۳-۳- صفحه تکیه‌گاهی

مدل رفتاری برای صفحه تکیه‌گاهی به صورت همسان‌گرد و الاستیک در نظر گرفته شده است.

مشخصات ورودی این مدل رفتار در جدول ۴-۹ آمده است.

جدول ۴-۹- مدول الاستیسیته و ضریب پواسون صفحه تکیه‌گاه تیر RCB-2C1C7-D13

E (GPa)	ν
۲۰۰۰۰۰	۰

مقادیر فوق به منظور عملکرد صلب تکیه‌گاه در نظر گرفته شده‌اند.

۴-۳-۳-۴- ورق Hybrid FRP

رفتار ورق تقویت با فرض عملکرد هیبریدی آن مدل‌سازی می‌شود. در صورتیکه ورق تقویت

عملکرد هیبریدی نداشته باشد، با گسیختگی الیاف با کرنش گسیختگی کمتر، منحنی تنش-کرنش

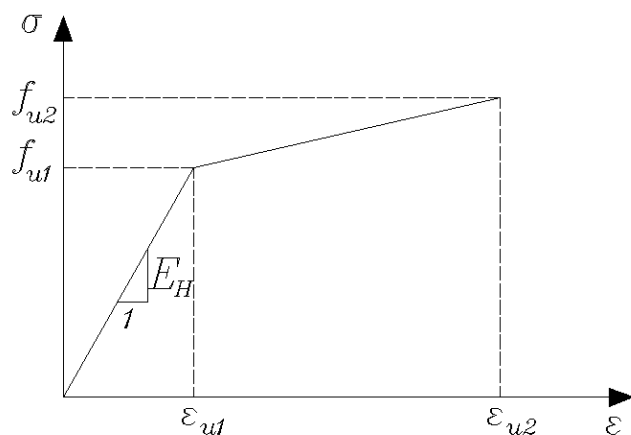
مصالح دچار افت می‌گردد؛ اما در صورت عملکرد هیبریدی این افت از بین رفته و منحنی تنش-

کرنش Hybrid FRP دارای یک سطح جاری‌شدگی مشابه فولاد، خواهد بود. با توجه به نتایج آزمایش

کششی انجام گرفته بر روی ورق تقویت، عملکرد هیبریدی این مصالح مشاهده می‌شود [۱۱].

همانگونه که در شکل ۴-۶ مشاهده می‌شود، برای مدل‌سازی رفتار Hybrid FRP از یک منحنی دو

خطی استفاده شده است.



شکل ۴-۶- مدل دو خطی رفتار تنش-کرنش ورق Hybrid FRP

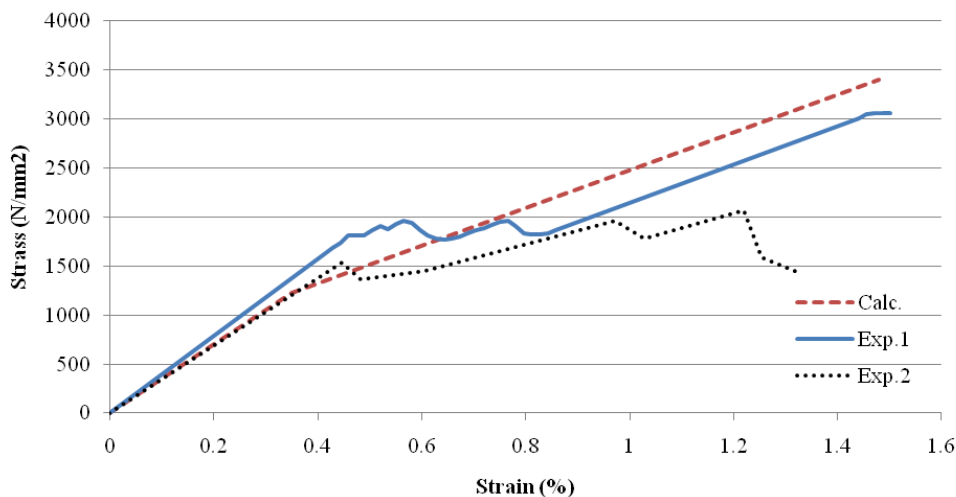
در این شکل E_H مدول الاستیسیته Hybrid FRP مطابق رابطه ۱-۱ بدست می‌آید. همچنین f_{u1} و ϵ_{u1} کرنش و تنش در لحظه گسیختگی الیاف با کرنش گسیختگی کمتر و ϵ_{u2} و f_{u2} کرنش و تنش در لحظه گسیختگی الیاف با کرنش گسیختگی بیشتر می‌باشد. داده‌های ورودی این بخش در جدول‌های ۴-۱۰ و ۴-۱۱ آورده شده است. همچنین در شکل ۴-۷ رفتار تنش-کرنش فرض شده با نتایج آزمایش کششی بر روی دو نمونه ورق Hybrid FRP که از دو لایه C1 و یک لایه C7 تشکیل شده، مقایسه گردیده است.

جدول ۴-۱۰- مدول الاستیسیته و ضریب پواسون ورق Hybrid FRP

E_H (GPa)	ν_s
۳۵۱۵	۰/۳

جدول ۴-۱۱- داده‌های ورودی رفتار پلاستیک ورق Hybrid FRP

تنش جاری شدگی (MPa)	کرنش پلاستیک
۱۲۳۰	۰
۲۰۶۷	۰/۰۱۱۳



شکل ۴-۷- مقایسه مدل دو خطی فرض شده برای رفتار تنش-کرنش ورق Hybrid FRP با نتایج آزمایش کششی

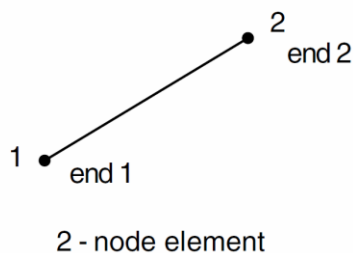
۴-۳-۴- انواع المان‌های مورد استفاده

۴-۳-۴-۱- بتن

در این تحقیق برای شبکه‌بندی تیر بتنی از المان‌های C3D8R خانواده Solid استفاده شده است. این المان، یک المان آجری ۸ گرهی بوده و در هر گره دارای ۳ درجه آزادی انتقالی می‌باشد. حرف R در نامگذاری المان، نشان دهنده استفاده از انتگرال‌گیری کاهش یافته است.

۴-۳-۴-۲- فولاد

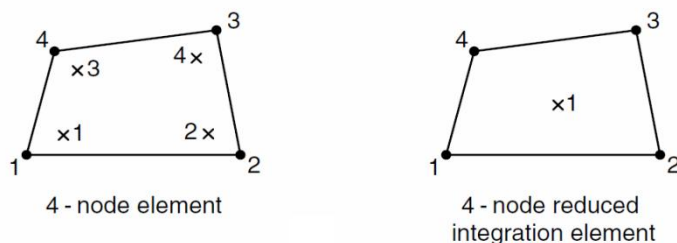
برای مدل‌سازی آرماتورهای فولادی از المان خربای دو گرهی T3D2 استفاده شده است. این المان یک المان دو گرهی است که از تابع درون یاب خطی بهره می‌جوید. در شکل ۴-۸ نقاط انتگرال‌گیری نشان داده شده است.



شکل ۴-۸- نقاط انتگرال‌گیری در المان T3D2

۵-۳-۴-۳- صفحه تکیه گاهی

برای مدل سازی این صفحه همانند تیر بتنی از المان های C3D8R استفاده شده است. انواع المان های انتخابی برای شبیه سازی تیر کنترل، به طور خلاصه در جدول ۴-۱۱ آورده شده است. در این تحقیق از المان پوسته ای S4R برای شبکه بندی ورق های FRP استفاده شده است. این المان، یک المان پوسته ای چهارگانه ای با نقاط انتگرال گیری کاهش یافته برای به حداقل رساندن محاسبات و در نتیجه کاهش زمان محاسبات می باشد. نقاط انتگرال گیری در المان S4R که از المان های چند منظوره خانواده Shell می باشد، در شکل ۴-۹ نشان داده شده است.



شکل ۴-۹- شکل و نقاط انتگرال گیری المان S4R

انواع المان های انتخاب شده برای مدل سازی تیرهای تقویت شده در جدول ۴-۱۲ آورده

شده است.

جدول ۴-۱۲- انواع المان های انتخاب شده برای مدل سازی تیر تقویت شده

عضو	نشانه نرم افزاری المان
تیر بتنی	C3D8R
آرماتورها	B31
صفحه تکیه گاه	C3D8R
FRP	S4R

۴-۳-۵- شبکه بندی^{۶۵} مدل

برای مدل سازی مصالح مختلف تیر بتن مسلح، از شبکه بندی زیر استفاده شده است:

⁶⁵ Mesh

تیر بتنی: المان‌هایی با ابعاد $50 \times 50 \times 50$ میلی‌متر مکعب

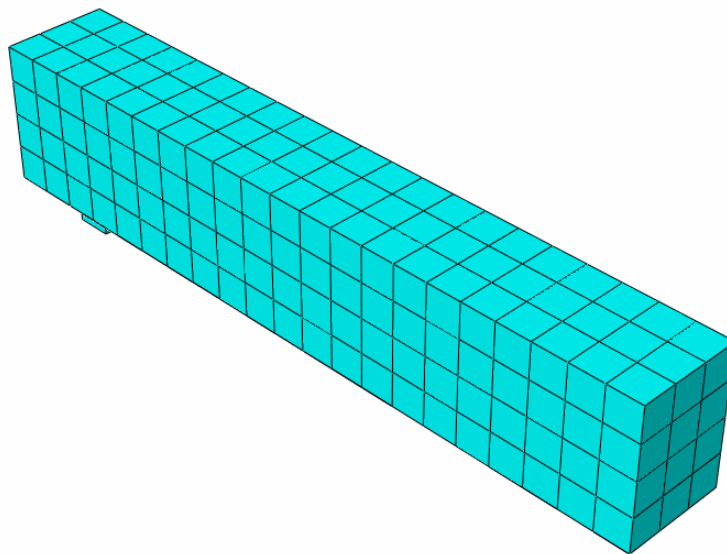
آرماتورهای طولی و عرضی: المان‌های 50 میلی‌متری

ورق تقویت: المان‌هایی با ابعاد 50×50 میلی‌متر مربع

بررسی همگرایی ابعاد شبکه‌بندی، نشان می‌دهد که مدل با استفاده از این ابعاد از پاسخ‌های

مناسب و دقت قابل قبولی برخوردار است.

شبکه‌بندی مدل در شکل ۴-۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۰- شبکه بندی تیر بتن مسلح

۴-۳-۶- ارتباط بین مصالح سازنده مدل

در این تحقیق از در نظر گرفتن لغزش بین بتن و آرماتور صرف نظر شده است. از آنجایی که استفاده از مدل‌های پیچیده لغزش، تحقیق را بدون رسیدن به بهره‌چندانی از هدف اصلی دور می‌سازد، با فرض پیوستگی کامل، به میزان اندرکنش بتن و فولاد که در رفتار سخت شدگی کششی بتن تعریف شده است، اکتفا می‌شود. برای این منظور از تکنیک المان‌های مدفون^{۶۶} در مدل‌سازی آرماتورها استفاده گردید. تکنیک المان‌های مدفون، المان یا گروهی از المان‌ها را در المان‌های میزبان جاسازی می‌کند. نرم‌افزار ABAQUS به دنبال روابط هندسی بین گره‌های المان‌های مدفون و

⁶⁶ Embedded elements

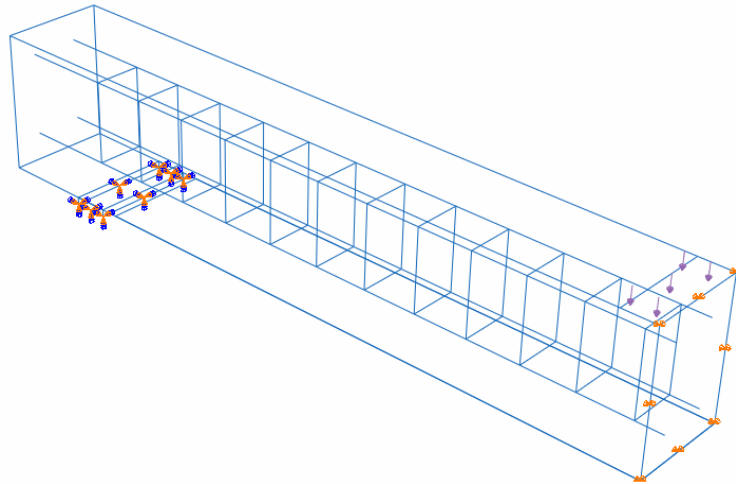
المان‌های میزبان می‌گردد. اگر گره المان مدفون در داخل المان میزبان قرار داشته باشد، درجه آزادی انتقالی در آن گره حذف و گره تبدیل به گره مدفون می‌شود. درجات آزادی انتقالی گره مدفون مقید به مقدار حاصل از درون یابی درجات آزادی مربوطه در المان‌های میزبان می‌شود. المان‌های مدفون اجازه داشتن درجات آزادی چرخشی را دارند و این چرخش‌ها با این تکنیک مقید نمی‌شود. المان‌های میزبان فقط می‌توانند درجات آزادی انتقالی داشته باشند. تعداد درجات آزادی انتقالی در یک گره از المان مدفون باید برابر تعداد آن‌ها در یک گره از المان میزبان باشد.

همچنین از مدل‌سازی لایه چسب صرف‌نظر و چسبندگی بین بتن و FRP به صورت کامل در نظر گرفته شده‌است. برای این منظور از تماس مقید⁶⁷ برای مدل‌سازی اتصال FRP به بتن و همچنین اتصال لایه‌های ورق Hybrid FRP استفاده شده‌است. این نوع تماس، چسباندن دو سطح با شبکه‌بندی متفاوت را امکان‌پذیر می‌سازد. تعریف این نوع تماس بین دو سطح باعث می‌شود که هر یک از نقاط روی سطح با شبکه‌بندی ریزتر، جابجایی، دما و فشاری برابر با نزدیک‌ترین نقطه بر روی سطح با شبکه‌بندی درشت‌تر داشته باشد. این روش امکان مدل‌سازی تنش‌های برشی و قائم را در طول کل صفحات چسبیده فراهم می‌سازد.

۴-۳-۷- بارگذاری و شرایط تکیه گاهی

مدل المان محدود در موقعیت‌هایی مشابه نمونه آزمایشگاهی بارگذاری شده است. برای جلوگیری از تمرکز تنش در محل تکیه گاه از ورق فولادی با ابعاد $150\text{mm} \times 50\text{mm} \times 10\text{mm}$ استفاده شد. ضمن آنکه نحوه بارگذاری نمونه از نوع کنترل بار در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه برای مدل‌سازی نمونه تجربی، نصف تیر بتن مسلح مدل شده است، صفحه تقارن تیر نسبت به جابجایی در راستای عمود بر آن مقید شده است. شکل ۴-۱۱ نحوه اعمال بارگذاری و شرایط مرزی اعمالی در مدل را نشان می‌دهد.

⁶⁷ Tied contact



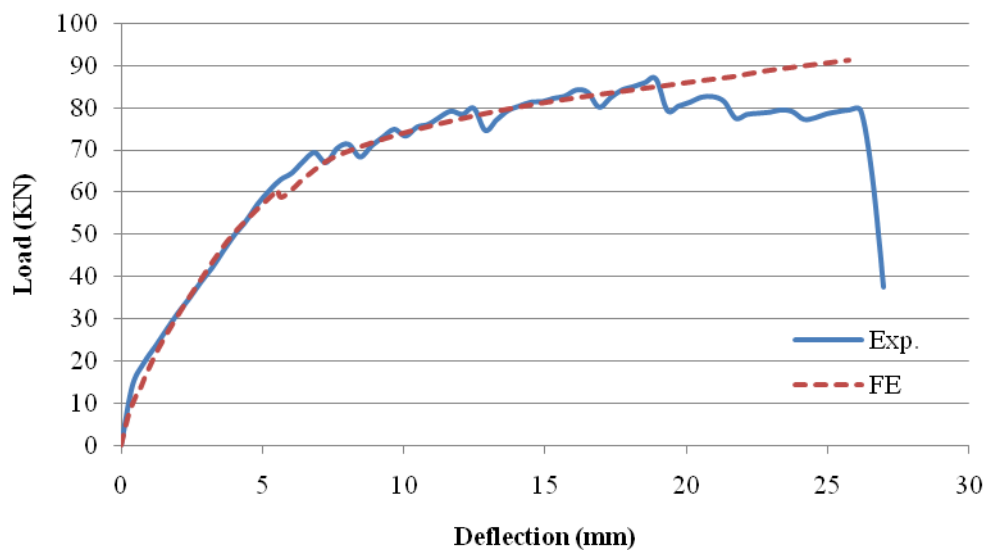
شکل ۴-۱۱- بارگذاری و شرایط مرزی اعمال شده در مدل سازی

۴-۳-۸- روش تحلیل

برای حل دستگاه معادلات غیرخطی این مدل از روش استاندارد استفاده شده است.

۴-۳-۹- بررسی نتایج بدست آمده از تحلیل اجزای محدود

در این بخش نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود مورد بررسی قرار می‌گیرد. شکل ۴-۱۲ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه حاصل از تحلیل اجزای محدود و آزمایش تیر بتن مسلح را نشان می‌دهد.



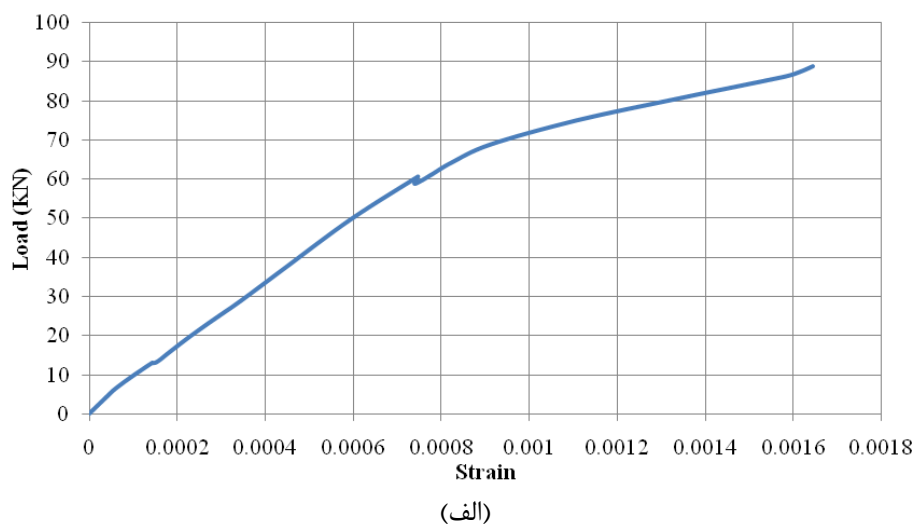
شکل ۴-۱۲- منحنی بار-تغییر مکان تیر بتن مسلح تقویت نشده

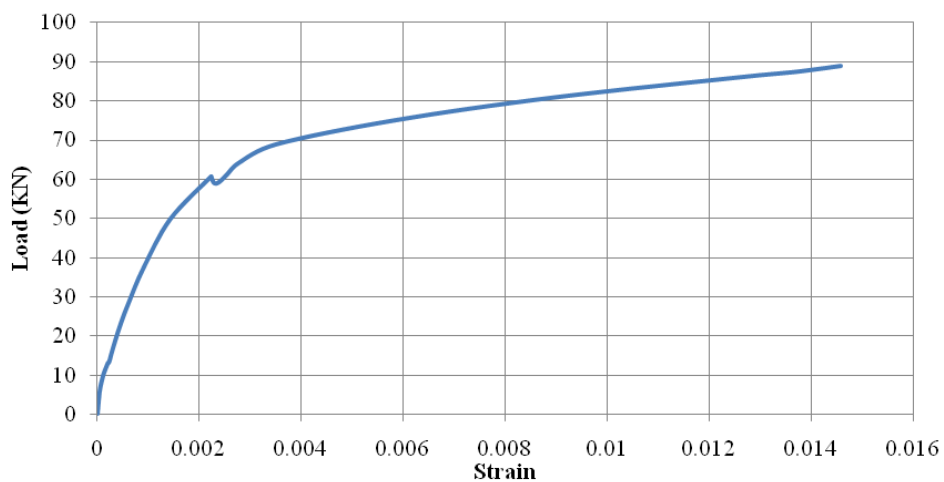
همانطور که مشاهده می‌شود، نمودار بار- تغییر مکان حاصل از آنالیز اجزای محدود مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد. به منظور مقایسه دقیق‌تر نتایج آزمایشگاهی با تحلیل اجزای محدود، بارهای گسیختگی در جدول ۴-۱۳ آورده شده است.

جدول ۴-۱۲- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و تحلیل اجزای محدود تیر RCB-2C1C7-D13

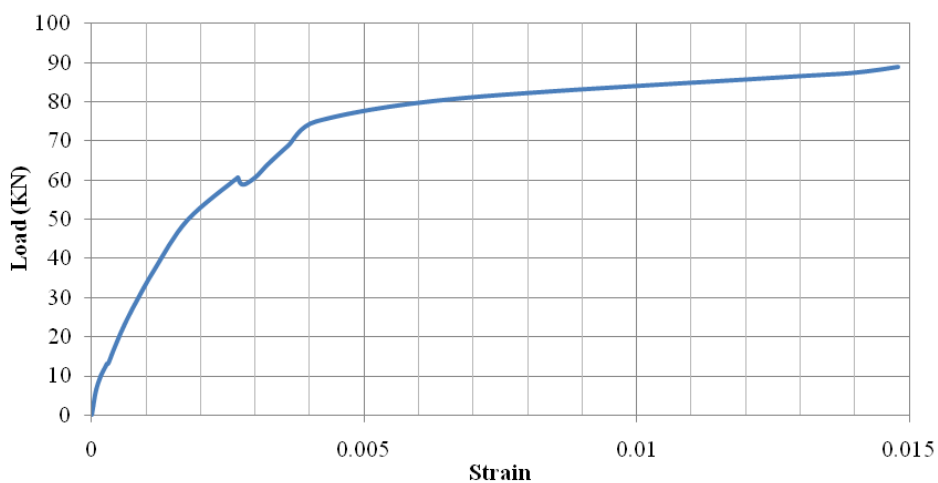
مدل	بار ترک خوردگی بتن (KN)	بار جاری شدن آرمانور (KN)	بار گسیختگی (KN)
آزمایشگاهی	۱۳/۰	۶۱/۵	۸۶/۵
اجزای محدود	۱۳/۹۴۸	۵۹/۶۸۲	۹۱/۳۰۳
نسبت اجزای محدود به آزمایشگاهی	۱/۰۷۳	۰/۹۷۰	۱/۰۵۶

شکل ۴-۱۳ رفتار هر یک از مصالح تشکیل‌دهنده تیر در طول بارگذاری را نمایش می‌دهد.





(ب)

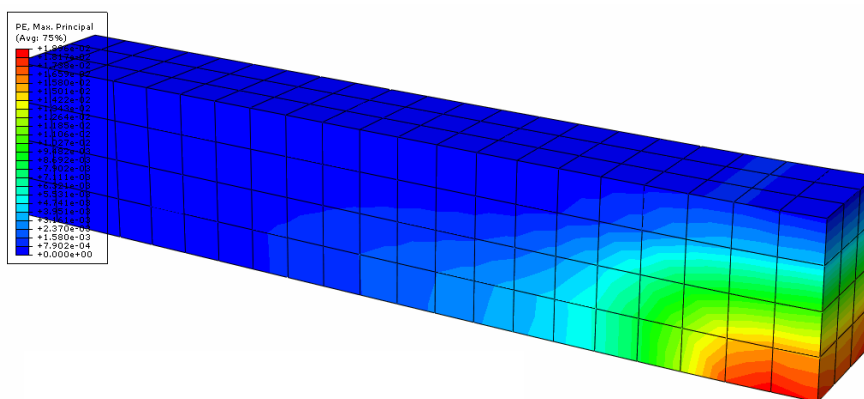


(ج)

شکل ۴-۱۳- منحنی بار- کرنش (الف): بتن فشاری، (ب): فولاد کششی، (ج): ورق FRP Hybrid در مدل اجزای

محدود

همچنین شکل ۴-۱۴ الگوی ترک خوردگی در مدل اجزای محدود را با هم نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱۴- نمایش الگوی ترک خوردگی تیر کنترل در مدل اجزای محدود

در این تحقیق همچنین اثر پارامترهای مختلف بر شکل پذیری تیرهای مقاوم شده بررسی می‌گردد. شکل پذیری می‌تواند بر اساس حالت حدی جاری شدن آرماتورها تعریف گردد. محدوده جاری شدن فولاد به اعضای سازه‌ای این قابلیت را می‌دهد تا ضمن تحمل بار، تغییر شکل زیادی را داشته باشند. در تیرهای مقاوم شده با FRP قابلیت انجام تغییر شکل‌های زیاد پس از آن که فولاد به مرحله جاری شدن رسید به عوامل زیادی همچون مقاومت، سختی، نسبت آرماتورها به حالت تعادل و نسبت تقویت کننده‌های خارجی به آرماتورها، بستگی دارد [۱۶].

به همین دلیل روش‌های گوناگونی برای تعریف شکل پذیری وجود دارد. در این بخش شکل پذیری ($\mu\Delta$) عبارتست از: نسبت تغییر مکان وسط دهانه (Δu) در بار نهایی به تغییر مکان وسط دهانه در بار جاری شدن آرماتورهای کششی (Δy). جدول ۵-۶ تأثیر نسبت آرماتورهای کششی را بر شکل پذیری تیرهای مقاوم شده بررسی می‌کند.

جدول ۴-۱۲- شکل پذیری در مدل اجزای محدود

Δy	Δu	$\mu\Delta = \Delta u / \Delta y$
۳/۹۱	۲۵/۷۵	۶/۵۸

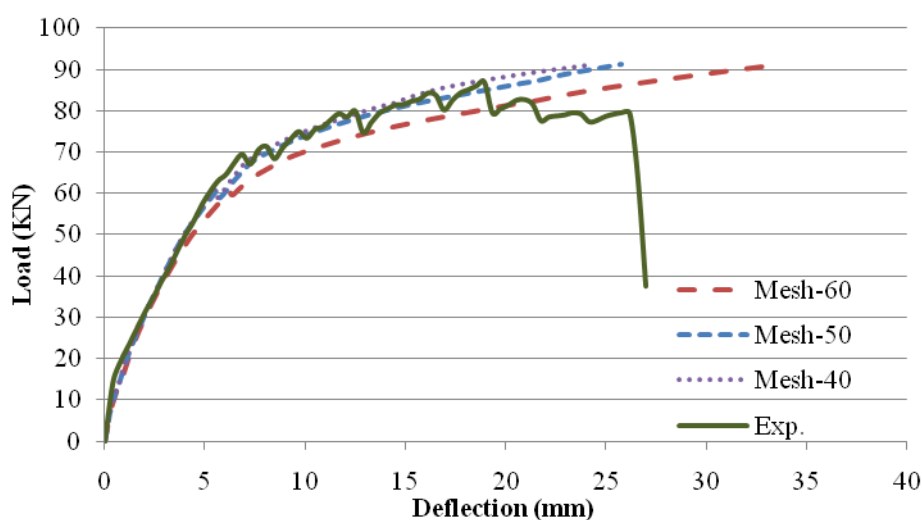
۴-۵- تحلیل حساسیت^{۶۸}

همانگونه که در بخش‌های قبل مشاهده شد، نتایج عددی بدست آمده برای تیر مدل شده در نرم‌افزار اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی مطابقت و هماهنگی خوبی داشتند. با توجه به اینکه در مدل‌سازی عددی پارامترهای مختلفی دخالت دارند، از نقطه نظر عملی انجام یک تحلیل حساسیت برای پیدا نمودن پارامترهای مؤثر در پاسخ‌های تحلیل عددی ضروری به نظر می‌رسد. همچنین با مشخص شدن این پارامترها و میزان تأثیرگذاری هر کدام از آنها می‌توان شرایط بهینه مدل‌سازی را مشخص نمود.

⁶⁸ Sensitivity analysis

۴-۵-۱- بررسی حساسیت به شبکه‌بندی^{۶۹}

تعیین رفتار نرم‌شدگی کششی در بتن مسلح یعنی تعیین تنش بعد از ترک‌خوردگی به عنوان تابعی از کرنش در بخش‌های قبل تشریح شد. در حالت بدون فولاد یا کم فولاد، تعریف این مشخصه در نتایج تحلیل، حساسیت به شبکه‌بندی را ایجاد می‌کند. به منظور بررسی حساسیت این مدل به اندازه شبکه‌بندی، سه نوع اندازه دانه‌بندی^{۷۰} ۴۰، ۵۰ و ۶۰ میلی‌متری در نظر گرفته شد. در شکل ۴-۱۵ رفتار بار-تغییر مکان این چهار حالت برای تیر مدل‌سازی شده با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده‌است. همانگونه که مشاهده می‌شود حساسیت مدل نسبت به اندازه دانه‌بندی زیاد نمی‌باشد. بهترین نتایج از تحلیل تیر با اندازه دانه‌بندی ۵۰ میلی‌متری بدست آمد.



شکل ۴-۱۵- بررسی حساسیت به شبکه‌بندی

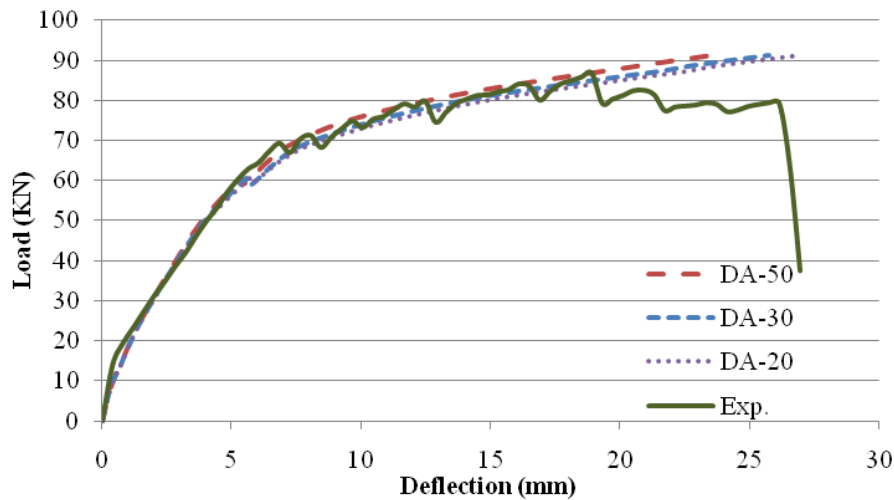
۴-۵-۲- بررسی حساسیت به زاویه اتساع

زاویه اتساع یکی از پارامترهایی است که ABAQUS برای تشکیل تابع پتانسیل جریان پلاستیک به آن نیاز دارد. برای بررسی حساسیت پاسخ تیرهای مدل‌شده نسبت به زاویه اتساع، یک سری تحلیل با سه زاویه اتساع ۲۰، ۳۰ و ۵۰ درجه انجام شد. پاسخ بار-تغییر مکان وسط دهانه برای این تیرها در

⁶⁹ Mesh sensitivity

⁷⁰ Seed

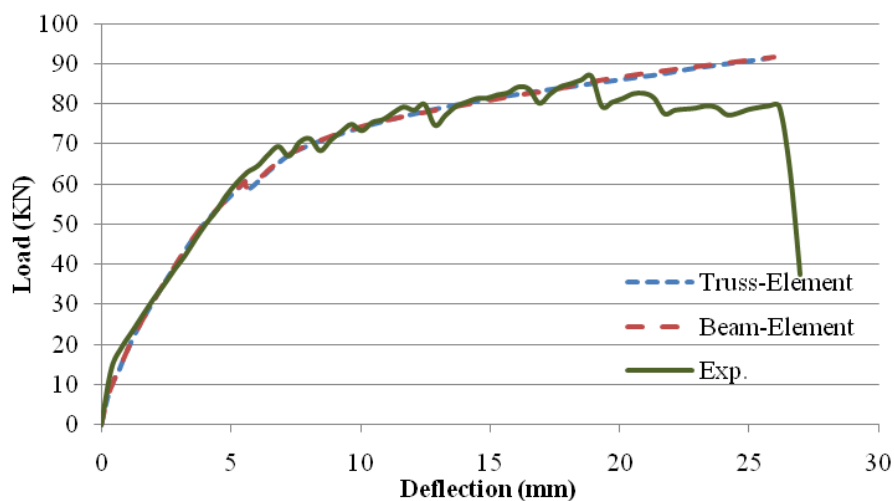
شکل ۱۶-۴ مقایسه شده‌اند. با توجه به نتایج بدست آمده زاویه اتساع ۳۰ درجه بهترین انطباق را با نتایج آزمایشگاهی داشت.



شکل ۱۶-۴- بررسی حساسیت به زاویه اتساع

۳-۵-۴- بررسی تأثیر المان‌های مورد استفاده برای مدل‌سازی آرماتورها

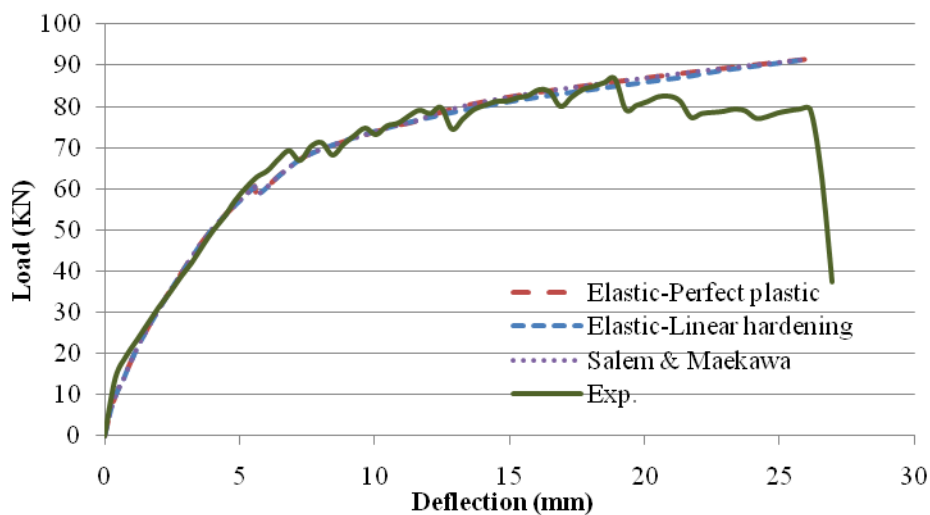
در این بررسی از المان‌های سه بعدی تیر B31 و خرپایی T3D2 برای معرفی آرماتورهای طولی و خاموت‌ها استفاده شده‌است. تأثیر مدل‌سازی آرماتورهای فولادی با استفاده از المان‌های مختلف در شکل ۱۷-۴ نشان داده شده‌است. همانگونه که مشاهده می‌شود هر دو روش قادر به پیش‌بینی رفتار کلی تیر می‌باشند. به نظر می‌رسد استفاده از المان‌های خرپایی T3D2 به دلیل کاهش حجم محاسبات مناسب‌تر باشد.



شکل ۱۷-۴- بررسی تأثیر المان‌های مورد استفاده برای مدل‌سازی آرماتورهای فولادی

۴-۵-۴- بررسی حساسیت به مدل‌های رفتاری آرماتور

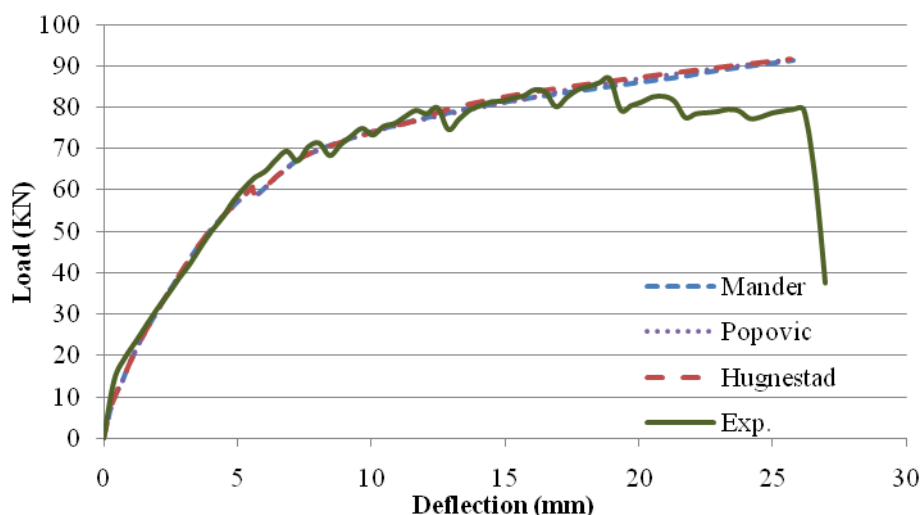
برای بررسی رفتار آرماتور بر پاسخ نمونه مدل‌سازی شده، تیر با مدل‌های رفتاری مختلف تحلیل شد که نتایج تحلیل در شکل ۴-۱۸ ارائه شده است. مدل‌های رفتاری بررسی شده عبارتند از: مدل الاستیک-پلاستیک کامل فولاد، مدل الاستیک-سخت‌شدگی خطی و مدل چندخطی سالم و مایکاوا. همانطور که مشاهده می‌شود مدل‌های رفتاری آرماتورهای فولادی تأثیر چندانی بر نتایج اجزای محدود ندارد با این وجود به دلیل تطابق بهتر نتایج، مدل الاستیک-سخت‌شدگی خطی برای مدل‌سازی رفتار آرماتورهای فولادی انتخاب شد.



شکل ۴-۱۸- بررسی تأثیر مدل‌های رفتاری مختلف آرماتور

۴-۵-۴- بررسی حساسیت به مدل‌های رفتار فشاری بتن

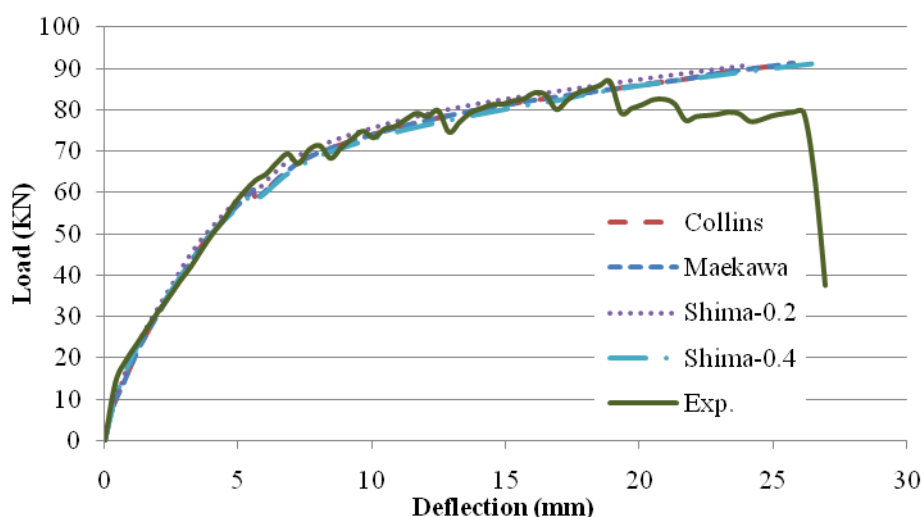
برای بررسی حساسیت تحلیل عددی به نوع مدل رفتار فشاری بتن، از مدل‌های رفتاری ارایه شده هاگنستاد، پوپویک، مایکاوا و مندر استفاده شده است. نتایج حاصل از تحلیل برای تیر نشان می‌دهد برای تیر مدل‌سازی شده در شکل ۴-۱۹ مشاهده می‌شود. نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد همه مدل‌های رفتاری استفاده شده توانایی پیش‌بینی مناسب رفتار تیر RCB-2C1C7-D13 را دارا می‌باشد.



شکل ۴-۲۶- بررسی حساسیت به مدل‌های رفتار فشاری بتن

۴-۵-۵- بررسی حساسیت به مدل‌های رفتار کششی بتن

برای بررسی حساسیت تحلیل عددی به سخت‌شدگی کششی بتن، از مدل‌ها رفتاری ارایه شده توسط مایکاوا، کالینز و شیما (در دو حالت ۰/۴ و ۰/۲) استفاده شده است. نتایج حاصل از تحلیل تیر CG با مدل‌های رفتاری مختلف در شکل ۴-۲۰ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، حساسیت نمونه‌ها به مدل‌های سخت‌شدگی قابل توجه نمی‌باشد.



شکل ۴-۲۰- بررسی حساسیت به مدل‌های رفتار کششی بتن

در استفاده از مدل‌های مختلف ارایه شده برای سخت‌شدگی کششی باید به شرایط مدل توجه گردد. به عنوان مثال رابطه شیما و همکارانش با $c = 0.2$ برای پانل‌های ساخته شده از شبکه فولادی جوش شده ارایه شده است و لذا نمی‌توان بطور صحیح برای برای یک تیر بتن مسلح با آرماتور آجدار استفاده شود.

۵	معرفی مدل تحلیلی
---	------------------

۵-۱- مقدمه

در این پایان‌نامه به جهت بررسی رفتار یک تیر که به وسیله ورق‌های Hybrid FRP تقویت خمشی گردیده، مدل‌های تئوری نسبتاً دقیقی ارائه شده است. در این مدل‌ها سعی بر آن بوده است که از فرضیات ساده شده که معمولاً در آیین‌نامه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد، استفاده نکرده و تنها چند فرض معقول را در دستور کار خود قرار داده است. همچنین در این مدل‌ها، رفتار تیر از بدو بارگذاری تا مراحل ترک‌خوردگی بتن، تسلیم شدگی فولاد و در نهایت گسیختگی تیر مورد بررسی قرار می‌گیرد. بنابراین با داشتن رفتار نیرو-تغییر مکان در وسط دهانه تیر، اطلاعات جامعی را می‌توان بدست آورد که از آن جمله می‌توان به محاسبه شکل‌پذیری تیر اشاره کرد.

از جمله فرضیات استفاده شده در این مدل‌ها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- ۱- فرضیه برنولی: صفحات مسطح عمود بر محور تیر بعد از بارگذاری مسطح باقی می‌مانند.
- ۲- اتصال بین لایه‌های ورق Hybrid FRP و نیز بین ورق و سطح بتن کامل فرض شده و از لغزش بین آن‌ها صرف‌نظر می‌شود.

برای بررسی رفتار واقعی اجزای تیر از جمله بتن در فشار، کشش و حالت ترک‌خورده و همچنین فولاد، از آیین‌نامه CEB-FIP استفاده شده که روابط نسبتاً دقیقی را ارائه نموده است. برای بتن فشاری به جای استفاده از بلوک تنش معادل که معمولاً در آیین‌نامه‌ها به کار برده می‌شود، رفتار سهموی آن مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مورد بتن کششی، این آیین‌نامه با ارائه یک رفتار دو خطی مدلی را در اختیار قرار داده است. این نکته لازم به ذکر است که در آیین‌نامه‌های طراحی تقویت با FRP، به طور کل از رفتار بتن کششی و بتن ترک‌خورده صرف‌نظر شده است. در آیین‌نامه CEB-FIP جهت بررسی رفتار ترک نیز از یک دیاگرام دو خطی که وابسته به عرض ترک می‌باشد، استفاده می‌کند. برای فولاد نیز از یک دیاگرام دو خطی استفاده شده است. در این مدل، سخت‌شدگی فولاد نیز در نظر گرفته شده است. برای ورق Hybrid FRP نیز با توجه به داده‌های گرفته شده از سازنده آن و یا آزمایشات انجام شده، از یک دیاگرام دو خطی استفاده شده است. در این مدل با در نظر گرفتن

عملکرد هیبریدی لایه‌های Hybrid FRP، گسیختگی لایه با کرنش گسیختگی کمتر بصورت تدریجی رخ داده و از افت ناگهانی تنش در ورق تقویت جلوگیری به عمل خواهد آمد.

۵-۲- مدل‌های مربوط به تحلیل تیرهای تحت خمش

پایه مدل‌های ارائه شده بر اساس تغییرات کرنش در بالاترین تار فشاری بتن از مقدار ۰ تا ۰/۰۰۳۵ که معادل کرنش خورد شدگی بتن طبق آیین‌نامه CEB-FIP است، می‌باشد. روند کار اینگونه است که با افزایش کرنش در بالاترین تار فشاری بتن و توجه به فرضیه برنولی که نتیجه آن تغییرات خطی کرنش در ارتفاع تیر است، مقدار کرنش در هر ارتفاعی از مقطع با روابط ساده هندسی قابل محاسبه می‌باشد.

مدل پیشنهادی به شش قسمت عمده تقسیم می‌گردد که در فلوجارت شکل ... نشان داده شده است. این قسمت‌ها به ترتیب عبارتند از محاسبه ممان تحمل شده توسط آرماتورهای کششی، آرماتورهای فشاری، صفحات Hybrid FRP، بتن فشاری، بتن کششی و در نهایت بتن ترک‌خورده. برای محاسبه سهم هر یک از اجزا در مقاومت مقطع لازم است مقدار تنش و به تبع آن کرنش برای آن عضو محاسبه گردد. همانطور که گفته شد، برای محاسبه کرنش هر یک از اجزا می‌توانیم با داشتن کرنش در تار فشاری بتن، مقدار آن را از روابط ساده هندسی با فرض تغییرات خطی کرنش در ارتفاع تیر، محاسبه کنیم؛ اما این امر مستلزم آن است که مقدار عمق تار خنثی را برای هر مقدار از کرنش در تار فشاری بتن داشته باشیم. برای رفع این مشکل از یک روند سعی و خطا استفاده می‌کنیم، چرا که مقدار عمق تار خنثی خود وابسته به روابط تعادل نیروهای موجود در هر یک از اجزا است. لذا برای هر مقدار از کرنش در تار فشاری بتن در ابتدا یک مقدار برای عمق تار خنثی حدس زده می‌شود. حال با داشتن عمق تار خنثی و روابط ارائه شده در این پایان‌نامه، می‌توان تنش و نهایتاً نیرو در هر یک از اجزا را محاسبه نموده و با کمک تعادل نیروها، صحت عمق تار خنثی قبلی را کنترل نماییم. در صورتیکه اختلاف عمق تار خنثی بدست آمده با مقدار قبلی از دقتی که بدان احتیاج است، کمتر بود، می‌توانیم روند تکرار را قطع کرده و از مقدار تار خنثی جدید در ادامه محاسبات استفاده

کنیم. حال با داشتن مقدار تار خنثی، می‌توان بازوی لنگر را برای نیروی مقاوم هر یک از اجزای ذکر شده محاسبه نموده و با ضرب آن در مقدار نیروی مقاوم، ممان تحمل شده توسط هر جزء را بدست آوریم.

نکته‌ای که در رابطه با محاسبه ممان تحمل شده توسط ترک وجود دارد، آن است که با داشتن کرنش تار فشاری بتن، عرض ترک در پایین‌ترین تار کششی توسط مدل ارائه شده در همین بخش، محاسبه شده و با فرض تغییرات خطی آن در ارتفاع تیر، مقدار بازشدگی ترک در هر ارتفاعی محاسبه می‌شود و نهایتاً تنش کششی و نیروی تحمل شده توسط ترک بدست می‌آید. در واقع در ناحیه ترک‌خورده، کرنش کششی موجود، آزاد شده و بصورت بازشدگی ترک نمایان می‌گردد؛ اما نکته قابل ذکر که در فلوچارت مشاهده می‌شود، آن است که در مدل پیشنهادی، مقدار بازشدگی عرض ترک خود وابسته به ممان اعمال شده بر تیر می‌باشد. اما در ابتدای این امر این مشکل وجود دارد که مقدار ممان نیز خود وابسته به جمع ممان‌های تحمل شده توسط اجزای مختلف بوده که خود ترک یکی از این اجزا می‌باشد. برای رفع این مشکل، در ابتدا از مدل با فرض یک مقدار برای ممان، عرض ترک را محاسبه نموده و در نتیجه ممان جدید حساب می‌گردد. در صورتیکه ممان جدید با ممان قبلی تفاوت قابل توجهی داشته باشد، روند تکرار ادامه پیدا کرده تا نهایتاً نتایج همگرا شده و به دقت مطلوب برسد.

افزایش کرنش در بالاترین تار فشاری بتن (ec)، هنگامی که مقدار آن به کرنش نهایی خردشدگی بتن (0/0035) برسد، متوقف شده و ممان نهایی تیر محاسبه می‌گردد. در این حالت همانگونه که بیان شد، گسیختگی بصورت خردشدگی بتن فشاری خواهد بود. اما در صورتیکه قبل از رسیدن ec به مقدار حد خردشدگی، کرنش در Hybrid FRP از حد نهایی آن بیشتر گردد، روند افزایش کرنش در تار فشاری متوقف شده و گسیختگی به صورت پارگی Hybrid FRP خواهد بود.

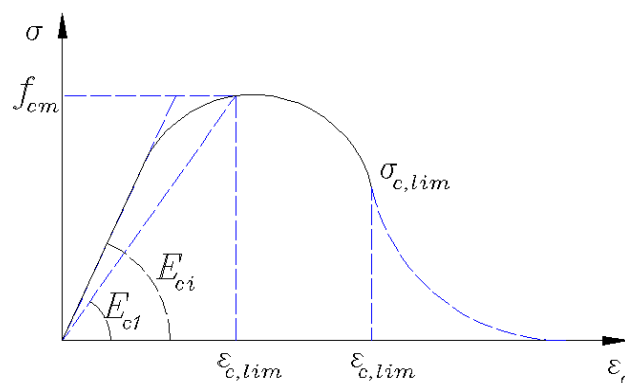
همانطور که مشاهده می‌شود، در مدل پیشنهادی سه حلقه تکرار درون هم بوده که موجب حجیم شدن و مشکل شدن محاسبات، خواهد شد؛ لذا باید این عملیات به کمک کامپیوتر صورت

گیرد. در این رابطه برای مدل برنامه‌ای توسط نرم‌افزار Visual Basic، بر اساس الگوریتم شکل ۵-۱ تنظیم شده است که متن آن در پیوست موجود می‌باشد.

اما نکته‌ای که هنوز باید روشن شود، نحوه محاسبه تنش در هر یک از اجزا می‌باشد. همانطور که گفته شد، این اجزا شامل شش عضو بتن فشاری، بتن کششی، بتن ترک‌خورده، آرماتورهای کششی، آرماتورهای فشاری و در نهایت صفحات Hybrid FRP می‌باشد. روند محاسبه تنش در این اجزا در بندهای بعدی از این فصل بطور کامل تشریح شده‌اند.

۵-۲-۱- بتن فشاری

برای محاسبه نیروی مقاوم ناشی از بتن فشاری، با داشتن کرنش در بالاترین تار فشاری و فرض تغییرات خطی کرنش در بتن، تا مقدار صفر در تار خنثی می‌توان برای هر عمق از مقطع تا تار خنثی، تنش فشاری موجود در بتن را بر اساس روابط CEB-FIP به صورت زیر محاسبه نمود (شکل ۵-۲).



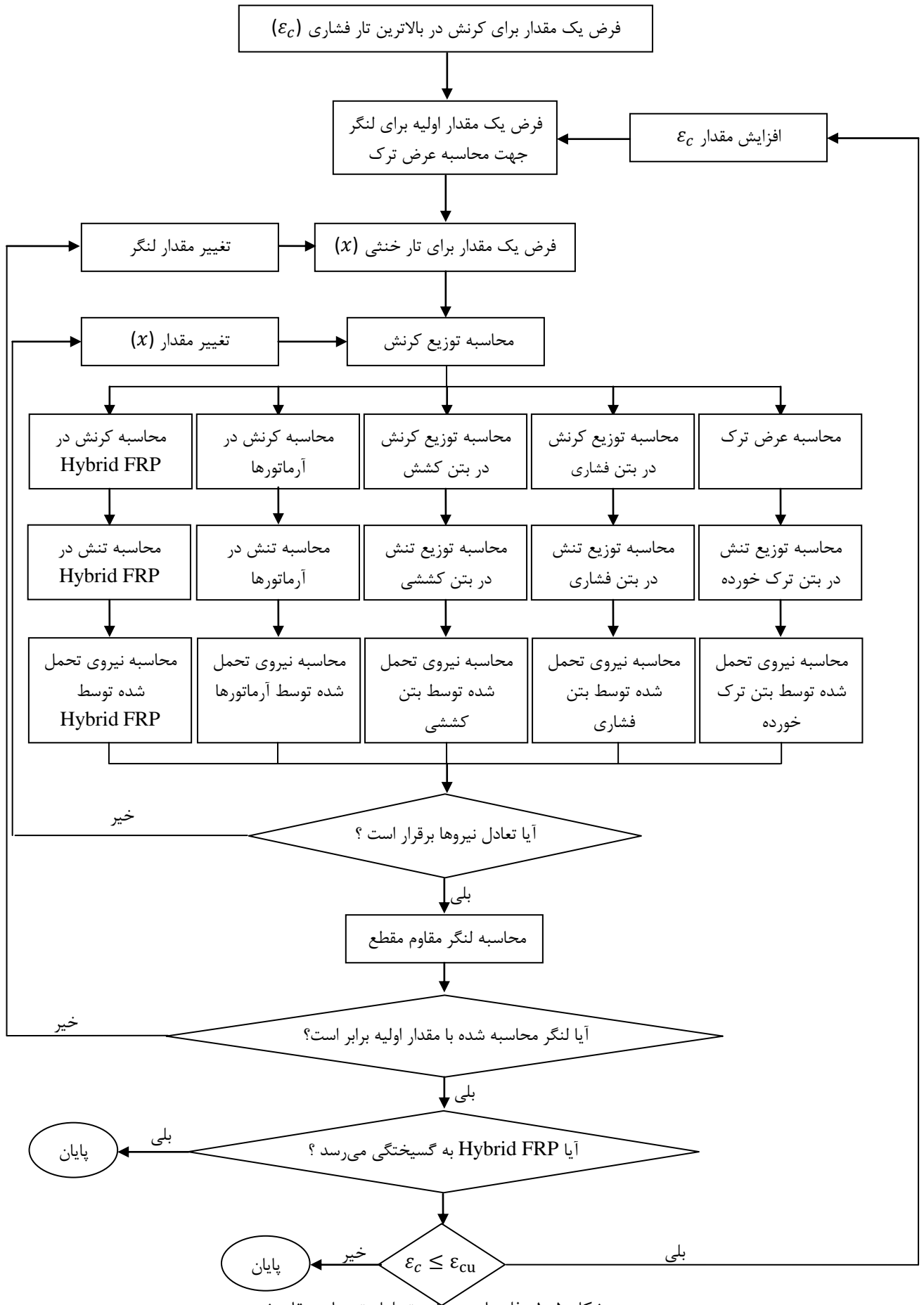
شکل ۵-۲- دیاگرام تنش-کرنش برای بتن تحت فشار

$$\sigma_c = \frac{E_{ci} \varepsilon_c - (\varepsilon_c)}{E_{c1} \varepsilon_{c1} - \varepsilon_{c1}} f_{cm} \quad \text{for} \quad |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c1}| \quad (1-5)$$

که در آن E_{ci} مدول تانژانت، σ_c تنش فشاری (بر حسب MPa)، ε_c کرنش فشاری، E_{c1} مدول سکانت بوده و مقادیر آن‌ها از روابط زیر محاسبه می‌شود.

$$E_{ci} = E_{co} \left[\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right]^{1/3} \quad (2-5)$$

$$E_{co} = 2.15 \times 10^4 \text{ MPa} \quad (3-5)$$



شکل ۵-۱- فلوچارت برنامه تحلیل تیرهای مقاوم شده

$$f_{cmo} = 10 \text{ MPa} \quad (4-5)$$

$$f_{cmo} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (5-5)$$

$$\varepsilon_{c1} = -0.002 \quad (6-5)$$

$$E_{c1} = \frac{f_{cm}}{0.002} \quad (7-5)$$

رابطه ۵-۱ تا وقتی صادق است که نسبت تنش در انتهای دیاگرام به f_{cm} از حد زیر بیشتر باشد.

$$\frac{|\sigma_c|}{f_{cm}} \geq 0.5 \quad (8-5)$$

حال با توجه به اینکه در نهایت مقدار تنش فشاری در بتن به مقدار محدود می‌شود، می‌توان از رابطه ۵-۱ مقدار کرنش حد، را از رابطه زیر بدست آورد.

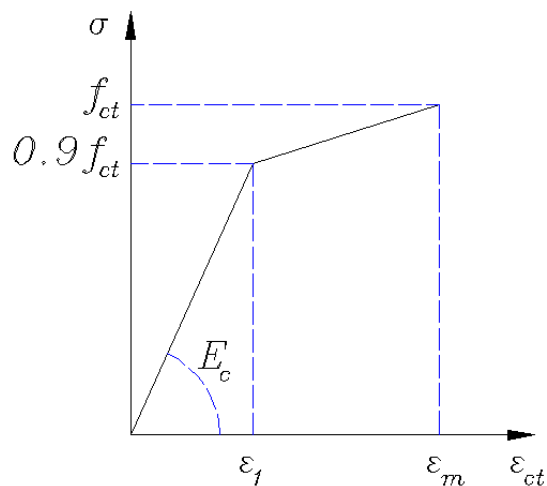
$$\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \frac{E_{ci}}{E_{c1}} + 1 \right) + \left[\frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} \frac{E_{ci}}{E_{c1}} + 1 \right)^2 - \frac{1}{2} \right]^{1/2} \quad (9-5)$$

نهایتاً بعد از محاسبه تنش در هر نقطه از عمق بتن فشاری و با انتگرال‌گیری از آن‌ها و ضرب آن در مساحت بتن فشاری، می‌توان نیروی مقاوم اعمالی توسط بتن فشاری را محاسبه نمود. همچنین فاصله مرکز سطح این دیاگرام بدست آمده تا تار خنثی، بازوی لنگر نیروی بتن فشاری می‌باشد. با ضرب این مقدار در نیروی فشاری بتن، سهم بتن در ممان مقاوم مقطع بدست می‌آید.

۵-۲-۲- بتن کششی

برای محاسبه نیروی مقاوم بتن کششی نیز از روابط CEB-FIP استفاده می‌شود. این آیین‌نامه برای مدل‌سازی بتن در کشش از یک دیاگرام دو خطی استفاده می‌کند (شکل ۵-۳). روابط ارائه شده به صورت زیر است.

$$\begin{cases} \sigma_{ct} = E_{ci} \varepsilon_{ct} & \text{for } \sigma_{ct} \leq 0.9 f_{ctm} \\ \sigma_{ct} = f_{ctm} - \frac{0.1 f_{ctm}}{0.00015 - \frac{0.9 f_{ctm}}{E_{ci}}} (0.00015 - \varepsilon_{ct}) & \text{for } 0.9 f_{ctm} \leq \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \end{cases} \quad (10-5)$$



شکل ۵-۳- دیاگرام تنش- کرنش برای بتن تحت کشش تک محوری

که در آن E_{ci} ، مدول تانژانت الاستیسیته (بر حسب MPa) بوده که از رابطه ۵-۲ محاسبه می‌شود. f_{ctm} ، مقاومت کششی و σ_{ct} ، تنش کششی بر حسب MPa هستند. ϵ_{ct} نیز کرنش کششی می‌باشد. مقدار f_{ctm} بر اساس روابط CEB-FIP به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$f_{ctm} = f_{ctko,m} \left(\frac{f_{ck}}{f_{cko}} \right)^{2/3} \quad (11-5)$$

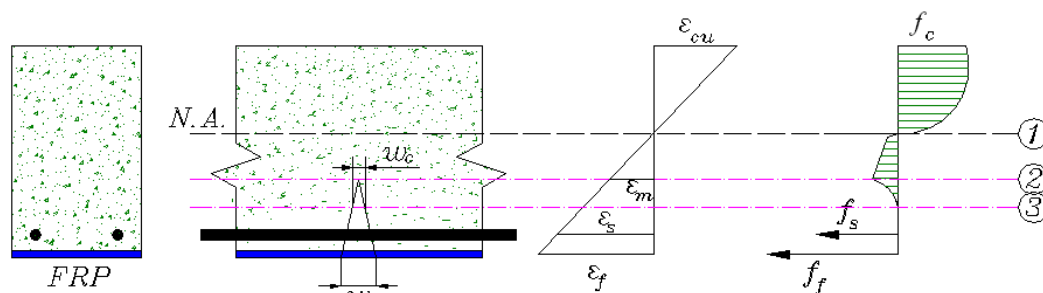
$$f_{cko} = 10 \text{ MPa} \quad (12-5)$$

$$f_{ctko,m} = 1.4 \text{ MPa} \quad (13-5)$$

در این ناحیه نیز همانند بتن فشاری، با داشتن کرنش در هر عمق از بتن کششی می‌توان از روابط بالا مقدار تنش در آن عمق را محاسبه نموده و با انتگرال‌گیری از دیاگرام دو خطی بدست آمده، نیروی مقاوم بتن کششی را محاسبه کنیم. همچنین بازوی لنگر این ناحیه نیز برابر فاصله مرکز سطح این دیاگرام دو خطی تا تار خنثی می‌باشد. همانطور که در دیاگرام شکل ۵-۳ مشاهده می‌شود، کرنش نهایی ممکن در بتن برابر ۰/۰۰۰۱۵ بوده و در صورتی که با افزایش کرنش در تار فشاری بتن، مقدار کرنش در تار کششی نیز افزایش یابد و از این مقدار حد بیشتر گردد، تیر وارد ناحیه ترک‌خوردگی

خواهد شد؛ چرا که بتن طبق روابط CEB-FIP، کرنشی بیش از این حد را نمی‌تواند در کشش تحمل کند.

شکل ۴-۵ نحوه بدست آوردن توزیع تنش در بتن کششی را از توزیع کرنش نشان می‌دهد. همانگونه که مشاهده می‌شود، بتن بین محورهای ۱ و ۲ در کشش است ولی هنوز ترک نخورده است و می‌تواند تنش قابل ملاحظه‌ای را تحمل کند. بین محورهای ۲ و ۳ بتن ترک خورده ولی همچنان مقداری تنش را منتقل می‌کند، درحالی‌که در ناحیه‌ای که زیر محور ۳ قرار دارد بتن ترک خورده و هیچ نقشی در رفتار تیر مقاوم شده ندارد. در این ناحیه عرض ترک از مقدار بحرانی بزرگتر است.



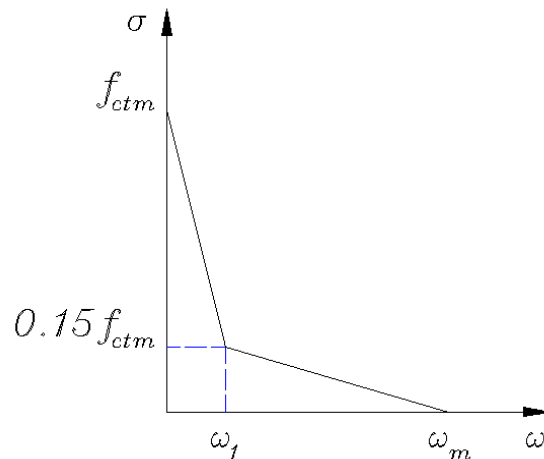
شکل ۴-۵- توزیع تنش و کرنش تیر مقاوم شده با FRP در امتداد مقطع تیر

۵-۲-۳- بتن ترک خورده

این ناحیه از بتن همانطور که در بخش ۵-۲-۲ اشاره شد، طبق روابط CEB-FIP هنگامی وجود خواهد داشت که کرنش در بتن کششی بیشتر از مقدار 0.0015 گردد. از لحاظ مکانیک شکست بتن، روابط ترک خوردگی، شکل آن و نحوه محاسبه میزان مقاومت کششی ترک، بسیار پیچیده می‌باشد. اما در CEB-FIP با استفاده از یک دیاگرام دو خطی توانسته است رفتاری تا حدودی مشابه با واقعیت را برای تنش کششی مقاوم ترک لحاظ کند. در مدل پایان‌نامه از این روابط استفاده کرده و همچنین فرض می‌کند که تغییرات بازشدگی ترک از تار کششی بتن تا محلی کرنش در بتن برابر 0.0015 است، به صورت خطی تغییر می‌کند. بنابراین با داشتن اندازه بازشدگی ترک در تار کششی بتن و همچنین عمقی از بتن که کرنش در آن برابر 0.0015

است، می‌توان از روابط CEB-FIP برای محاسبه نیروی مقاوم کششی بتن ترک خورده استفاده کرد. این روابط به صورت زیر می‌باشد (شکل ۵-۵).

$$\begin{cases} \sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0.85 \frac{w}{w_1}\right) & \text{for } 0.15f_{ctm} \leq \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \\ \sigma_{ct} = f_{ctm} - \frac{0.1f_{ctm}}{0.00015 - \frac{0.9f_{ctm}}{E_{ci}}} (0.00015 - \varepsilon_{ct}) & \text{for } 0 \leq \sigma_{ct} \leq 0.15f_{ctm} \end{cases} \quad (14-5)$$



شکل ۵-۵- دیاگرام تنش-عرض ترک برای بتن ترک خورده

$$w_1 = 2 \frac{G_F}{f_{ctm}} - 0.15w_c \quad (15-5)$$

$$w_c = \alpha_F \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (16-5)$$

$$G_F = G_{F0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0.7} \quad (17-5)$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa} \quad (18-5)$$

که در آن‌ها w ، بازشدگی ترک، f_{ctm} مقاومت کششی بتن، G_F انرژی شکست، G_{F0} و α_F به ترتیب انرژی شکست پایه و یک ضریب می‌باشند که هر دو وابسته به اندازه ماکزیمم قطر سنگدانه‌ها هستند بر اساس جداول CEB-FIP محاسبه می‌شوند.

ε_2 کرنش تقویت‌کننده در حالت ترک خورده کامل می‌باشد. با فرض $\varepsilon_2 \approx \varepsilon_{s1} \approx \varepsilon_f + \varepsilon_0$ و

از رابطه زیر تعیین می‌شود: $N_{rk} = N_{s1} + N_f$

$$\varepsilon_2 = \frac{N_{rk} + E_f A_f \varepsilon_0}{E_s A_s + E_f A_f} \quad (19-5)$$

با $N_{rk} = M_k/z_e$ و z_e بازوی لنگر بین نیروی کششی نهایی $(N_{s1} + N_f)$ و نیروی فشاری $(N_{s2} + N_c)$ است.

فاصله متوسط ترک‌ها، برای به حساب آوردن اثر هر دو تقویت کننده خارجی و داخلی می‌تواند از رابطه زیر محاسبه شود:

$$s_{rm} = \frac{2f_{ctm}A_{c,eff}}{\tau_{sm}u_s} \frac{E_s A_s}{E_s A_s + \xi_b E_f A_f} = \frac{2f_{ctm}A_{c,eff}}{\tau_{fm}u_f} \frac{E_f A_f}{E_s A_s + \xi_b E_f A_f} \quad (20-5)$$

که در آن $A_{c,eff}$ سطح مؤثر کششی که حداقل مقدار $2.5(h-b)b$ و $b/3$ (با $h-x$) بوده، $\tau_{sm} = 1.8f_{ctm}$ و $\tau_{fm} = 1.25f_{ctm}$ به ترتیب تنش متوسط اتصال آرماتور فولادی و FRP بوده و u_s و u_f به ترتیب محیط اتصال فولاد و FRP در واحد طول بوده و ξ_b یک پارامتر اتصال است که از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\xi_b = \frac{\tau_{fm} E_s A_s u_f}{\tau_{sm} E_f A_f u_s} = \frac{\tau_{fm} E_s d_s}{\tau_{sm} E_f t_f} \quad (21-5)$$

که در آن d_s قطر (متوسط) میلگردهای فولادی و t_f ضخامت FRP می‌باشد.

با صرف‌نظر از سختی کششی $\xi_b = 1.0$ و فرض اینکه $\varepsilon_0 \approx 0$ ، عرض ترک از روابط ۵-۱۹ تا ۵-۲۱ به صورت زیر استخراج می‌شود:

$$w_k = 2.1 \rho_{c,eff} \frac{M_n}{E_s d \rho_{eq}} \frac{1}{(u_s + 0.694 u_f)} \quad (22-5)$$

که در آن $\rho_{c,eff} = A_{c,eff}/bd$ نسبت سطح مؤثر در کشش و نسبت تقویت کننده‌های معادل می‌باشد که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_f \frac{E_s}{E_f}}{bd} \quad (23-5)$$

همانطور که در روابط بالا مشاهده می‌شود، مقدار بازشدگی عرض ترک وابسته به ممان وارده می‌باشد و حال آنکه در مدل اصلی تحلیل تیر، قبل از داشتن ممان مقاوم تیر، به مقدار بازشدگی ترک برای محاسبه سهم ترک در مقاومت مقطع نیاز است. بنابراین در این مرحله نیز استفاده از یک روند

تکرار، ضروری است. برای رسیدن به همگرایی بیشتر در ابتدا عرض ترک را از مدل بعدی (مدل ساده شده) که وابسته به ممان وارده نیست، محاسبه نموده و سپس ممان مقاوم محاسبه می‌گردد. در مرتبه دوم تکرار با کمک این ممان بدست آمده، عرض ترک از مدل اول (مدل *fib*) محاسبه شده و نهایتاً ممان مقاوم جدید برای مقطع بدست می‌آید. در صورتی که این مقدار با مقدار قبلی تفاوت داشته باشد، این روند تا رسیدن به یک همگرایی مناسب ادامه پیدا می‌کند.

در مدل دوم (مدل ساده شده) که برای تقویت خمشی تیرهای بتنی توسط یک پوشش خاص از بتن‌های الیافی ارائه شده است، Alaei and Karihaloo [۴۰] روش بسیار ساده‌تری را نسبت به مدل اول ارائه کرده و می‌توان از آن به عنوان یک مدل ساده برای محاسبه عرض ترک استفاده نمود. روند مدل اینگونه است که با در نظر گرفتن یک طول مؤثر در انتهای تار کششی بتن، فرض می‌گردد که کرنش بتن در این طول به صورت ترک موضعی، آزاد شده است. بازشدگی ترک در پایین‌ترین تار کششی بتن، با ضرب کرنش بدست آمده در این نقطه در طول مؤثر قابل محاسبه است. طبق این مدل، مقدار این طول مؤثر با دو برابر پوشش بتنی $(h - d)$ ، برابر خواهد بود. بنابراین بازشدگی ترک از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$w = \varepsilon_{bot} \times (h - d) \quad (24-5)$$

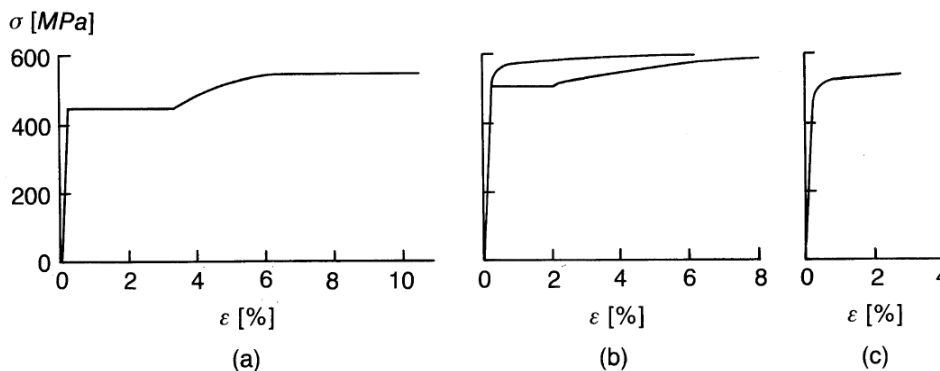
حال همانطور که توضیح داده شد، با داشتن مقدار بازشدگی ترک در پایین‌ترین تار کششی بتن و فرض تغییرات خطی عرض ترک در عمق بتن، می‌توان از روابط ارائه شده، مقاومت کششی ترک را محاسبه نمود.

نکته قابل ذکر آنست که همانطور که ملاحظه شد در استفاده از مدل اول (مدل *fib*)، دو روند تکرار در مدل اصلی تحلیل تیر وجود خواهد داشت که باعث پیچیده شدن روند محاسبه و طولانی شدن مدت آن می‌گردد. اما در این مدل با ارائه یک مدل ساده می‌توان از پیچیدگی آن کاسته و در زمان کمتری به جواب دست یافت.

۵-۲-۴- آرماتورهای کششی و فشاری

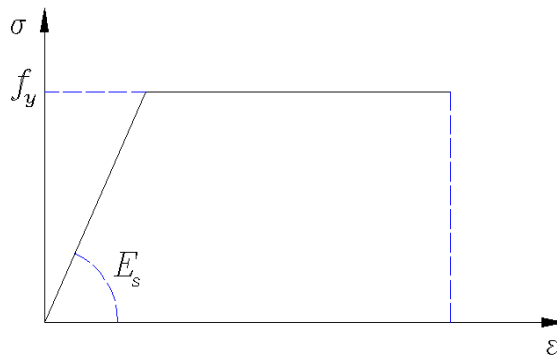
برای مدل‌سازی نحوه عملکرد آرماتورهای کششی و فشاری، بر اساس روابط CEB-FIP از یک دیاگرام دو خطی استفاده می‌گردد. همانطور که در شکل ۵-۶ مشاهده می‌شود، این آیین‌نامه آرماتورهای فولادی را به سه دسته a، b و c تقسیم کرده است. نحوه سخت‌شدگی فولاد اینگونه در نظر گرفته می‌شود که تغییرات تنش بعد از تسلیم شدن نسبت به کرنش با یک شیب معین که نمایانگر است، تا تنش و کرنش نهایی فولاد تغییر می‌کند. این درحالیست که در آیین‌نامه‌های طراحی، معمولاً اثر سخت‌شدگی فولاد را در نظر نگرفته و بعد از تسلیم شدن فولاد، مقدار تنش نهایی برابر همان تنش تسلیم خواهد بود (شکل ۵-۷).

اما در صورتیکه داده‌های کافی برای در نظر گرفتن سخت‌شدگی فولاد وجود نداشته باشد، از دسته‌بندی ارائه شده در CEB-FIP استفاده می‌شود با این تفاوت که رفتار بعد از تسلیم شدگی به صورت خطی فرض می‌گردد. دسته‌بندی CEB-FIP برای این سه گروه به صورت زیر است:



شکل ۵-۶- دیاگرام‌های حقیقی تنش-کرنش برای آرماتورهای فولادی

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Class A: } \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \geq 1.08 \text{ and } \varepsilon_{uk} \geq 5\% \\ \text{Class B: } \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \geq 1.05 \text{ and } \varepsilon_{uk} \geq 2.5\% \\ \text{Class B: } \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \geq 1.15 \text{ and } \varepsilon_{uk} \geq 6\% \end{array} \right. \quad (۲۵-۵)$$



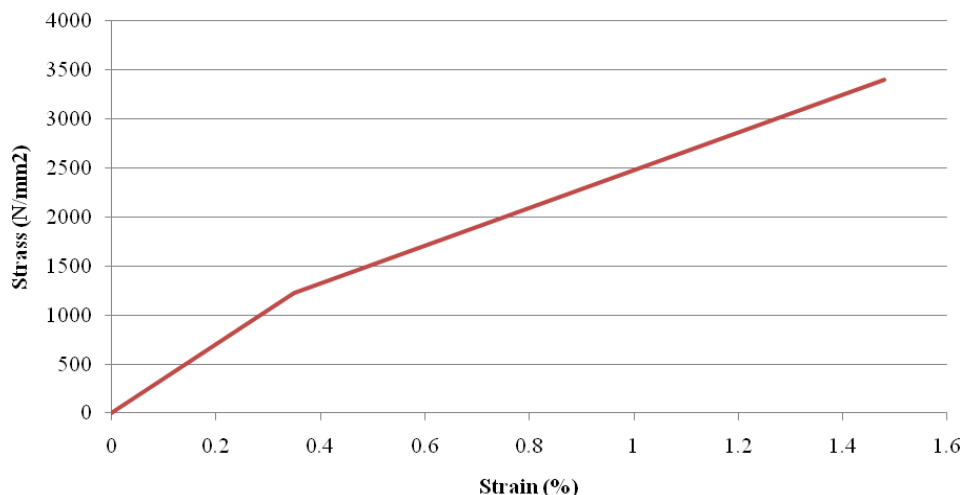
شکل ۵-۷- دیاگرام ایده آل تنش-کرنش برای آرماتورهای فولادی

برای نمونه‌هایی که تنها تنش تسلیم و مدول الاستیسیته آن‌ها در دسترس است، از مقدار میانگین کلاس‌های مختلف معرفی شده در رابطه ۵-۲۵ برای محاسبه، استفاده می‌گردد. از رابطه ۵-۲۵ می‌توان مقادیر را برای هر یک از کلاس‌ها به صورت زیر محاسبه کرد:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Class A: } E_{s2} = \frac{0.08f_y}{0.05 - f_y/E_s} \\ \text{Class B: } E_{s2} = \frac{0.05f_y}{0.025 - f_y/E_s} \\ \text{Class B: } E_{s2} = \frac{0.15f_y}{0.06 - f_y/E_s} \end{array} \right. \quad (۲۶-۵)$$

۵-۲-۵- ورق Hybrid FRP

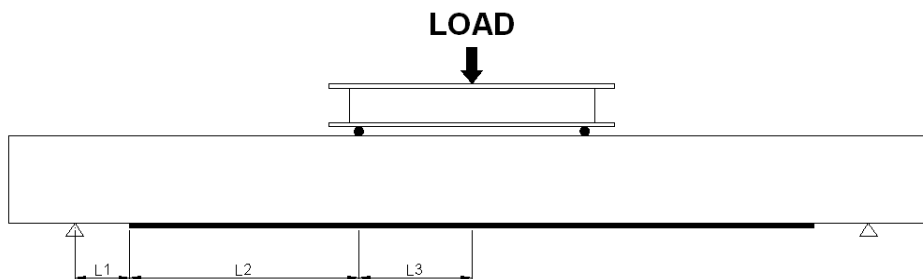
مشابه آنچه در فصل قبل توضیح داده شد، برای مدل‌سازی رفتار ورق Hybrid FRP از یک منحنی دو خطی استفاده می‌شود (شکل ۴-۶). شیب اول منحنی مربوط به پیش از گسیختگی الیاف با کرنش گسیختگی کمتر و شیب دوم از گسیختگی اولیه تا گسیختگی نهایی مربوط به الیاف با کرنش گسیختگی بیشتر می‌باشد. به عنوان مثال در آزمایش وو و همکارانش [۱۱] با توجه به خصوصیات مکانیکی ارائه شده برای C1 و C7، رفتار تنش-کرنش فرض شده برای ورق 2C1C7 مشابه شکل ۵-۸ خواهد بود.



شکل ۵-۸- دیاگرام فرض شده برای رفتار تنش- کرنش ورق 2C1C7 در آزمایش وو و همکارانش [۱۱]

۵-۲-۶- نحوه محاسبه تغییر مکان در وسط دهانه تیر

با توجه به روابط و مطالب ارائه شده در بندهای قبل، دیاگرام لنگر-انحنای در بالاترین تار فشاری، برای یک تیر مفروض قابل دستیابی است؛ اما دیاگرامی که معمولاً در نتایج نمونه‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته و اطلاعات مفیدتری را می‌توان از آن استخراج نمود، دیاگرام نیرو-تغییر مکان در وسط دهانه تیر می‌باشد. برای تبدیل دیاگرام لنگر-انحنای به دیاگرام نیرو-تغییر مکان، لازم است که دو مؤلفه نیرو و تغییر مکان بطور جداگانه برای هر نقطه از دیاگرام لنگر-انحنای، محاسبه شود. با فرض تکیه‌گاه‌های ساده برای تیر و بارگذاری و بارگذاری متمرکز سه نقطه‌ای یا چهار نقطه‌ای بر روی آن، مقدار نیرو با توجه به شکل ۵-۹ و رابطه زیر قابل محاسبه است:



شکل ۵-۹- نمایش پارامترها در بارگذاری چهار نقطه‌ای

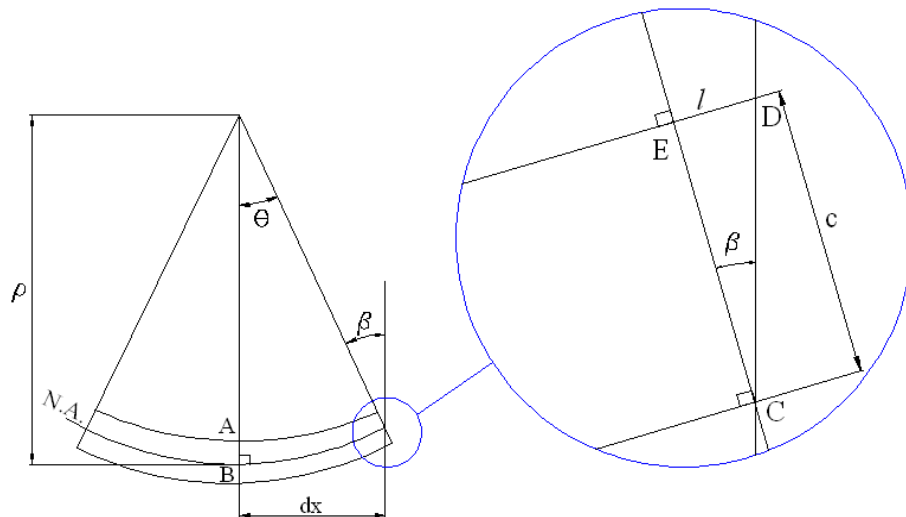
$$F = \frac{2M}{L_1 + L_2} \quad (۲۷-۵)$$

در رابطه ۵-۲۷، L_1 فاصله تکیه‌گاه تا انتهای FRP، L_2 فاصله انتهای FRP تا نزدیک‌ترین نیروی متمرکز و L_3 نصف فاصله بین دو بار متمرکز اعمال شده می‌باشد (شکل ۵-۹). در صورتی که بارگذاری سه نقطه‌ای باشد نیز می‌توان از همین روابط بالا استفاده نمود. برای محاسبه تغییر مکان در هر نقطه از مدلی که در ادامه توضیح داده خواهد شد، استفاده می‌شود. این مدل بر پایه قضیه دوم لنگر-سطح می‌باشد، که با داشتن دیاگرام انحنا در طول تیر، تغییر مکان وسط دهانه تیر محاسبه می‌شود.

در شکل ۵-۱۰، طول d_x از یک تیر، بعد از بارگذاری نشان داده شده است. در این شکل، c ، عمق تار خنثی و ρ ، شعاع انحنا تیر بعد از بارگذاری می‌باشد. با دقت در شکل می‌توان رابطه زیر را به کمک روابط مثلثاتی استخراج نمود.

$$\rho = \frac{d_x}{\tan\theta} \quad (5-28)$$

همانطور که دیده می‌شود با رسم خط CD موازی با AB مقدار فشردگی در بالاترین تار فشاری برابر با l خواهد بود. با توجه به فرضیه برنولی و مسطح ماندن صفحات عمود بر محور تیر، خط CO به صورت یک خط صاف بوده و دارای موج نخواهد شد؛ لذا می‌توان نتیجه گرفت که زاویه بین خطوط OE و OA (θ)، برابر زاویه بین خطوط CE و CD می‌باشد. یعنی $\beta = \theta$. بنابراین خواهیم داشت:



شکل ۵-۱۰- نحوه محاسبه انحنا با داشتن عمق تار خنثی و کرنش تار فشاری

$$\tan\theta = \frac{l}{c} \quad (5-29)$$

که در آن l ، مقدار فشردگی در بالاترین تار فشاری تیر و c عمق تار خنثی است. از جایگذاری رابطه ۲۹-۵ در ۲۸-۵ خواهیم داشت:

$$\rho = \frac{d_x}{\frac{l}{c}} \quad (30-5)$$

مقدار کرنش در طول d_x در بالاترین تار فشاری تیر از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\varepsilon_c = \frac{l}{d_x} \quad (31-5)$$

با جایگذاری رابطه ۳۱-۵ در رابطه ۳۰-۵، مقدار شعاع انحناء در بر حسب کرنش در بالاترین تار فشاری و عمق تار خنثی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\rho = \frac{c}{\varepsilon_c} \quad (32-5)$$

اما همانطور که می‌دانیم، مقدار انحناء با شعاع انحناء با معکوس شعاع انحناء برابر بوده و بنابراین نهایتاً با داشتن کرنش در بالاترین تار فشاری و عمق تار خنثی، می‌توانیم انحناء تیر را در هر لحظه از رابطه زیر بدست آوریم.

$$\omega'' = \frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (33-5)$$

بنابراین در مدل پیشنهادی می‌توانیم در هر لحظه با محاسبه ممان مقطع و انحناء، دیاگرام ممان-انحناء مقطع را از لحظه شروع بارگذاری تا هنگام گسیختگی آن در اختیار داشته باشیم. با داشتن دیاگرام ممان-انحناء و همچنین تغییرات ممان در طول تیر، می‌توان تغییرات انحناء در طول تیر را نیز بدست آورد.

برای محاسبه تغییر مکان در وسط دهانه تیر که تحت بارگذاری سه نقطه‌ای و یا چهار نقطه‌ای قرار گرفته است، با داشتن تغییرات انحناء در طول تیر، می‌توان از قضیه دوم لنگر-سطح استفاده نمود. این قضیه بیان می‌دارد که برای محاسبه فاصله قائم بین یک نقطه تا مماس مرسوم بر نقطه دیگر ($t_{C/D}$)، می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$$t_{C/D} = \int_C^D x_1 \omega''(x) dx \quad (34-5)$$

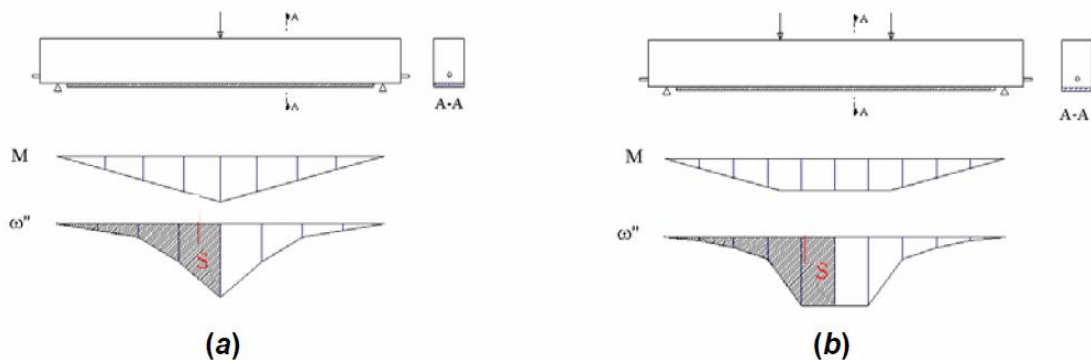
که در آن x_1 ، فاصله مرکز هندسی سطح زیر منحنی انحناء بین دو نقطه مورد نظر تا نقطه اول بوده و $\omega''(x)$ معرف تغییرات انحناء در بین دو نقطه می باشد.

حال با توجه به این قضیه، اگر رابطه ۳۴-۵ برای نقاط تکیه گاه و وسط دهانه تیر نوشته شود، مقدار فاصله قائم بین تکیه گاه و ممان مرسوم بر وسط تیر، معادل تغییر مکان وسط دهانه تیر خواهد بود. بنابراین تغییر مکان وسط دهانه تیر از رابطه زیر بدست می آید.

$$\delta_{Midspan} = t_{A/E} = X \int_A^E \omega''(x) dx \quad (35-5)$$

که در آن A و E به ترتیب معرف نقاط تکیه گاه و وسط دهانه تیر بوده و X فاصله مرکز هندسی سطح زیر منحنی انحناء بین وسط دهانه تیر تا تکیه گاه بوده که در شکل ۱۱-۵ نشان داده شده است. با توجه به اینکه انتگرال معین موجود بین در رابطه ۳۵-۵ معرف سطح زیر نمودار انحناء از تکیه گاه تا وسط دهانه تیر (S) می باشد، می توان رابطه ۳۵-۵ را به صورت زیر بازنویسی کرد.

$$\delta_{Midspan} = S \cdot X \quad (36-5)$$



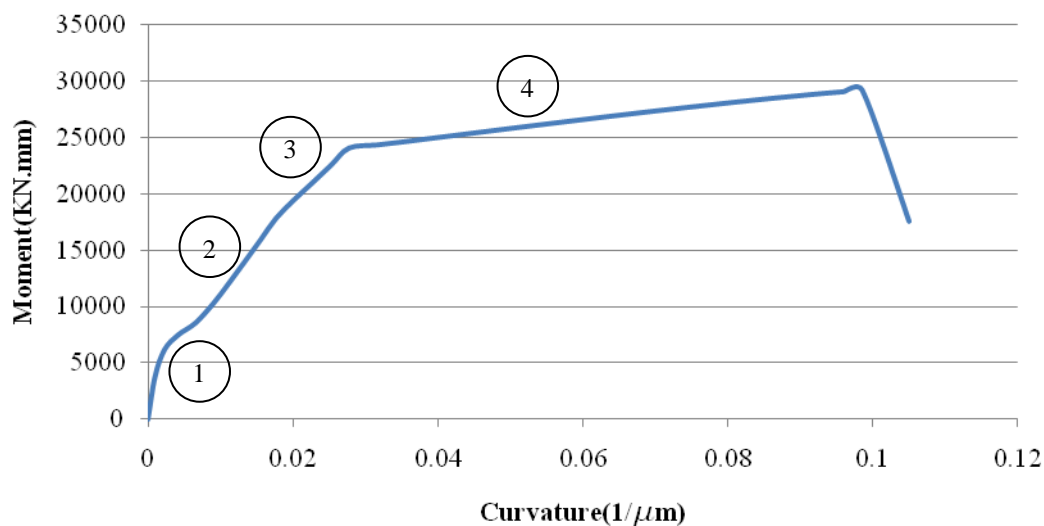
شکل ۱۱-۵- نحوه محاسبه تغییر مکان در وسط تیر با داشتن دیاگرام ممان-انحناء و تغییرات ممان در طول تیر

۵-۳- مقایسه نتایج مدل با نتایج آزمایشگاهی

در این بخش جهت بررسی صحت عملکرد مدل، نمونه‌ای که توسط وو و همکارانش [۱۱] مورد آزمایش قرار گرفته است، ارزیابی شده و نتایج عملی آن با نتایج مدل تحلیلی ارائه شده مقایسه می گردد. در ادامه خروجی‌های گرفته شده از برنامه ارائه می گردد.

۵-۳-۱- پاسخ لنگر- انحنای تیر

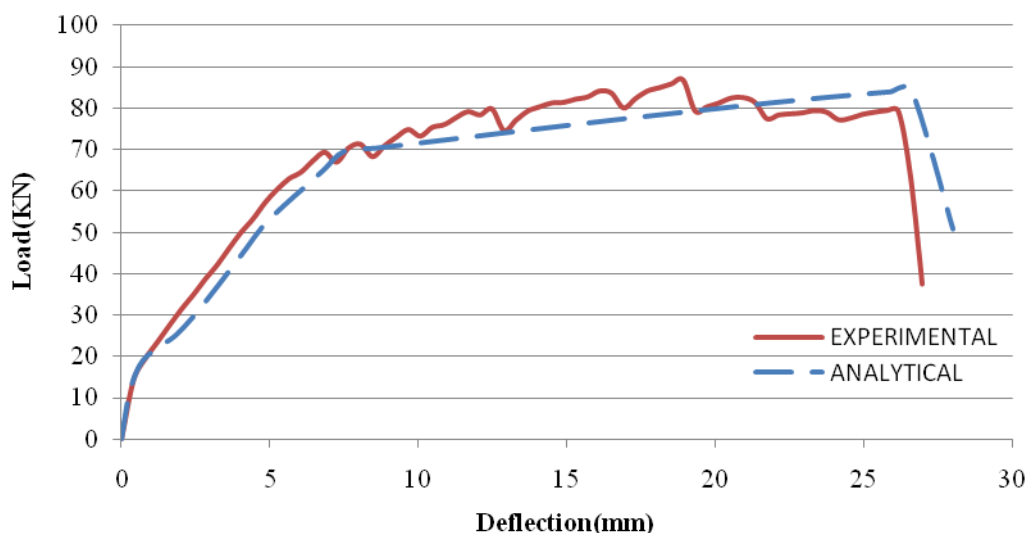
شکل ۵-۱۲ پاسخ لنگر- انحنای گرفته شده از مدل را نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل مشاهده می‌شود، این منحنی از ۴ بخش تشکیل شده است. بخش اول مربوط به رفتار الاستیک کامل تیر می‌باشد. در این مرحله بتن کششی هنوز ترک نخورده است. بخش دوم رفتار الاستوپلاستیک تیر را نشان می‌دهد. با شروع ترک خوردگی بتن کششی در این مرحله، رفتار بتن وارد ناحیه غیر خطی شده در حالیکه هنوز فولاد به نقطه تسلیم نرسیده است. بخش سوم با رسیدن فولاد به حد جاری شدن آغاز می‌گردد. در این مرحله کرنش در ورق Hybrid FRP کمتر از حد گسیختگی الیاف با کرنش نهایی کمتر می‌باشد. با شروع گسیختگی الیاف با کرنش نهایی کمتر، رفتار تیر وارد مرحله چهارم می‌شود. انتظار می‌رود گسیختگی اولیه مواد Hybrid FRP بصورت تدریجی رخ داده و بنابراین افت ناگهانی در منحنی مشاهده نشود. در نهایت با رسیدن کرنش در ورق تقویت به حد گسیختگی الیاف با کرنش نهایی بیشتر، تیر به گسیختگی خواهد رسید.



شکل ۵-۱۲- رفتار لنگر-انحنای تیر RCB-2C1C7-D13 در مدل ارائه شده

۵-۳-۲- پاسخ بار-تغییر مکان وسط دهانه تیر

شکل ۵-۱۳ پاسخ بار-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی را با مدل ارائه شده مقایسه می‌کند. همانگونه که مشاهده می‌شود نتایج مدل تطابق خوبی با نمونه آزمایشگاهی دارد. جدول ۵-۱ نیز نتایج آزمایشگاهی و مدل را به شکل دقیق‌تری مقایسه می‌کند.



شکل ۵-۱۳- رفتار بار-تغییر مکان تیر RCB-2C1C7-D13 در مدل ارائه شده

جدول ۵-۱- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و مدل تحلیل تیر RCB-2C1C7-D13

مدل	بار ترک خوردگی بتن (KN)	بار جاری شدن آرماتور (KN)	بار گسیختگی (KN)
آزمایشگاهی	۱۳/۰	۶۱/۵	۸۶/۵
مدل تحلیلی	۱۳/۵۷	۵۶/۳۰	۸۴/۲۸
نسبت مدل تحلیلی به آزمایشگاهی	۱/۰۴	۰/۹۲	۰/۹۷

۵-۳-۳- شکل پذیری

همانگونه که پیش‌تر اشاره شد روش‌های روش‌های گوناگونی برای تعریف شکل‌پذیری وجود دارد. یکی دیگر از روش‌های بدست آوردن شکل‌پذیری، استفاده از رفتار لنگر-انحنای تیر می‌باشد. در

این بخش شکل‌پذیری ($\mu\Phi$) عبارتست از: نسبت انحنای وسط دهانه در بار نهایی (Φ_u) به تغییر مکان وسط دهانه در بار جاری‌شدن آرماتورهای کششی (Φ_y). جدول ۲-۵ تأثیر نسبت آرماتورهای کششی را بر شکل‌پذیری تیرهای مقاوم‌شده بررسی می‌کند.

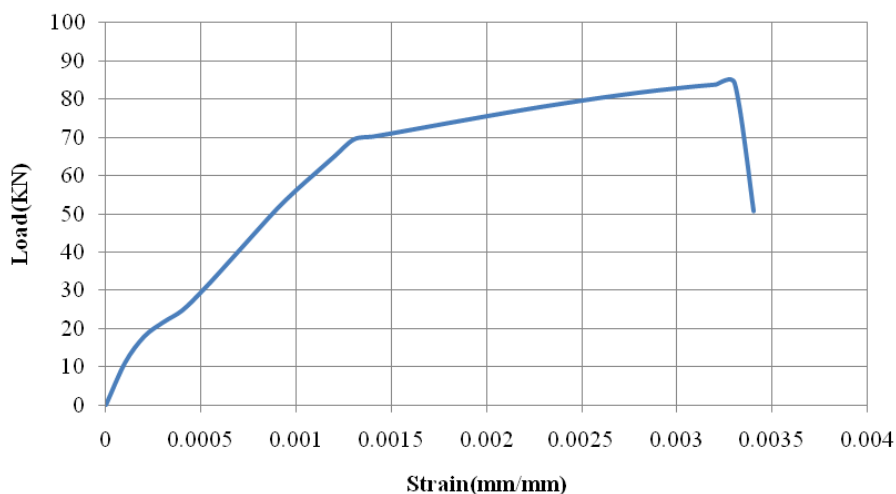
جدول ۲-۵- شکل‌پذیری در مدل تحلیل تیر

Φ_y	Φ_u	$\mu\Phi = \Phi_u / \Phi_y$
۰/۰۲۰	۰/۱۳۵	۶/۷۵

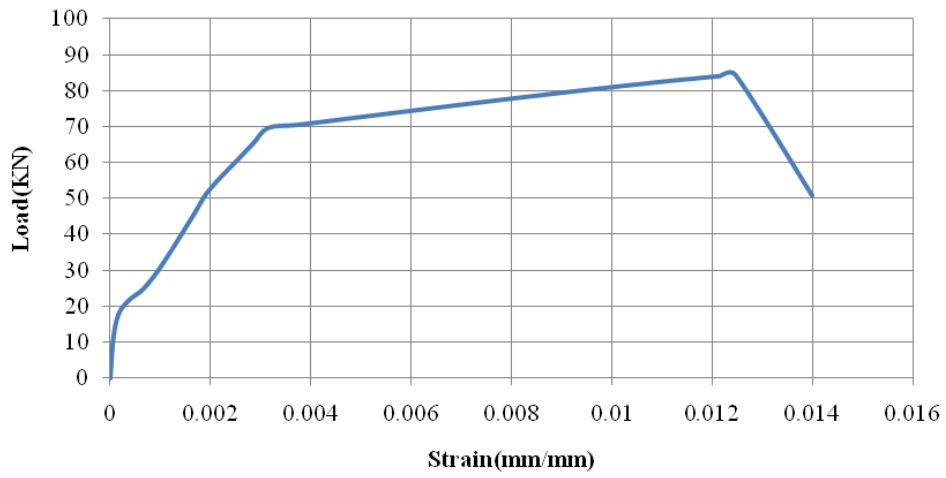
۵-۳-۴- رفتار مصالح

شکل ۱۴-۵ روند افزایش کرنش در بتن، فولاد و Hybrid FRP را با افزایش بار اعمالی بر تیر نشان می‌دهد. با بررسی این شکل‌ها مشاهده می‌شود:

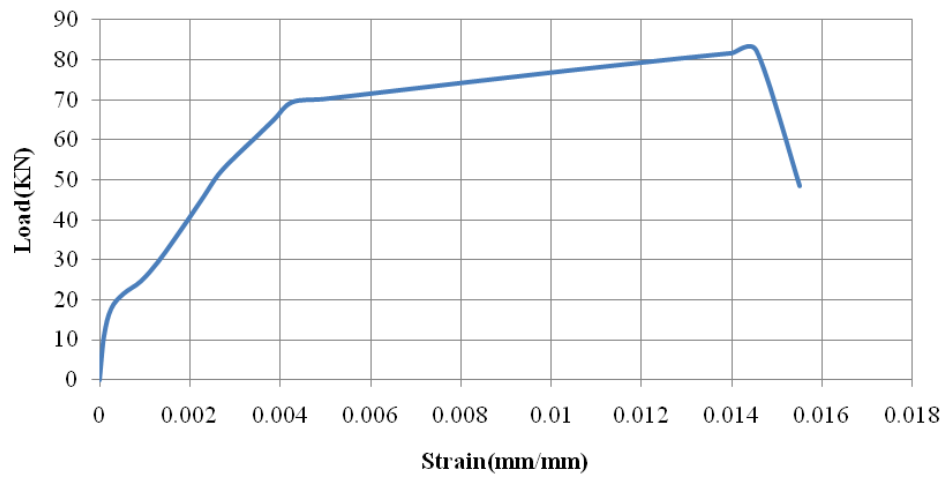
- در لحظه گسیختگی تیر، کرنش فشاری بتن به حد نهایی تعیین شده در آیین‌نامه CEB-FIP (۰/۰۰۳۵) نرسیده است.
- در کرنش ۰/۰۰۲ فولاد به حد جاری شدن می‌رسد ($e_{sy} = F_y / E_s = 0.002$).
- شکستگی منحنی در این کرنش، نمایانگر تسلیم فولاد است.
- با توجه به شکل ۷-۵، کرنش در ورق Hybrid FRP به مقدار کرنش نهایی می‌رسد. بنابراین مود گسیختگی تیر، گسیختگی ورق تقویت می‌باشد.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۵-۱۴- منحنی بار- کرنش (الف): بتن فشاری، (ب): آرماتور کششی، (ج): ورق Hybrid FRP در مدل

تحلیل تیر

۶

مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری

۶-۱- مقدمه

یکی از روش‌های شناخته شده جهت تقویت خمشی تیرهای بتن مسلح، چسباندن ورق‌های FRP به سطح خارجی آن‌ها می‌باشد. رفتار تنش-کرنش FRP بصورت خطی می‌باشد که این امر شکل‌پذیری تیرهای بتن مسلح تقویت شده با این مصالح را کاهش می‌دهد. استفاده از ورق‌های Hybrid FRP به عنوان راهکاری برای این معضل به شمار می‌رود.

تنوع پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار این سازه‌ها، کاربرد روش‌های آزمایشگاهی را به سبب صرف هزینه و وقت زیاد با مشکل مواجه می‌سازد. به این دلیل استفاده از مدلی ساده که بتواند شرایط تیرها را شبیه‌سازی نماید، می‌تواند از نیاز به داده‌های پر هزینه تجربی بکاهد و سرعت تولید داده‌های آماری مورد نیاز را به خصوص برای تیرهای با ابعاد واقعی بیافزاید.

در این فصل به بررسی تأثیر عوامل مختلف بر رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت شده با ورق‌های Hybrid FRP می‌پردازیم. پارامترهایی که مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند عبارتند از:

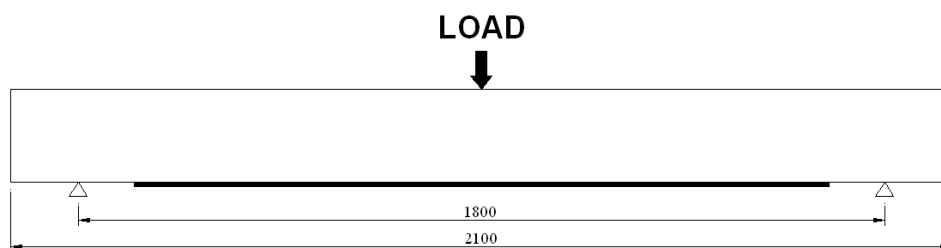
- اثر مقاومت بتن در رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده
- اثر ضخامت لایه‌های مورد استفاده در ورق‌های تقویت کننده Hybrid FRP
- اثر نسبت آرماتورهای کششی تیر بتن مسلح
- اثر جنس مصالح مورد استفاده در ورق‌های تقویت

برای انتخاب اولیه ابعاد این تیرها از هندسه تیر RCB-2C1C7-D13 آزمایش شده توسط کیم و شین استفاده می‌کنیم. مشخصات هندسی، خصوصیات مکانیکی مصالح و نحوه بارگذاری تیرهای مدل شده همانند تیر RCB-2C1C7-D13 می‌باشد. این تیر در فصل چهارم و پنجم مدل‌سازی شد و صحت نتایج حاصل از تحلیل آن در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی مورد تأیید قرار گرفت. با تغییر پارامترهای تأثیرگذار، رفتار این تیرها را مورد بحث و بررسی قرار می‌دهیم.

برای این منظور، ۲۲ مدل تیر بتن مسلح در نرم افزار ABAQUS ساخته و تحلیل شد. همچنین رفتار همین تیرها به کمک مدل تحلیلی نیز بررسی گردید. در ادامه نتایج حاصل از تحلیل تیرها آورده شده و سعی بر توضیح و تفسیر آن‌ها خواهد بود. نتایجی که بررسی خواهند شد عبارتند از: رفتار بار-تغییر مکان نمونه‌ها، بار ترک خوردگی اولیه، بار جاری شدن آرماتورها و بار نهایی، الگوی ترک خوردگی رفتار بار-کرنش مصالح و شکل پذیری تیرها.

۲-۶- مشخصات تیرهای تحلیل شده

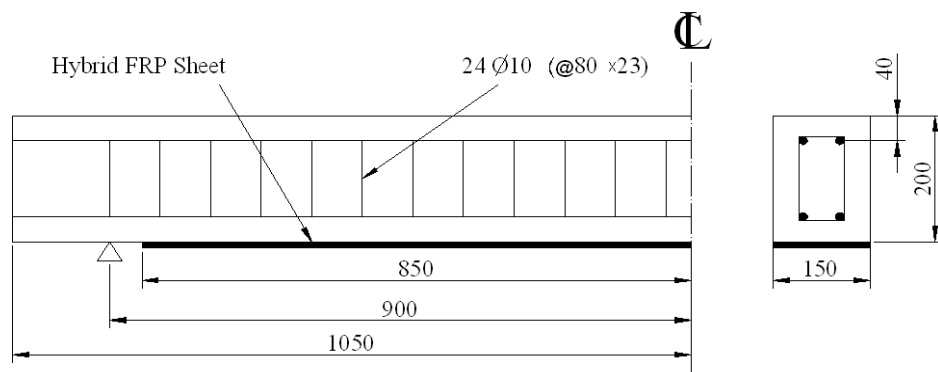
تمامی تیرها دارای مقاطع مسطیلی شکل با عرض، ارتفاع و طولی به ترتیب برابر با ۱۵۰، ۲۰۰ و ۲۴۰۰ میلی‌متر می‌باشند. همه تیرها تحت خمش چهار محوره قرار می‌گیرند و دهانه تیر ۱۸۰۰ میلی‌متر می‌باشد. در موقعیت تکیه‌گاهی از ورق فولادی به ابعاد $150\text{mm} \times 50\text{mm} \times 10\text{mm}$ استفاده شده است. موقعیت تکیه‌گاهی و محل اعمال بارگذاری در شکل ۱-۶ نشان داده شده است.



شکل ۱-۶- موقعیت تکیه‌گاهی و محل اعمال بارگذاری در تیرهای تحلیل شده

همه تیرهای مدل‌سازی شده، به وسیله دو آرماتور طولی فشاری در بالای مقطع تیر و دو آرماتور طولی کششی در پایین آن، مسلح شده‌اند. برای مقاوم‌سازی برشی از خاموت‌هایی با قطر ۱۰ میلی‌متر استفاده شده است. خاموت‌ها به فاصله ۸۰ میلی‌متری از یکدیگر قرار گرفته‌اند. شکل ۲-۶ مشخصات هندسی و تقویت تیرهای مدل شده را نشان می‌دهد.

قطر آرماتورها، مقاومت فشاری بتن و ضخامت و جنس ورق‌های تقویت‌کننده در هر تیر متفاوت می‌باشد. سایر مشخصات مشابه نمونه RCB-2C1C7-D13 می‌باشد.



شکل ۶-۲- جزئیات خاموت‌گذاری و ابعاد هندسی تیرهای بتن مسلح تحلیل شده

۶-۳- بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی تیر بتن مسلح

برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی (ρ) بر رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم‌شده با ورق‌های Hybrid FRP، ۵ نمونه تیر بتن مسلح با تفاوت در مقدار ρ مدل‌سازی و سپس توسط نرم‌افزار تحلیل شدند. نام و مشخصات نمونه‌های مدل شده در جدول ۶-۱ آمده است. برای آرماتورهای فشاری در تمامی این تیرها، از دو آرماتور D10 استفاده شده است.

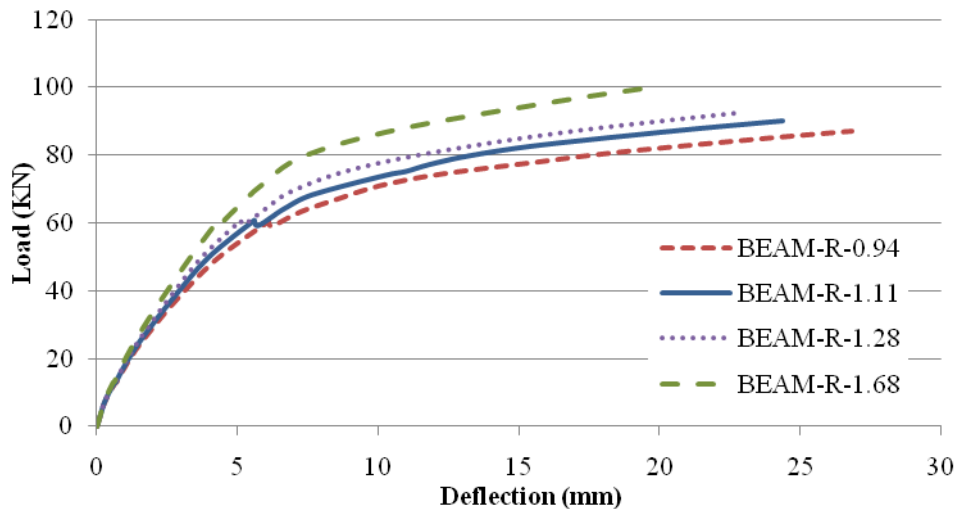
جدول ۶-۱- نام و مشخصات نمونه‌های مدل‌شده برای بررسی اثر نسبت آرماتورهای کششی

نام تیر	آرماتور کششی	ρ
BEAM-R-0.94	2-D12	۰/۹۴
BEAM-R-1.11	2-D13	۱/۱۱
BEAM-R-1.28	2-D14	۱/۲۸
BEAM-R-1.68	2-D16	۱/۶۸

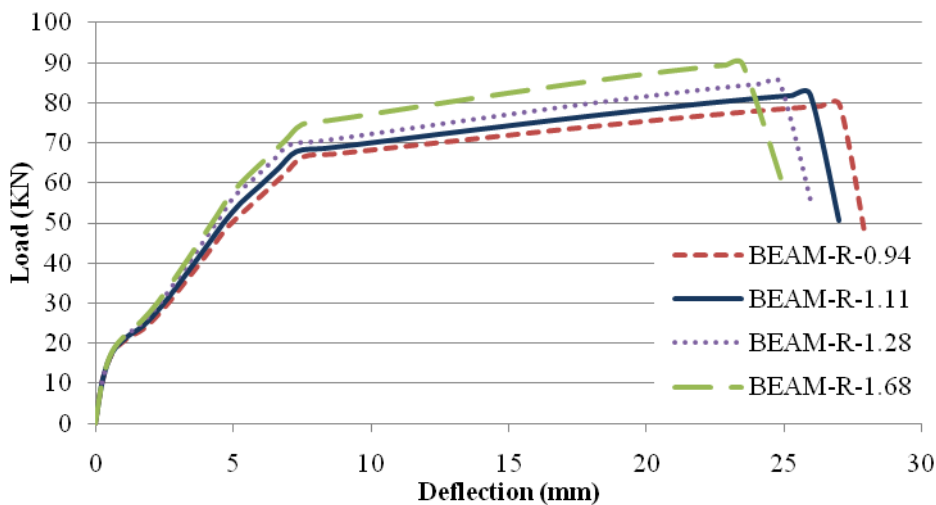
۶-۳-۱- رفتار بار-تغییر مکان

نمودارهای بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل اجزای محدود و مدل تحلیلی به ترتیب در شکل‌های ۶-۳ و ۶-۴ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود با افزایش نسبت

آرماتورهای کششی مقاومت تیرهای بتن مسلح تقویت شده افزایش یافته و تغییر مکان وسط دهانه تیرها کاهش می‌یابد.



شکل ۳-۶- مقایسه اثر نسبت آرماتورهای کششی بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل اجزای محدود



شکل ۴-۶- مقایسه اثر نسبت آرماتورهای کششی بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل تحلیلی

۲-۳-۶- بار گسیختگی تیرها

جدول ۲-۶ مقادیر بار ترک‌خوردگی، بار جاری شدن آرماتورهای کششی، بار گسیختگی اولیه

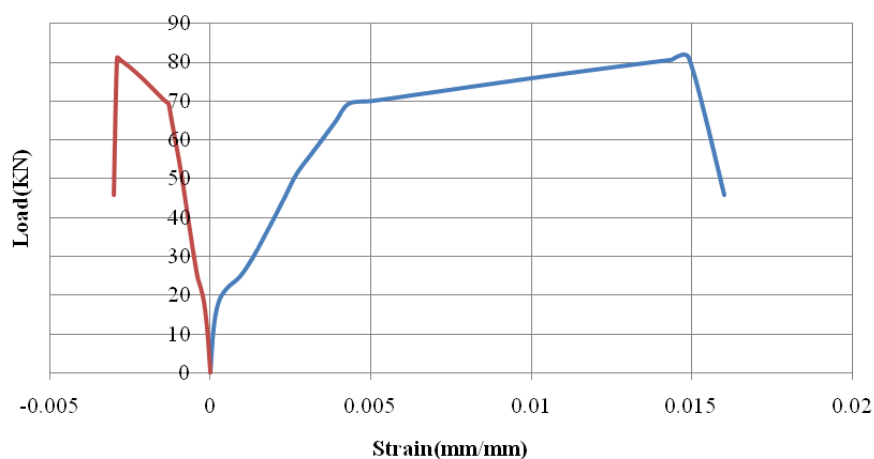
ورق Hybrid FRP و بار نهایی تیر را گزارش می‌دهد.

جدول ۶-۲- بارهای نهایی مربوط به تیرهای با نسبت آرماتور کششی متفاوت

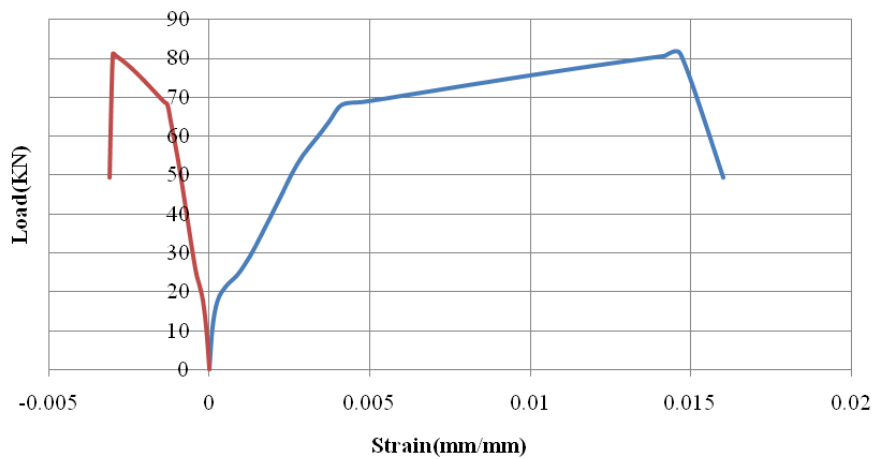
نام تیر	بار ترک خوردگی بتن (KN)	بار جاری شدن آرماتور (KN)	بار گسیختگی اولیه Hybrid (KN) FRP	بار گسیختگی نهایی (KN)
BEAM-R-0.65	۱۸/۱۲	۵۱/۰۴	۶۰/۲۹	۸۱/۰۵
BEAM-R-0.94	۱۸/۲۵	۵۷/۱۸	۶۵/۱۸	۸۳/۶۸
BEAM-R-1.28	۱۸/۳۸	۵۸/۸۵	۶۷/۷۵	۸۶/۳۹
BEAM-R-1.68	۱۸/۴۸	۶۴/۴۰	۶۸/۹۶	۹۳/۳۶

۶-۳-۳- رفتار مصالح

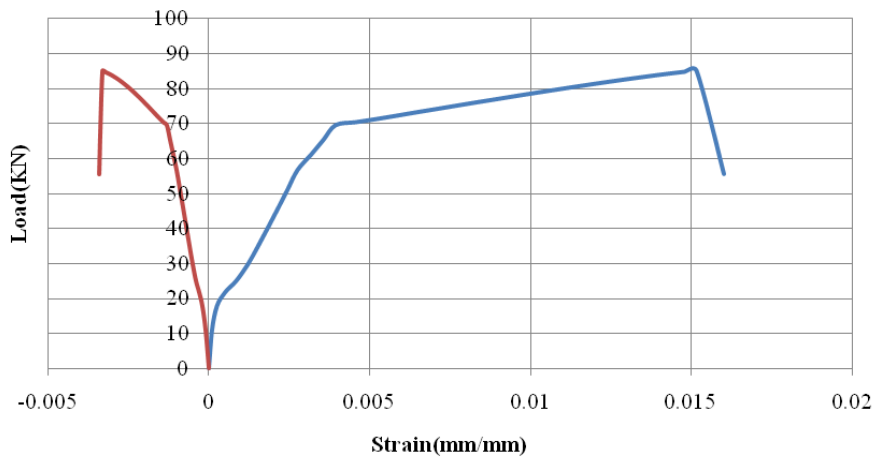
منحنی بار- کرنش بتن فشاری و ورق تقویت تیرهای بررسی شده توسط مدل تحلیلی در ۶-۵ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود در هیچکدام از تیرها، کرنش بتن فشاری به حد خرد شدگی (۰/۰۰۳۵) نرسیده و گسیختگی در تمامی تیرها از نوع پارگی ورق Hybrid FRP می‌باشد.



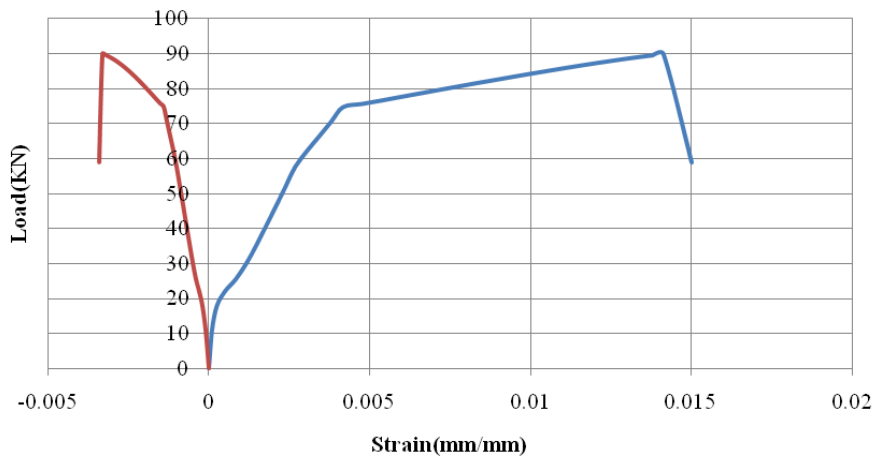
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۶-۵- رفتار بار-کرنش در بتن فشاری و ورق Hybrid FRP در تیرهای (الف): BEAM-R-0.65.

(ب): BEAM-R-0.94، (ج): BEAM-R-1.11، (د): BEAM-R-1.68

۶-۳-۴- شکل پذیری

همانگونه که پیش تر نیز اشاره شد، شکل پذیری تیرهای تحلیل شده از روش های گوناگون قابل تعیین است. در این بخش با استفاده از خروجی های مدل اجزای محدود شکل پذیری بر پایه تغییر مکان (μ_{Δ}) و با استفاده از نتایج مدل تحلیلی، شکل پذیری بر پایه انحناء (μ_{ϕ}) تیر مورد بررسی قرار خواهد گرفت. جدول ۶-۳ مقادیر شکل پذیری تیرها با اختلاف در نسبت آرماتورهای کششی را گزارش می دهد.

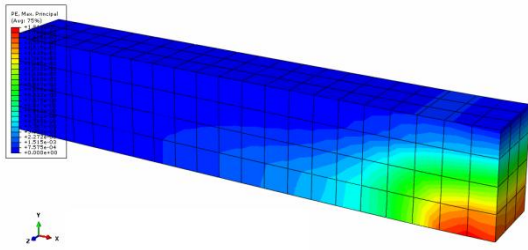
جدول ۶-۳- بررسی شکل پذیری در تیرهای با نسبت آرماتور کششی متفاوت

نام تیر	ϕ_y	ϕ_u	μ_{ϕ}	Δ_y	Δ_u	μ_{Δ}
BEAM-R-0.65	۰/۰۱۸	۰/۱۰۰	۵/۵۶	۵/۰۲	۲۶/۸۴	۵/۳۵
BEAM-R-0.94	۰/۰۱۹	۰/۰۹۶	۵/۰۵	۵/۱۲	۲۴/۸۳	۴/۸۵
BEAM-R-1.28	۰/۰۱۹	۰/۰۹۲	۴/۸۴	۵/۲۷	۲۲/۷۰	۴/۳۱
BEAM-R-1.68	۰/۰۱۹	۰/۰۸۷	۴/۵۸	۵/۷۳	۱۹/۳۷	۳/۳۸

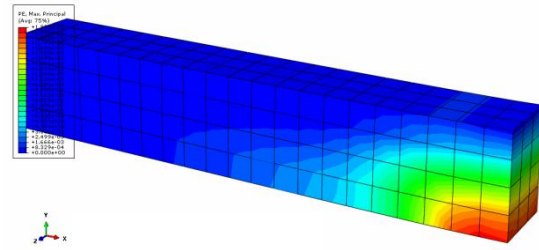
۶-۳-۵- الگوی ترک خوردگی تیرها

در مدل خسارت خمیری همسان گرد، آسیب نمونه در تمامی راستاها یکسان در نظر گرفته می شود. لذا در محاسبات پردازنده، راستای ترک ها تعیین نمی شود. اما برای تعیین الگوی ترک خوردگی می توان راستای بزرگترین کرنش اصلی را به عنوان راستای عمود بر ترک در نظر گرفته و در پس پردازنده آن را محاسبه نمود و با اتصال المان های آسیب دیده با توجه به راستای کرنش اصلی حداکثر، الگوی ترک خوردگی کلی نمونه را مشخص نمود [۱۹].

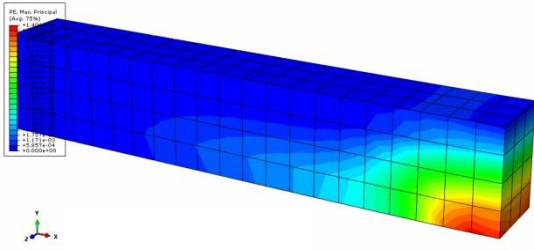
برای بررسی تأثیر نسبت آرماتورهای کششی بر رفتار تیرهای مقاوم شده، الگوی ترک خوردگی نمونه ها در لحظه گسیختگی با یکدیگر مقایسه شدند. شکل های ۶-۶ الگوی ترک خوردگی نمونه های مدل شده با نسبت آرماتورهای کششی مختلف را نشان می دهد.



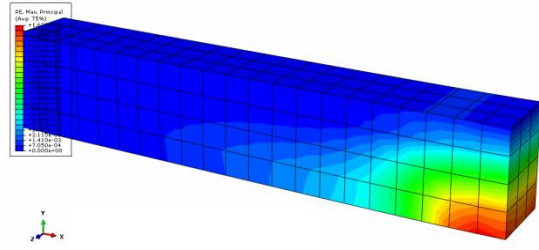
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۶-۶- الگوی ترک خوردگی تیر (الف): BEAM-R-0.65 ، (ب): BEAM-R-0.94.

(ج): BEAM-R-1.11 ، (د): BEAM-R-1.68

۴-۶- بررسی اثر مقاومت بتن

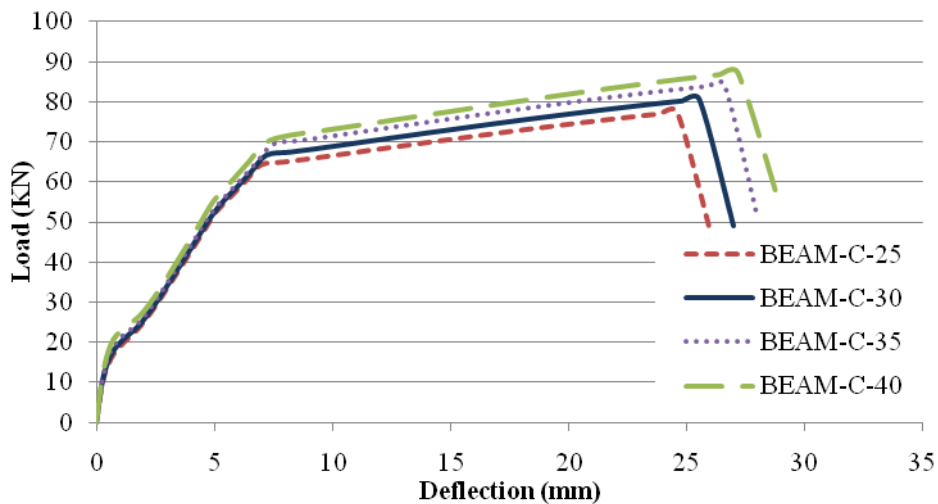
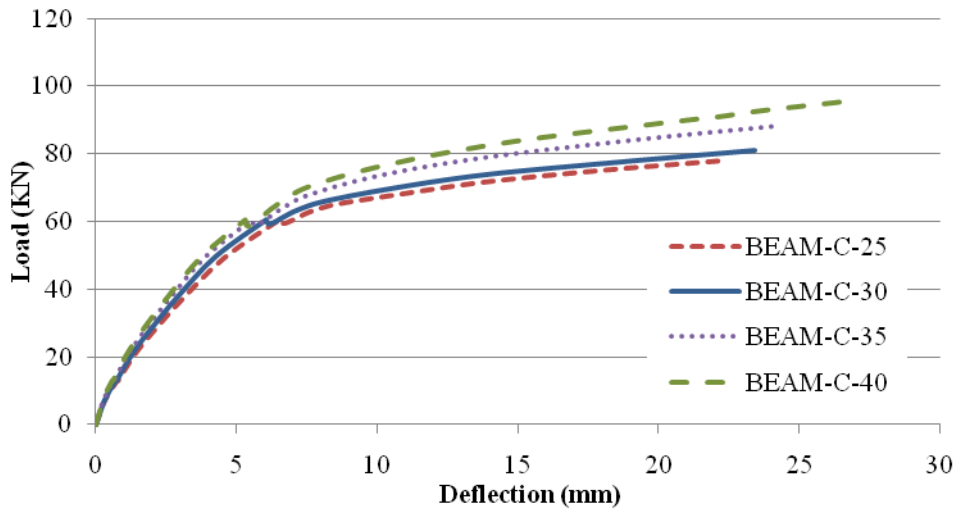
برای بررسی اثر مقاومت بتن بر رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با ورق‌های Hybrid FRP، چهار نمونه تیر بتن مسلح با تفاوت در مقدار مقاومت فشاری بتن مدل‌سازی و سپس توسط نرم‌افزار و مدل تحلیلی مورد بررسی قرار گرفتند. نام و مشخصات نمونه‌های مدل شده در جدول ۴-۶ آمده است.

جدول ۴-۶- مشخصات مکانیکی بتن در تیرهای با مقاومت فشاری بتن متفاوت

نام تیر	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)
BEAM-C-25	۲۵	۱/۶۵	۲۵
BEAM-C-30	۳۰	۱/۸۰۷	۲۷/۳۸۶
BEAM-C-35	۳۵	۱/۹۵۲	۲۹/۵۸
BEAM-C-40	۴۰	۲/۰۸۷	۳۱/۶۲۳

۶-۴-۱- رفتار بار-تغییر مکان

نمودارهای بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل اجزای محدود و مدل تحلیلی به ترتیب در شکل‌های ۶-۷ و ۶-۸ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود با افزایش مقاومت بتن، هم مقاومت تیر و هم تغییر مکان وسط دهانه افزایش می‌یابد.



شکل ۶-۸- مقایسه اثر مقاومت فشاری بتن بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل تحلیلی

۶-۴-۲- بار گسیختگی تیرها

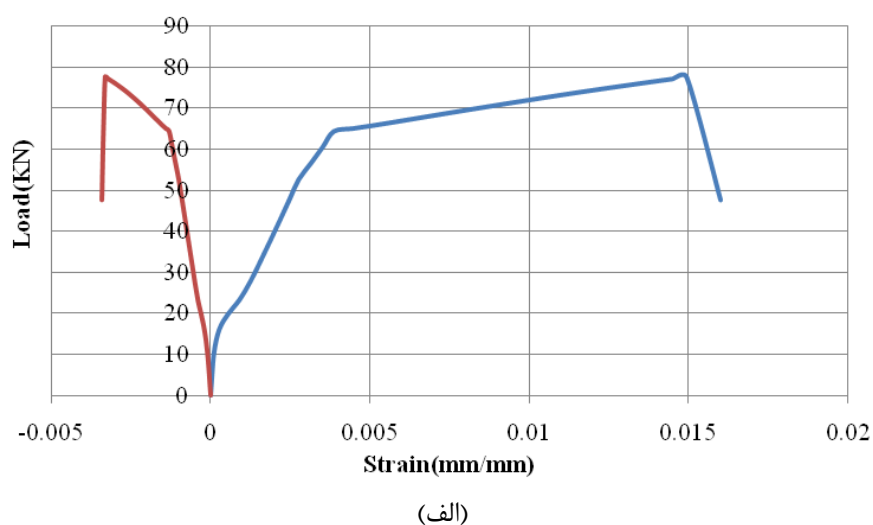
جدول ۶-۵ مقادیر بار ترک‌خوردگی، بار جاری شدن آرماتورهای کششی، بار گسیختگی اولیه ورق Hybrid FRP و بار نهایی تیر را گزارش می‌دهد.

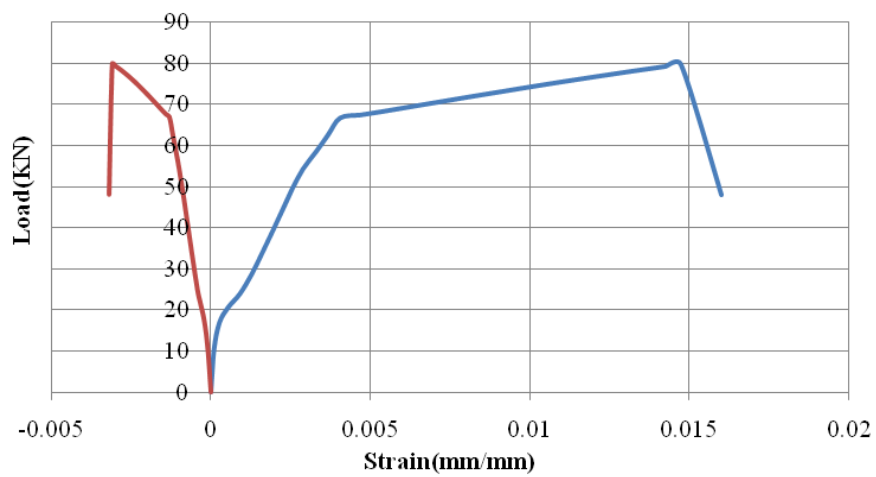
جدول ۵-۶- بارهای نهایی مربوط به تیرهای با مقاومت فشاری بتن متفاوت

نام تیر	بار ترک خوردگی بتن (KN)	بار جاری شدن آرماتور (KN)	بار گسیختگی اولیه Hybrid FRP (KN)	بار گسیختگی نهایی (KN)
BEAM-C-25	۱۶/۰۴	۵۲/۶۲	۶۰/۵۱	۷۷/۵۱
BEAM-C-30	۱۶/۸۷	۵۴/۲۹	۶۱/۶۶	۷۹/۷۹
BEAM-C-35	۱۷/۸۵	۵۴/۴۳	۶۲/۶۸	۸۲/۹۰
BEAM-C-40	۱۹/۵۰	۵۵/۱۴	۶۴/۹۶	۸۴/۸۴

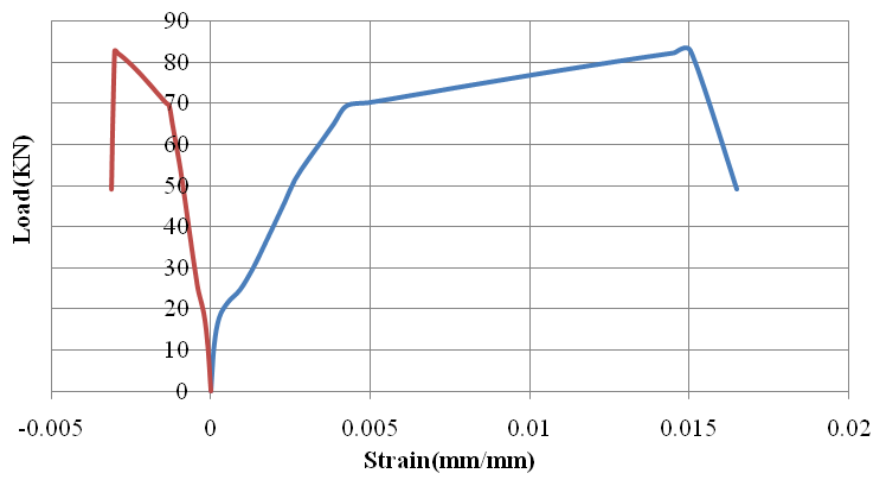
۶-۴-۳- رفتار مصالح

منحنی بار- کرنش بتن فشاری و ورق تقویت تیرهای بررسی شده توسط مدل تحلیلی در ۶-۹ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می شود در هیچکدام از تیرها، کرنش بتن فشاری به حد خرد شدگی (۰/۰۰۳۵) نرسیده و گسیختگی در تمامی تیرها از نوع پارگی ورق Hybrid FRP می باشد.

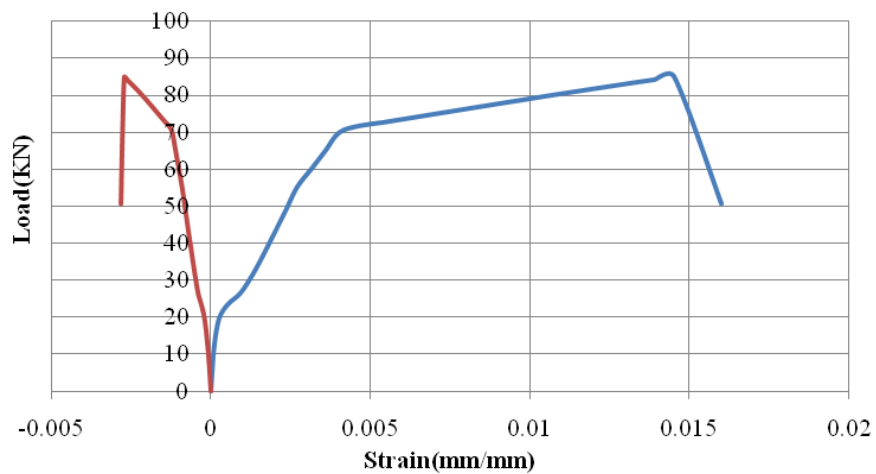




(ب)



(ج)



(د)

شکل ۶-۹- رفتار بار-کرنش در بتن فشاری و ورق Hybrid FRP در تیرهای (الف): BEAM-C-25,

(ب): BEAM-C-30, (ج): BEAM-C-35, (د): BEAM-C-40

۴-۴-۶- شکل پذیری

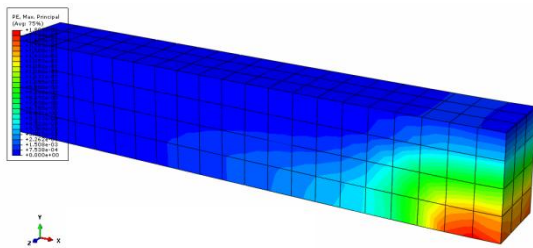
جدول ۶-۶ مقادیر شکل پذیری تیرها با اختلاف در مقاومت فشاری بتن را گزارش می دهد.

جدول ۶-۶- بررسی شکل پذیری در تیرهای با مقاومت فشاری بتن متفاوت

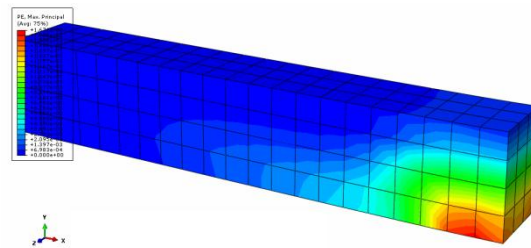
نام تیر	ϕ_y	ϕ_u	μ_ϕ	Δ_y	Δ_u	μ_Δ
BEAM-C-25	۰/۰۱۹	۰/۰۸۶	۴/۵۳	۶/۵۲	۲۲/۲۸	۳/۴۲
BEAM-C-30	۰/۰۱۹	۰/۰۸۹	۴/۶۸	۶/۰۵	۲۳/۴۲	۳/۸۷
BEAM-C-35	۰/۰۱۸	۰/۰۹۰	۵/۰۰	۵/۵۵	۲۴/۱۹	۴/۳۶
BEAM-C-40	۰/۰۱۸	۰/۰۹۱	۵/۰۶	۵/۳۰	۵۵/۲۶	۵/۰۱

۴-۵- الگوی ترک خوردگی تیرها

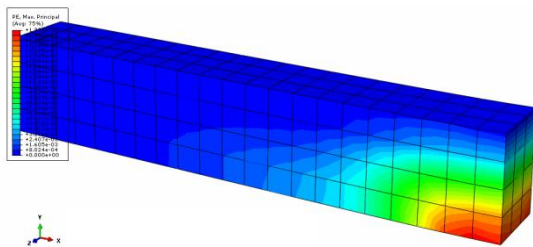
برای بررسی تأثیر مقاومت فشاری بتن بر رفتار تیرهای مقاوم شده، الگوی ترک خوردگی نمونه‌ها در لحظه گسیختگی با یکدیگر مقایسه شدند. شکل‌های ۶-۱۰ الگوی ترک خوردگی نمونه‌های مدل شده با مقاومت‌های فشاری بتن مختلف را نشان می دهد.



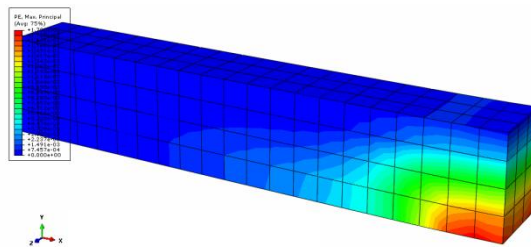
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۶-۱۰- الگوی ترک خوردگی تیر (الف): BEAM-C-25 ، (ب): BEAM-C-30.

(ج): BEAM-C-35 ، (د): BEAM-C-40

۶-۵- بررسی اثر ضخامت لایه‌های ورق تقویت

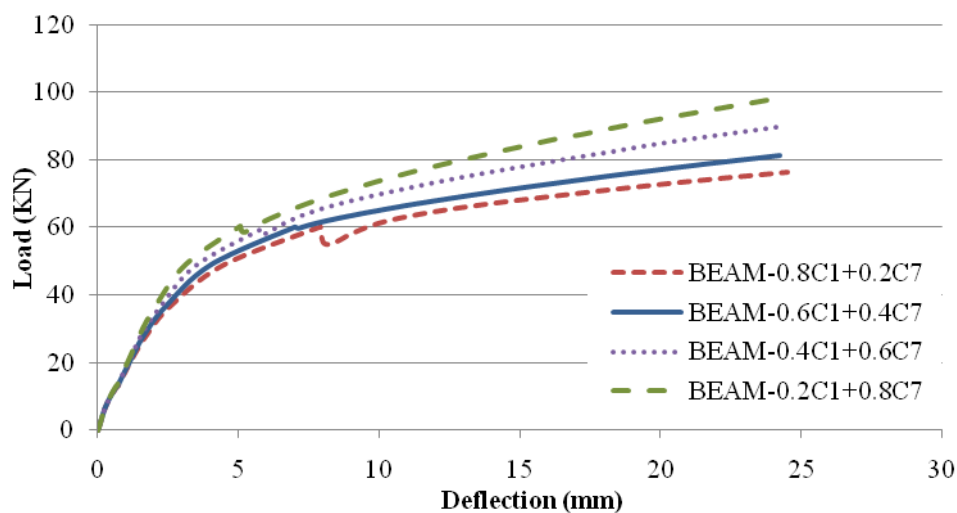
ورق تقویت نمونه‌های تحلیل شده از لایه‌های C1 و C7 تشکیل شده‌است. مشخصات این لایه‌ها در جدول ۴-۲ آورده شده است. برای بررسی اثر ضخامت هر یک از این لایه‌ها بر رفتار تیر، چهار نمونه تیر بتن مسلح که با ورق Hybrid FRP تقویت شده بودند، تحلیل شدند. ضخامت کلی ورق ۰/۴ میلی‌متر، ثابت در نظر گرفته شد ولی ضخامت هر یک از لایه‌ها متغیر بودند. نام و مشخصات هر یک از نمونه‌ها در جدول ۶-۷ آورده شده‌است.

جدول ۶-۷- مشخصات تیرهای با ضخامت لایه‌های مختلف ورق تقویت

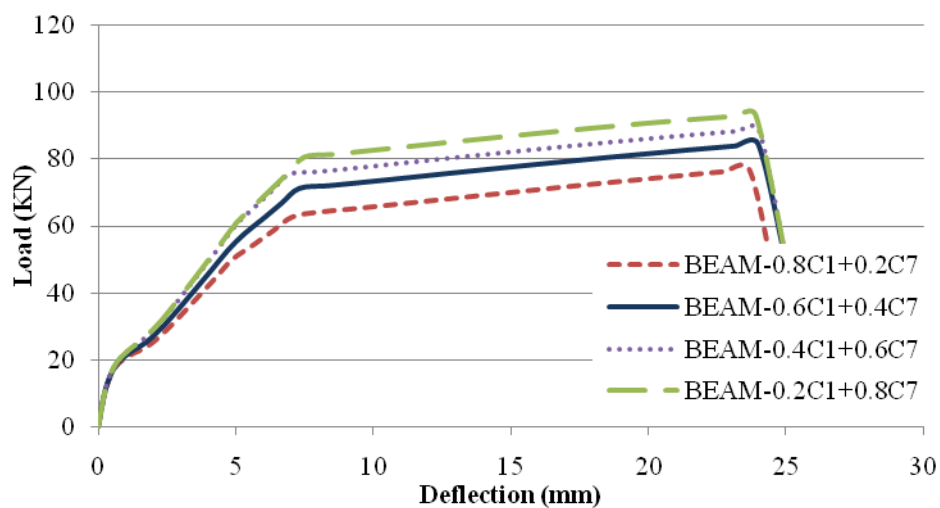
نام تیر	ضخامت لایه C1 (mm)	ضخامت لایه C7 (mm)
BEAM-0.2C1+0.8C7	۰/۰۸	۰/۳۲
BEAM-0.4C1+0.6C7	۰/۱۶	۰/۲۴
BEAM-0.6C1+0.4C7	۰/۲۴	۰/۱۶
BEAM-0.8C1+0.2C7	۰/۳۲	۰/۰۸

۶-۵-۱- رفتار بار-تغییر مکان

نمودارهای بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل اجزای محدود و مدل تحلیلی به ترتیب در شکل‌های ۶-۱۱ و ۶-۱۲ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود با افزایش نسبت لایه C7، مقاومت تیر افزایش می‌یابد. این در حالیست که تغییر مکان وسط دهانه تیر با تغییر نسبت لایه‌های تشکیل دهنده ورق تقویت، تغییری محسوس ندارد.



شکل ۱۱-۶- مقایسه اثر مقاومت فشاری بتن بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل اجزای محدود



شکل ۱۲-۶- مقایسه اثر مقاومت فشاری بتن بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل تحلیلی

۲-۵-۶- بار گسیختگی تیرها

جدول ۸-۶ مقادیر بار ترک‌خوردگی، بار جاری شدن آرماتورهای کششی، بار گسیختگی اولیه

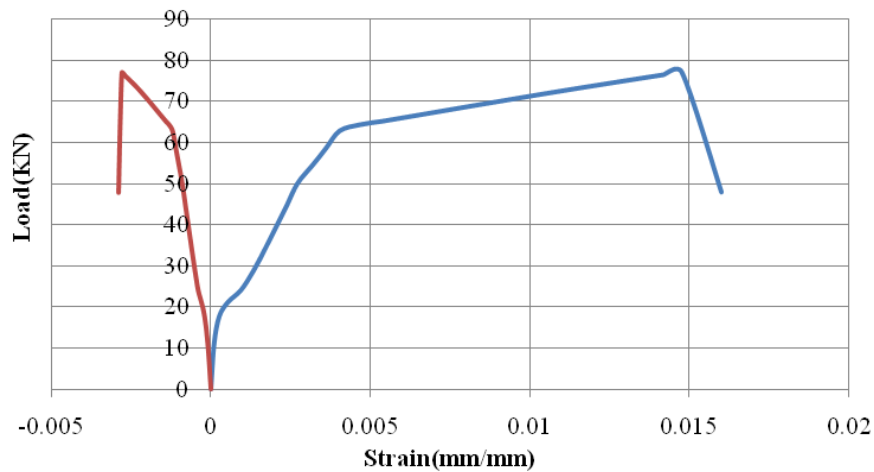
ورق Hybrid FRP و بار نهایی تیر را گزارش می‌دهد.

جدول ۶-۸- بارهای نهایی مربوط به تیرهای با نسبت متفاوت لایه‌های ورق تقویت

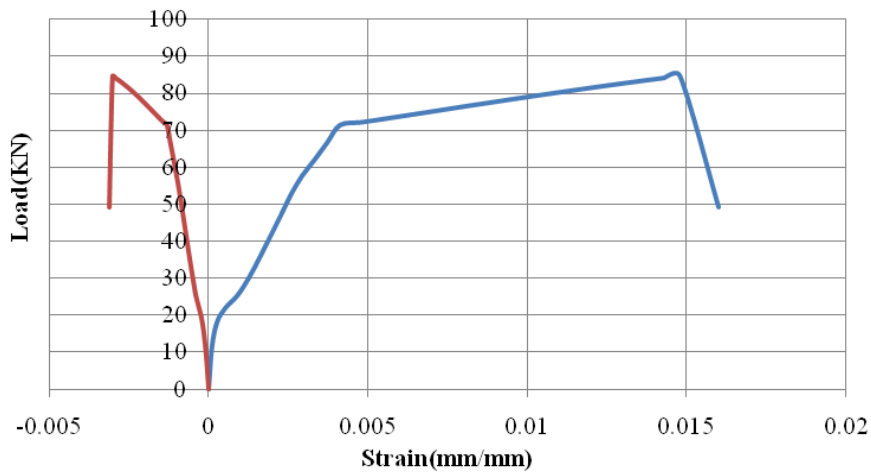
نام تیر	بار ترک خوردگی بتن (KN)	بار جاری شدن آرماتور (KN)	بار گسیختگی اولیه Hybrid (KN) FRP	بار گسیختگی نهایی (KN)
BEAM-0.8C1+0.2C7	۱۷/۷	۵۰/۰۰	۵۸/۵۵	۷۷/۰۶
BEAM-0.6C1+0.4C7	۱۸/۰۰	۵۷/۶۴	۶۵/۸۸	۸۴/۶۸
BEAM-0.4C1+0.6C7	۱۸/۳۰	۶۰/۷۱	۷۰/۵۸	۸۸/۷۶
BEAM-0.2C1+0.8C7	۱۸/۳۴	۶۱/۰۲	۷۱/۰۲	۹۳/۲۶

۶-۵-۳- رفتار مصالح

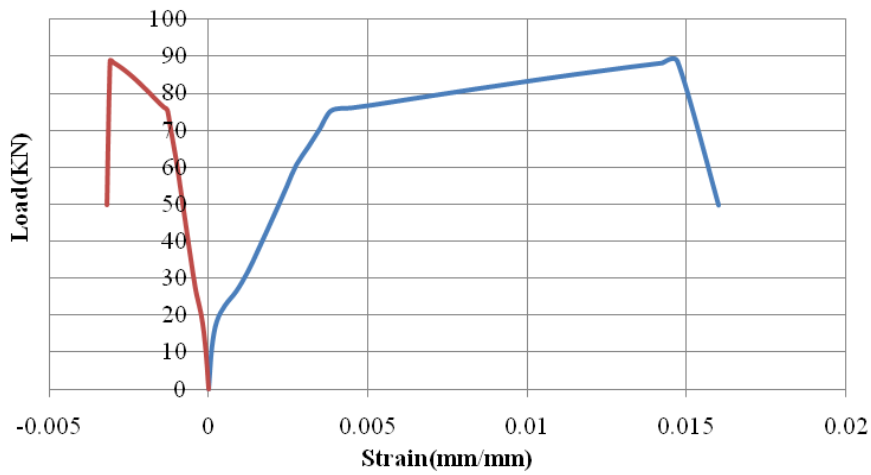
منحنی بار- کرنش بتن فشاری و ورق تقویت تیرهای بررسی شده توسط مدل تحلیلی در ۹-۱۳ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود در هیچکدام از تیرها، کرنش بتن فشاری به حد خرد شدگی (۰/۰۰۳۵) نرسیده و گسیختگی در تمامی تیرها از نوع پارگی ورق Hybrid FRP می‌باشد.



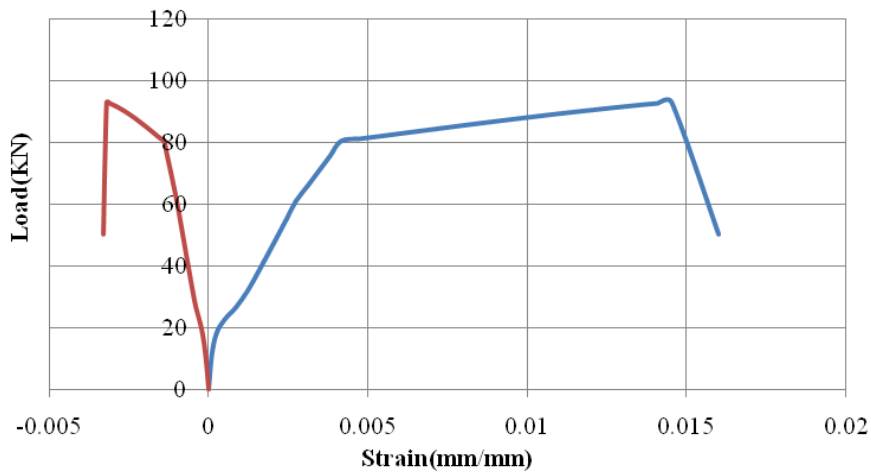
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۶-۱۳- رفتار بار- کرنش در بتن فشاری و ورق Hybrid FRP در تیرهای (الف): BEAM-0.8C1+0.2C7

(ب): BEAM-0.6C1+0.4C7, (ج): BEAM-0.4C1+0.6C7, (د): BEAM-0.2C1+0.8C7

۶-۵-۴- شکل پذیری

جدول ۶-۹ مقادیر شکل پذیری تیرها با اختلاف در نسبت لایه‌های تشکیل دهنده ورق تقویت

Hybrid FRP را گزارش می‌دهد.

جدول ۶-۹- بررسی شکل پذیری در تیرهای با نسبت متفاوت لایه‌های ورق تقویت

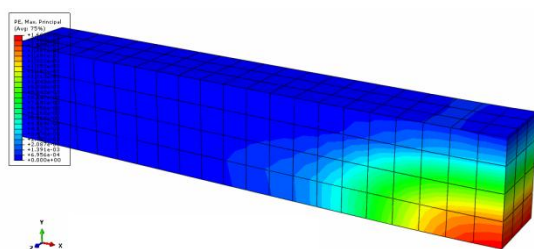
نام تیر	ϕ_y	ϕ_u	μ_ϕ	Δ_y	Δ_u	μ_Δ
BEAM-0.8C1+0.2C7	۰/۰۱۹	۰/۰۸۸	۴/۶۳	۴/۰۵	۲۴/۱۰	۵/۹۵
BEAM-0.6C1+0.4C7	۰/۰۱۹	۰/۰۸۹	۴/۶۸	۴/۰۱	۲۴/۲۳	۶/۰۴
BEAM-0.4C1+0.6C7	۰/۰۱۹	۰/۰۸۹	۴/۶۸	۴/۰۶	۲۴/۱۹	۵/۹۵
BEAM-0.2C1+0.8C7	۰/۰۱۹	۰/۰۸۹	۴/۶۸	۴/۰۰	۲۳/۷۸	۵/۹۵

۶-۵-۵- الگوی ترک خوردگی تیرها

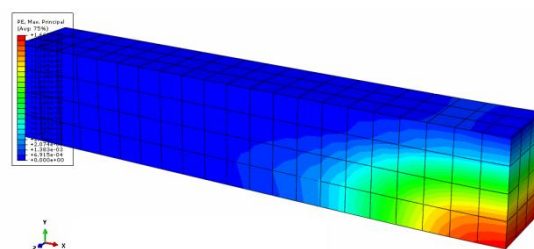
برای بررسی تأثیر ضخامت لایه‌های ورق Hybrid FRP بر رفتار تیرهای مقاوم‌شده، الگوی

ترک خوردگی نمونه‌ها در لحظه گسیختگی با یکدیگر مقایسه شدند. شکل‌های ۶-۱۴ الگوی

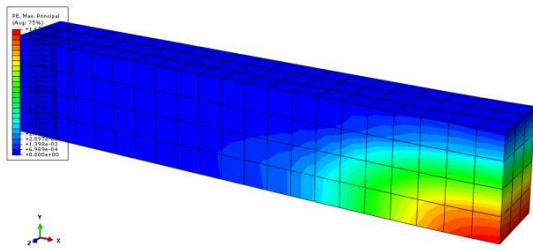
ترک خوردگی نمونه‌های مدل شده با مقاومت‌های فشاری بتن مختلف را نشان می‌دهد.



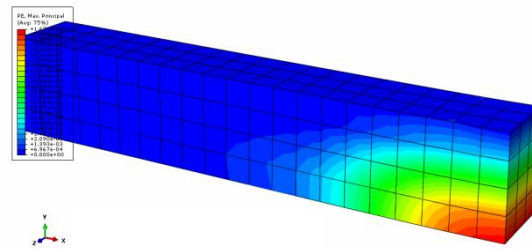
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۶-۱۴- الگوی ترک خوردگی تیر (الف): BEAM-0.2C1+0.8C7, (ب): BEAM-0.4C1+0.6C7.

(ج): BEAM-0.6C1+0.4C7, (د): BEAM-0.8C1+0.2C7.

۶-۶- بررسی اثر هیبریدی ورق تقویت

تیرهایی که در بخش‌های قبلی تحلیل شدند، با ورق Hybrid FRP تشکیل شده از لایه‌هایی از جنس C1 و C7، طبق مشخصات ارائه شده در جدول ۴-۲، تقویت شده بودند. به منظور بررسی تأثیر استفاده از لایه‌هایی با جنس و مشخصات متفاوت در ورق تقویت (Hybrid FRP) به جای استفاده از یک نوع مصالح پلیمری (FRP)، سه نمونه تیر بتن مسلح تحلیل شدند. ضخامت کلی ورق ثابت در نظر گرفته شد. نام و مشخصات هر یک از نمونه‌ها در جدول ۶-۱۰ آورده شده است.

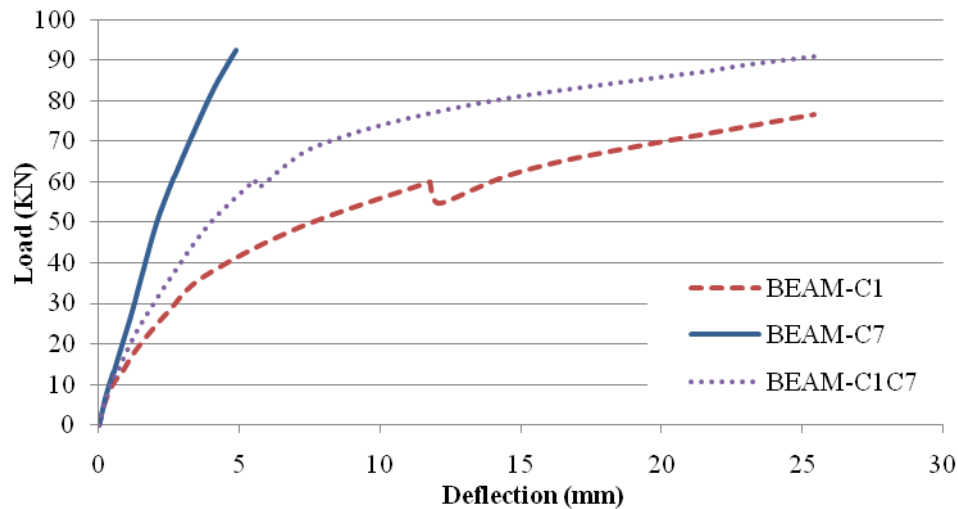
جدول ۶-۱۰- مشخصات تیرهای با نوع ورق تقویت متفاوت

نام تیر	ضخامت لایه C1 (mm)	ضخامت لایه C7 (mm)
BEAM-C1	۰/۳۵۶	-
BEAM-C7	-	۰/۳۵۶
BEAM-C1C7	۰/۲۲۲	۰/۱۳۴

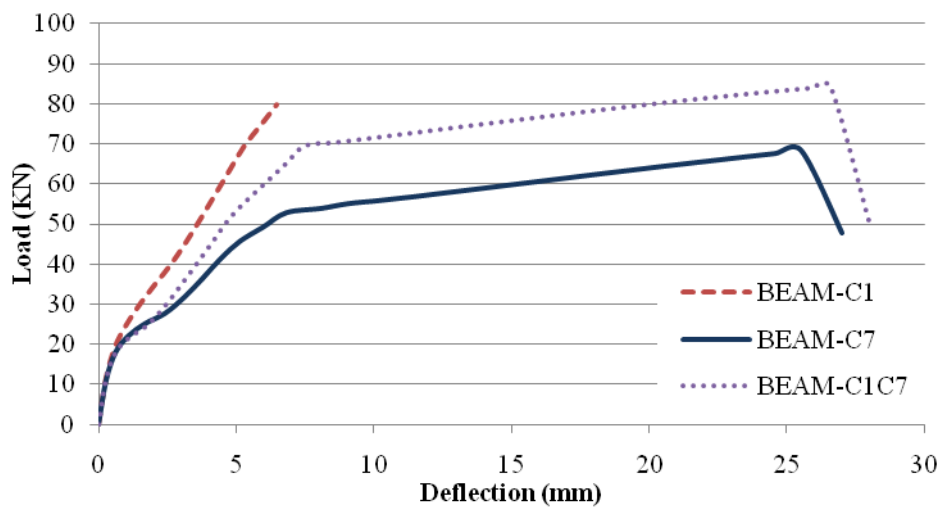
۶-۶-۱- رفتار بار-تغییر مکان

نمودارهای بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل اجزای محدود و مدل تحلیلی به ترتیب در شکل‌های ۱۵-۶ و ۱۶-۶ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود در صورتیکه ورق تقویت تنها از C7، تشکیل شده باشد، تغییر مکان تیر کاهش شدیدی خواهد داشت. این درحالیست که با استفاده از

ورق تقویت ساخته شده از C1، تیر مقاومت کمتری را از خود نشان می‌دهد. اما استفاده از هر دو این مصالح در ورق تقویت، علاوه بر تأمین مقاومت، شکل‌پذیری تیر را نیز حفظ می‌کند.



شکل ۶-۱۵- مقایسه اثر نوع ورق تقویت بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل اجزای محدود



شکل ۶-۱۶- مقایسه اثر نوع ورق تقویت بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل تحلیلی

۶-۲-۶-۶- بار گسیختگی تیرها

جدول ۶-۱۱ مقادیر بار ترک‌خوردگی، بار جاری شدن آرماتورهای کششی، بار گسیختگی اولیه

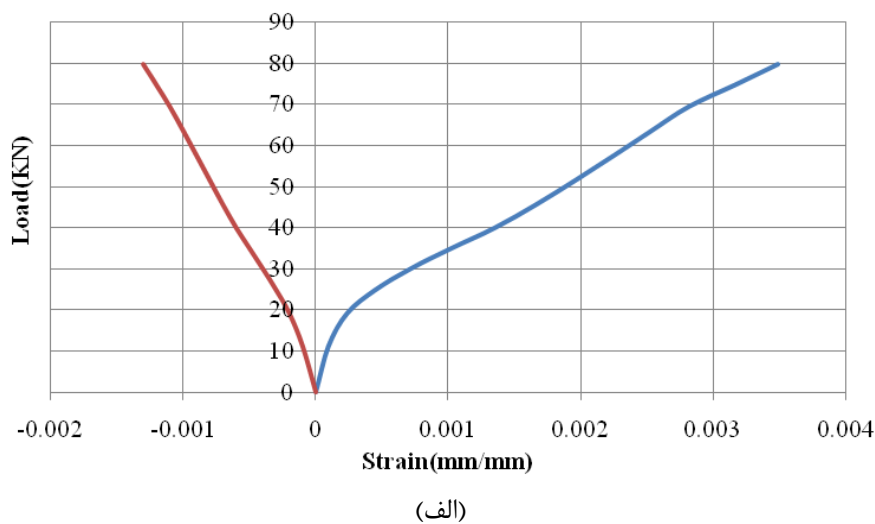
ورق Hybrid FRP و بار نهایی تیر را گزارش می‌دهد.

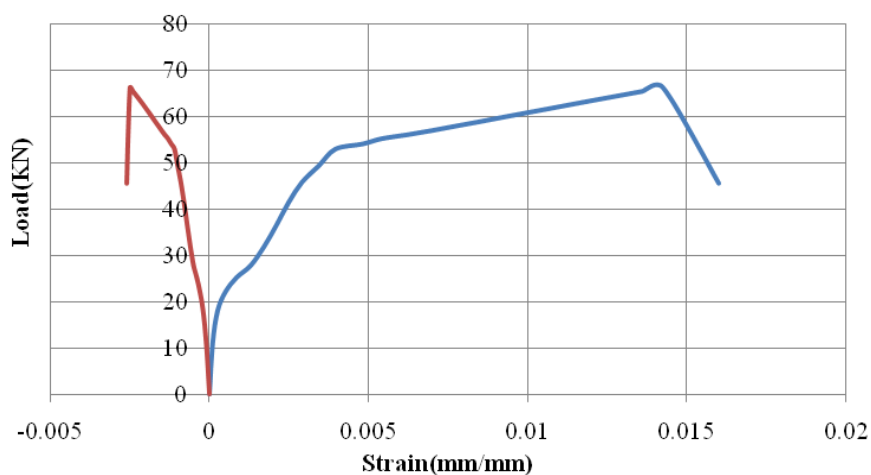
جدول ۱۱-۶- بارهای نهایی مربوط به تیرهای با نوع ورق تقویت متفاوت

نام تیر	بار ترک خوردگی بتن (KN)	بار جاری شدن آرماتور (KN)	بار گسیختگی اولیه Hybrid FRP (KN)	بار گسیختگی نهایی (KN)
BEAM-C1	۱۵/۲۲	۶۹/۵۰	-	۷۹/۸۳
BEAM-C7	۱۳/۹۷	۴۵/۷۹	-	۶۸/۴۷
BEAM-C1C7	۱۳/۵۷	۵۶/۳۰	۶۸/۷۲	۸۴/۲۸

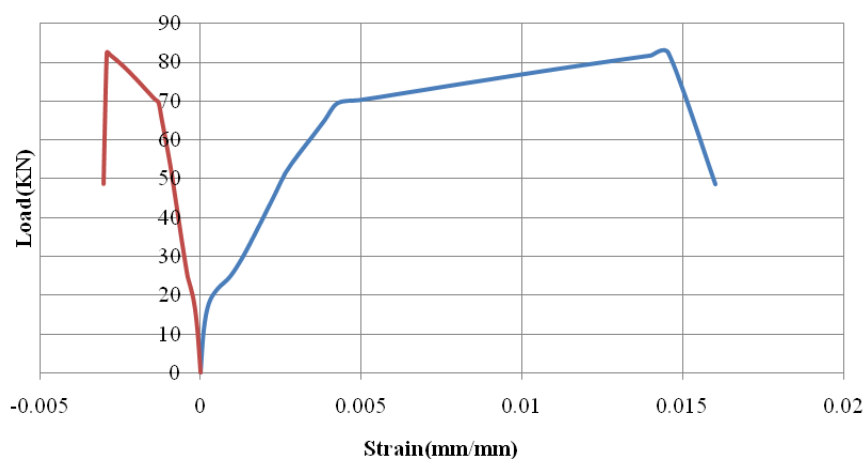
۳-۶-۶- رفتار مصالح

منحنی بار-کرنش بتن فشاری و ورق تقویت تیرهای بررسی شده توسط مدل تحلیلی در ۱۷-۶ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود در هیچکدام از تیرها، کرنش بتن فشاری به حد خرد شدگی (۰/۰۰۳۵) نرسیده و گسیختگی در تمامی تیرها از نوع پارگی ورق Hybrid FRP می‌باشد.





(ب)



(ج)

شکل ۶-۱۷- رفتار بار-کرنش در بتن فشاری و ورق Hybrid FRP در تیرهای (الف): BEAM-C1

(ب): BEAMC7، (ج): BEAM-C1C7

۶-۶-۴- شکل پذیری

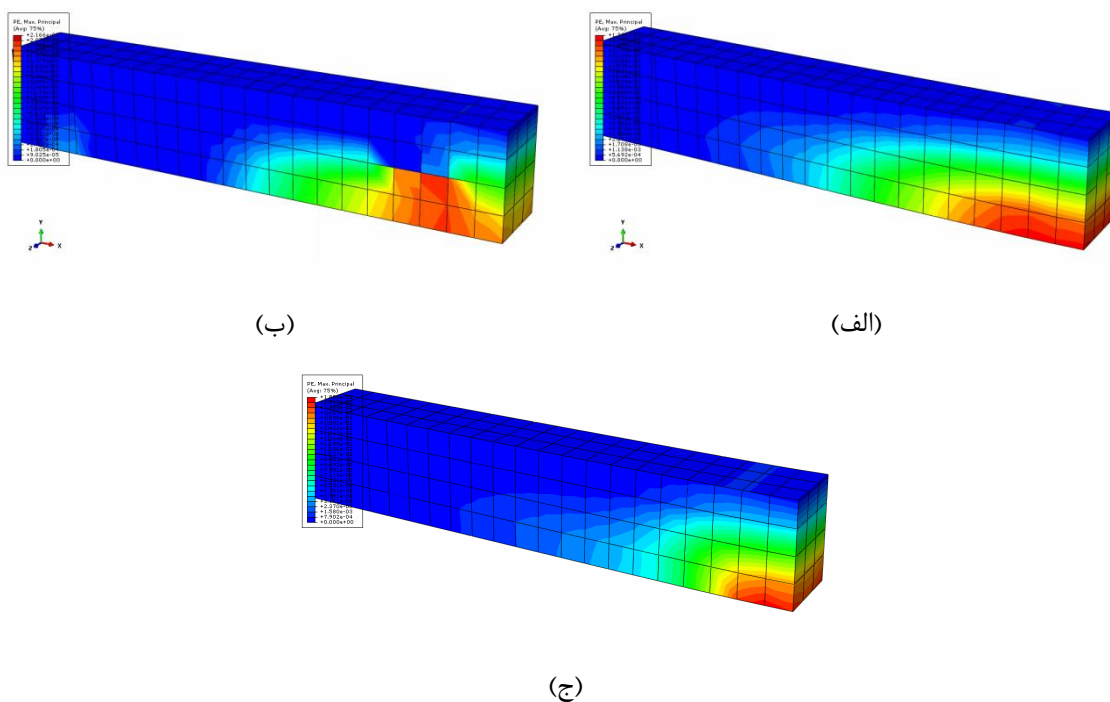
جدول ۶-۱۲ مقادیر شکل پذیری تیرها با اختلاف در نوع ورق تقویت را گزارش می دهد.

جدول ۶-۱۲- بررسی شکل پذیری در تیرهای نوع ورق تقویت متفاوت

نام تیر	ϕ_y	ϕ_u	μ_ϕ	Δ_y	Δ_u	μ_Δ
BEAM-C1	۰/۰۱۹	۰/۰۱۳۴	۷/۰۵	۴/۴۵	۲۵/۴۰	۵/۷۱
BEAM-C7	۰/۰۲	۰/۰۲۴	۱/۲	۴/۶۳	۴/۸۷	۱/۰۵
BEAM-C1C7	۰/۰۲	۰/۰۱۳۵	۶/۷۵	۳/۹۱	۲۵/۷۵	۶/۵۸

۵-۶-۶- الگوی ترک خوردگی تیرها

برای بررسی تأثیر ضخامت لایه‌های ورق Hybrid FRP بر رفتار تیرهای مقاوم‌شده، الگوی ترک خوردگی نمونه‌ها در لحظه گسیختگی با یکدیگر مقایسه شدند. شکل‌های ۱۸-۶ الگوی ترک خوردگی نمونه‌های مدل‌شده با مقاومت‌های فشاری بتن مختلف را نشان می‌دهد.



شکل ۱۸-۶- الگوی ترک خوردگی تیر (الف): BEAM-C1، (ب): BEAM-C7، (ج): BEAM-C1C7

۷-۶- بررسی اثر جنس مصالح تشکیل دهنده ورق تقویت

ورق Hybrid FRP از ترکیب الیاف پلیمری با مشخصات مکانیکی مختلف بدست می‌آید. نام و مشخصات مکانیکی تعدادی از این الیاف در جدول ۱۳-۶ گردآوری شده‌اند.

جدول ۶-۱۳- مشخصات مکانیکی الیاف مورد استفاده در مدل‌های اجزای محدود

نام الیاف	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت (MPa)	کرنش نهایی (%)
HM Carbon	۹۰۳	۲۷۰۰	۰/۳
IM Carbon	۶۴۷	۲۹۱۱	۰/۴۵
SM Carbon	۲۳۰	۳۵۳۰	۱/۵
E-Glass	۷۳	۳۳۳۰	۴/۴
Kevlar 49	۱۲۵	۲۸۰۰-۳۶۰۰	۲/۵

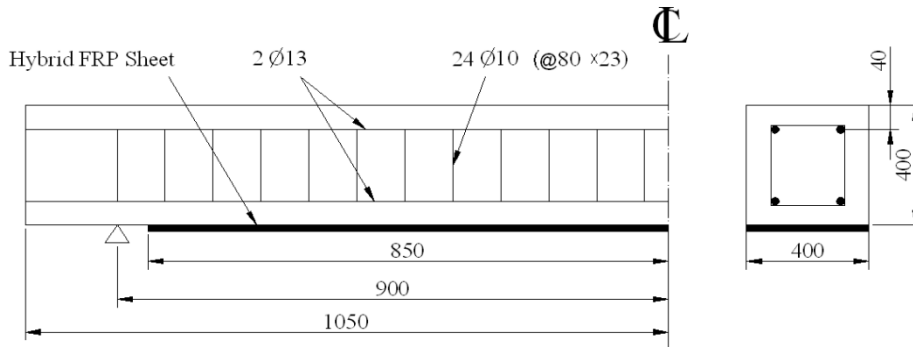
برای بررسی اثر جنس مصالح تشکیل‌دهنده ورق تقویت، تیرهای بتن مسلح تقویت شده با ورق Hybrid FRP متشکل از یک لایه با مدول الاستیسیته بالا و یک لایه با کرنش گسیختگی بالا، مدل شدند. نام و مشخصات تیرهای مدل شده در جدول ۶-۱۴ آورده شده‌اند.

جدول ۶-۱۴- مشخصات ورق‌های تقویت‌کننده تیرهای مدل‌سازی شده

نام تیر	مصالح ورق تقویت‌کننده
BEAM-Comb1	SM Carbon & E-Glass
BEAM-Comb2	SM Carbon & Kevlar 49
BEAM-Comb3	IM Carbon & E-Glass
BEAM-Comb4	HM Carbon & E-Glass

با بررسی‌هایی که روی تیرهای بتن مسلح با ابعاد و مشخصات نمونه کنترل که با ورق‌های Hybrid FRP، مطابق جداول ۵-۱۳ و ۵-۱۴ تقویت شده بودند، مشخص گردید که گسیختگی تیر از نوع خردشدن بتن فشاری می‌باشد. با توجه به اینکه یکی از اهداف این پایان‌نامه بررسی شکل‌پذیری تیرهای تقویت شده می‌باشد، این نوع از گسیختگی مطلوب نمی‌باشد. با تغییر در ابعاد مقطع تیر، گسیختگی از نوع پارگی ورق تقویت محقق شد. بنابراین برای بررسی‌های این بخش از تیری با مشخصات نشان داده شده در شکل ۶-۱۹ استفاده گردید. همچنین ضخامت هر یک از لایه‌های تشکیل‌دهنده ورق Hybrid FRP برای تمامی تیرها، مقدار ۰/۱ میلی‌متر، ثابت در نظر گرفته شد.

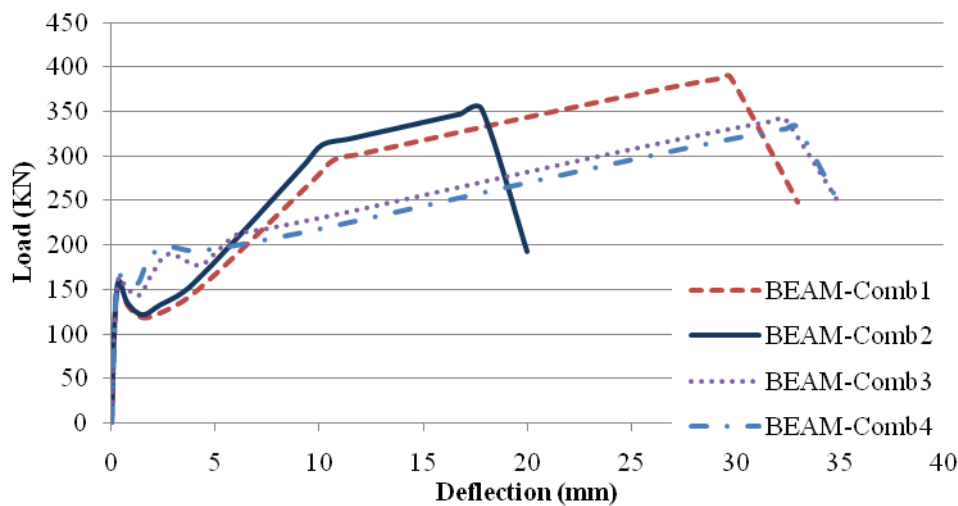
سایر پارامترها از جمله مشخصات مکانیکی بتن و فولاد و همچنین نحوه بارگذاری، مطابق تیر RCB-2C1C7-D13 می‌باشد.



شکل ۶-۱۹- جزئیات خاموت‌گذاری و ابعاد هندسی تیرهای بتن مسلح تحلیل شده

۶-۷-۱- رفتار بار-تغییر مکان

نمودار بار-تغییر مکان حاصل از مدل تحلیلی در شکل ۶-۲۰ نشان داده شده است.



شکل ۶-۲۰- مقایسه اثر جنس مصالح ورق تقویت بر رفتار بار-تغییر مکان در مدل تحلیلی

همانگونه که در شکل ۶-۲۰ مشاهده می‌شود، تغییر مکان وسط دهانه در تیرهای BEAM-Comb1 ، Comb3 و BEAM-Comb4 بیشتر از تیر BEAM-Comb2 می‌باشد که این به خاطر کرنش گسیختگی بالای لایه E-Glass می‌باشد. همچنین گسیختگی اولیه تیر در

BEAM-Comb1 و BEAM-Comb2 دیرتر از دو تیر دیگر اتفاق می‌افتد. این نیز به دلیل گسیختگی بالاتر SM-Carbon نسبت به IM-Carbon و HM-Carbon می‌باشد. تیر BEAM-Comb1 بیشترین مقاومت را از خود نشان می‌دهد. به نظر می‌رسد استفاده از SM-Carbon با مقاومت بالاتر نسبت به IM-Carbon و HM-Carbon و E-Glass با کرنش گسیختگی بالاتر نسبت به Kevlar49 هر دو با هم عامل این افزایش مقاومت می‌باشد.

۶-۷-۲- بار گسیختگی تیرها

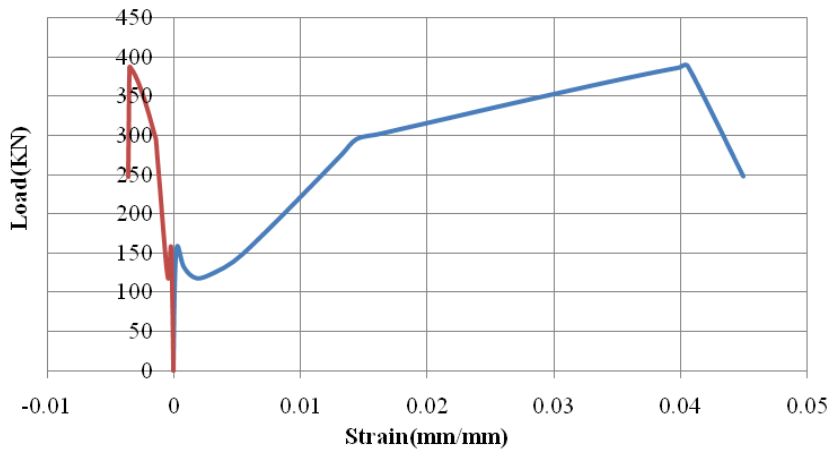
جدول ۶-۱۵ مقادیر بار ترک‌خوردگی، بار جاری شدن آرماتورهای کششی، بار گسیختگی اولیه ورق Hybrid FRP و بار نهایی تیر را گزارش می‌دهد.

جدول ۶-۱۵- بارهای نهایی مربوط به تیرهای با جنس مصالح ورق تقویت متفاوت

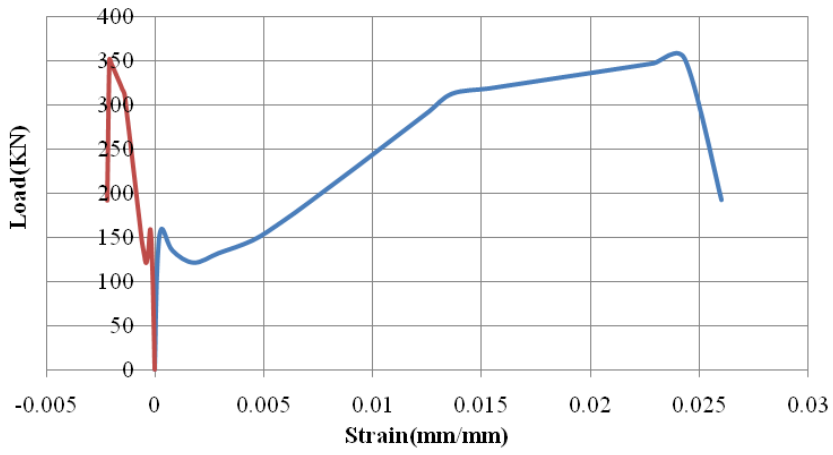
نام تیر	بار ترک خوردگی بتن (KN)	بار جاری شدن آرماتور (KN)	بار گسیختگی اولیه Hybrid FRP (KN)	بار گسیختگی نهایی (KN)
BEAM- Comb1	۱۹۵/۲۰	۱۳۳/۸۰	۳۰۵/۸۴	۲۵۱/۵۶
BEAM- Comb2	۱۵۸/۸۴	۱۲۵/۱۹	۳۱۲/۶۸	۳۵۲/۱۷
BEAM-Comb3	۱۶۱/۹۹	۱۶۷/۶۴	۲۱۱/۷۴	۳۴۱/۴۱
BEAM-Comb4	۱۶۴/۶۲	۱۸۵/۸۰	۱۹۷/۴۸	۳۲۲/۲۷

۶-۶-۳- رفتار مصالح

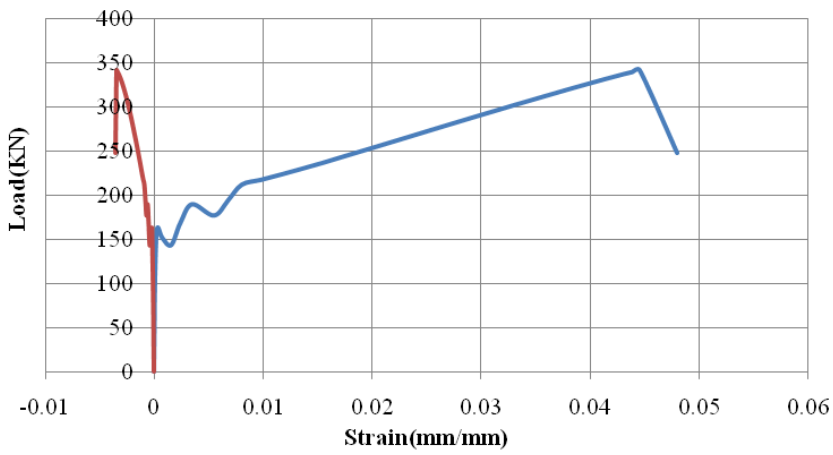
منحنی بار-کرنش بتن فشاری و ورق تقویت تیرهای بررسی شده توسط مدل تحلیلی در ۶-۲۱ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود در هیچکدام از تیرها، کرنش بتن فشاری به حد خرد شدگی (۰/۰۰۳۵) نرسیده و گسیختگی در تمامی تیرها از نوع پارگی ورق Hybrid FRP می‌باشد.



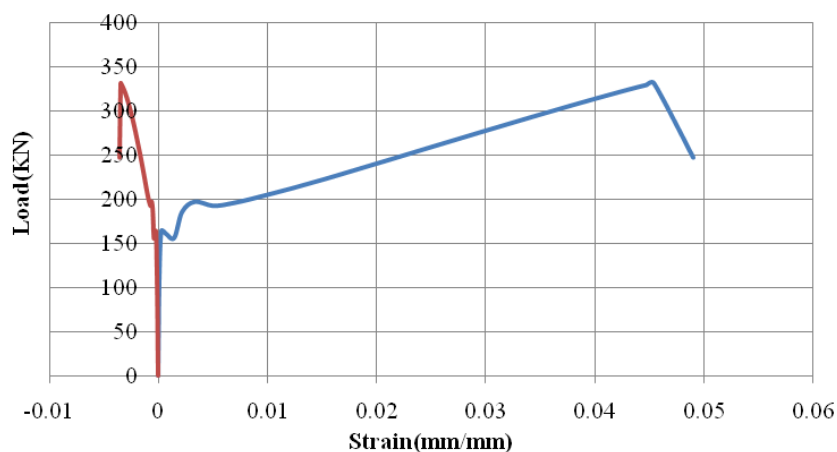
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۶-۲۱- رفتار بار-کرنش در بتن فشاری و ورق Hybrid FRP در تیرهای (الف): BEAM-Comb1

(ب): BEAMComb2، (ج): BEAM-Comb3، (د): BEAM-Comb4

۶-۶-۴ - شکل پذیری

جدول ۶-۱۶ مقادیر شکل پذیری تیرها با اختلاف در جنس مصالح تشکیل دهنده ورق تقویت Hybrid FRP را گزارش می‌دهد. استفاده از IM-Carbon و HM-Carbon با کرنش گسیختگی کمتر و E-Glass با کرنش گسیختگی بیشتر، عامل افزایش شکل پذیری تیرهای BEAM-Comb-3 و BEAM-Comb4 می‌باشد.

جدول ۶-۱۶- بررسی شکل پذیری در تیرهای با جنس ورق تقویت متفاوت

نام تیر	ϕ_y	ϕ_u	μ_ϕ
BEAM-Comb1	۰/۰۰۸	۰/۱۱۰	۱۳/۷۵
BEAM-Comb2	۰/۰۰۸	۰/۰۶۶	۸/۲۵
BEAM-Comb3	۰/۰۰۷	۰/۱۲۰	۱۷/۱۴
BEAM-Comb4	۰/۰۰۷	۰/۱۲۲	۱۷/۱۴

۷	نتیجه‌گیری و پیشنهادات
---	------------------------

۷-۱- مقدمه

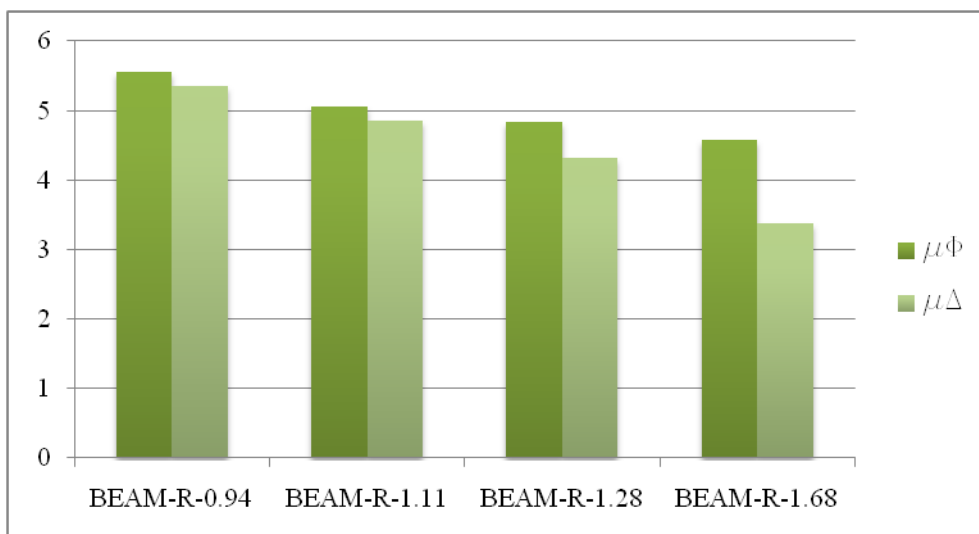
امروزه استفاده از مواد مرکب پلیمری جهت تعمیر و تقویت تیرهای بتن مسلح یکی از رایج‌ترین روش‌های شناخته‌شده می‌باشد و تحقیقات زیادی در این زمینه صورت گرفته است. اگرچه چسباندن ورق‌های FRP به وجه کششی تیرها می‌تواند سبب افزایش قابل توجه مقاومت نهایی تیر شود اما شکل‌پذیری تیر را به شدت کاهش می‌دهد. استفاده از ورق‌های Hybrid FRP می‌تواند یک راه‌حل ابداعی برای افزایش شکل‌پذیری تیرهای بتن مسلح مقاوم‌شده باشد. در این تحقیق به بررسی رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح مقاوم‌شده با ورق‌های Hybrid FRP پرداخته شده است.

در این پژوهش، ابتدا تحلیل عددی نمونه تیر بتن مسلح مقاوم‌شده با ورق Hybrid FRP مربوط به آزمایش و و همکارانش، توسط نرم‌افزار ABAQUS 6.11 ارزیابی شد. مقایسه نتایج انطباق خوبی را بین داده‌های آزمایشگاهی و تحلیل عددی نشان داد. سپس با معرفی یک مدل تحلیلی، رفتار تیر تا لحظه گسیختگی مورد بررسی قرار گرفت. در ادامه با استفاده چند مدل، پارامترهایی از قبیل تأثیر نسبت آرماتورهای کششی تیر بتن مسلح، مقاومت فشاری بتن، نسبت حجمی هر یک از لایه‌های ورق تقویت، نوع ورق تقویت و جنس مصالح ورق تقویت، مورد بررسی قرار گرفت.

۷-۲- نتیجه‌گیری

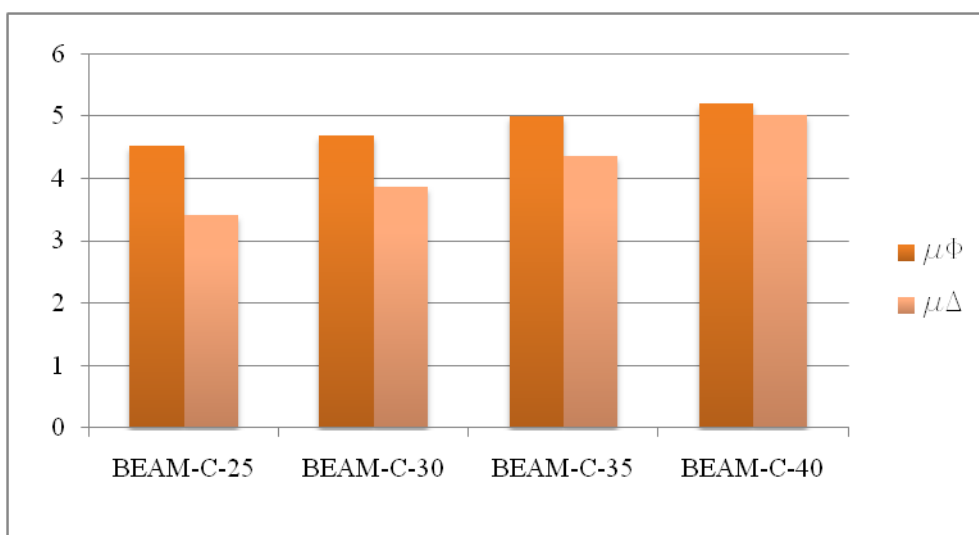
بر پایه تحلیل‌های انجام‌گرفته، نتایج کلی این پژوهش عبارتند از:

- ۱- افزایش نسبت آرماتورهای کششی گرچه باعث افزایش مقاومت تیر می‌شود ولی کاهش شکل‌پذیری را به همراه دارد. شکل ۷-۱ شکل‌پذیری تیرهای مقاوم‌شده با نسبت‌های آرماتور کششی متفاوت را مقایسه می‌کند.



شکل ۱-۷- مقایسه شکل‌پذیری نمونه‌های با نسبت آرماتور کششی متفاوت

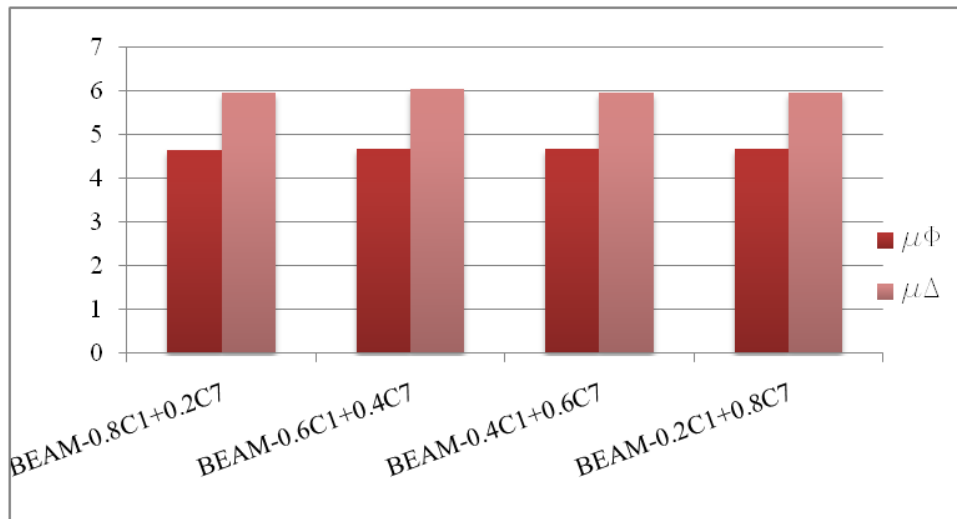
۲- افزایش مقاومت فشاری بتن هم باعث افزایش مقاومت تیر می‌شود و هم شکل‌پذیری تیر را افزایش می‌دهد. شکل ۲-۷ شکل‌پذیری نمونه‌های با مقاومت‌های فشاری متفاوت را مقایسه می‌کند.



شکل ۲-۷- مقایسه شکل‌پذیری نمونه‌های با مقاومت فشاری متفاوت

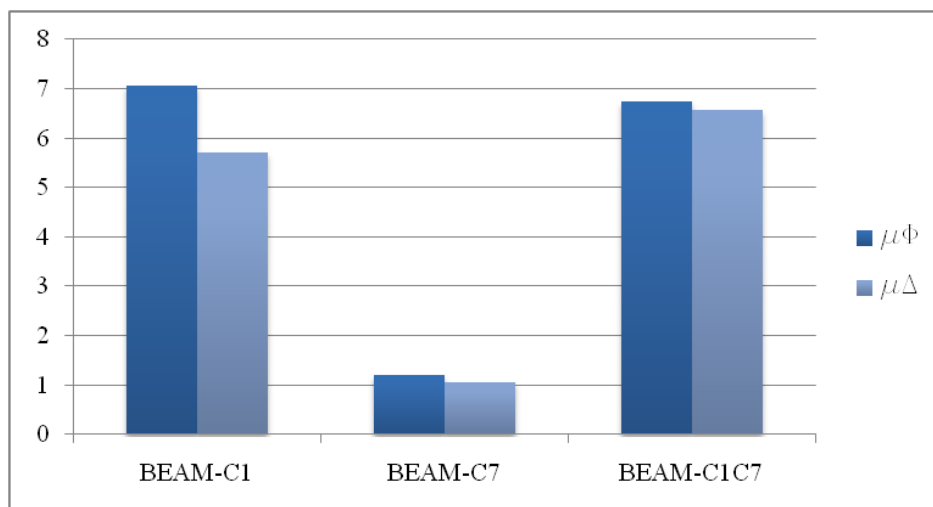
۳- افزایش ضخامت لایه با مدول الاستیسیته بالا در ورق تقویت تیرها باعث افزایش مقاومت تیر می‌شود. این در حالیست که تغییر ضخامت لایه با کرنش گسیختگی بالا تغییری در تغییر مکان

نهایی وسط دهانه و شکل پذیری تیر ایجاد نمی‌کند. شکل ۳-۷ شکل پذیری تیرهای مقاوم شده با ضخامت متفاوت لایه‌های ورق تقویت را مقایسه می‌کند.



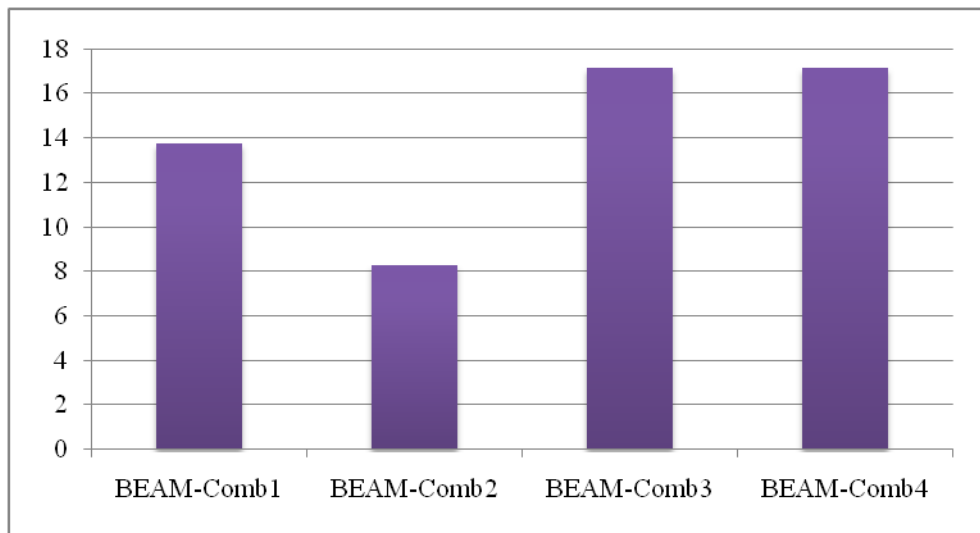
شکل ۳-۷- مقایسه شکل پذیری نمونه‌های با نسبت‌های حجمی متفاوت لایه‌های ورق تقویت

۴- در صورتیکه تیر بتن مسلح صرفاً با الیاف با مدول الاستیسیته بالا تقویت شود، مقاومت بالاتر و شکل پذیری کمتری نسبت به تیر تقویت شده با ورق تقویت شده با الیاف با کرنش گسیختگی بیشتر، بدست می‌دهد. این در حالیست که تقویت تیر با ورق Hybrid FRP می‌توان به مقاومتی تقریباً برابر با تیر تقویت شده با ورق با مدول الاستیسیته بالاتر و به شکل پذیری برابر با تیر تقویت شده با ورق با کرنش گسیختگی بیشتر دست یافت. شکل ۴-۷ شکل پذیری تیرهای مقاوم شده با نوع ورق تقویت متفاوت را مقایسه می‌کند.



شکل ۴-۷- مقایسه شکل پذیری نمونه‌های با نوع ورق تقویت متفاوت

۵- جنس مصالح ورق تقویت تأثیر قابل توجهی بر مقاومت و شکل‌پذیری تیرهای مقاوم‌شده با ورق‌های Hybrid FRP دارد. مقاومت تیر تقویت شده وابسته به مقاومت لایه با مدول الاستیسیته بالاتر و کرنش گسیختگی لایه دیگر دارد. با استفاده از یک لایه با مقاومت بالاتر و یک لایه با کرنش گسیختگی بیشتر می‌توان به مقاومت بالاتری دست یافت. شکل‌پذیری تیر نیز وابسته کرنش نهایی مصالح مورد استفاده در ورق تقویت می‌باشد. هر چه کرنش نهایی یک لایه کمتر و کرنش نهایی لایه دیگر بیشتر باشد، شکل‌پذیری تیر افزایش خواهد یافت. شکل ۷-۵ شکل‌پذیری تیرهای مقاوم‌شده با ورق‌های Hybrid FRP که از پلیمرهای مختلف ساخته شده‌اند را مقایسه می‌کند.



شکل ۷-۵- مقایسه شکل‌پذیری نمونه‌های با جنس مصالح ورق تقویت متفاوت

۷-۳- پیشنهادات

با توجه به تعداد محدود آزمایش‌های موجود در زمینه مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با ورق‌های Hybrid FRP، به نظر می‌رسد انجام تحقیقات بیشتر برای بررسی این روش مقاوم‌سازی و کمک به توسعه روش‌های عددی، از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد. لذا جهت انجام مطالعات تکمیلی، پیشنهادات زیر ارائه می‌گردد:

- ۱- انجام تحقیقات آزمایشگاهی بر روی تیرهای بتنی مقاوم شده با ورق‌های Hybrid FRP، به منظور بررسی جامع‌تر و مشخص شدن هرچه بهتر عوامل تأثیرگذار و جمع‌آوری داده‌های مورد نیاز برای انجام مطالعات تئوری و ارائه روابط طراحی زمینه
- ۲- بررسی انواع حالات خرابی در تیرهای مقاوم شده با ورق‌های Hybrid FRP
- ۳- بررسی رفتار تیرهای مقاوم شده با ورق‌های Hybrid FRP تحت بارهای سیکلی
- ۴- ارائه مدل‌های عددی که در آن اثر تقویت ورق‌های Hybrid FRP را پس از اعمال درصدی از بار نهایی قابل تحمل توسط تیر، بررسی می‌کند.
- ۵- ارائه طرح بهینه برای مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح تقویت شده با ورق‌های Hybrid FRP

پیوست :

متن اصلی برنامه مدل تحلیلی تحت نرم افزار

Visual Basic 6.5

Sub Output()

PRILIMINARY CALCULATIONS

$$Af1 = bf * tfrp1 * nf1$$

$$Af2 = bf * tfrp2 * nf2$$

$$V1 = Af1 / (Af1 + Af2)$$

$$V2 = Af2 / (Af1 + Af2)$$

$$Ehfrp = V1 * Efrp1 + V2 * Efrp2$$

$$Fu1 = Ehfrp * efu1$$

$$Fu2 = Efrp2 * efu2$$

$$fctm = 1.4 * (fck / 10) ^ (2 / 3)$$

$$Eci = 2.15 * 10 ^ 4 * ((fck + 8) / 10) ^ (1 / 3)$$

$$fcm = fck + 8$$

$$Ec1 = fcm / 0.0022$$

$$ect1 = 0.9 * fctm / Eci$$

If DMax <= 8 Then

$$GF0 = 0.025$$

$$alfaF = 8$$

ElseIf DMax <= 16 Then

$$GF0 = 0.03$$

$$alfaF = 7$$

ElseIf DMax <= 32 Then

$$GF0 = 0.058$$

$$alfaF = 5$$

End If

$$Gf = GF0 * (fcm / 10) ^ 0.7$$

$$wc = alfaF * Gf / fctm$$

$$w1 = 2 * Gf / fctm - 0.15 * wc$$

$$Mcr = fctm * b * h ^ 2 / 6$$

$$elim = 0.0022 * 0.5 * (0.5 * Eci / Ec1 + 1) + (0.25 * (0.5 * Eci / Ec1 + 1) ^ 2 - 0.5) ^ 0.5$$

If elim < 0.0035 Then

$$ecu = elim$$

Else

$$ecu = 0.0035$$

End If

$$conc = 0$$

$$ec = 0$$

$$counter = 0$$

1ST LOOP BEGINNING: CALCULATION OF MAXIMUM CONCRETE STRAIN

Do

$$counter = counter + 1$$

If counter < 55 Then

$$ec = ec + 0.0001$$

Else

$$ec = ec + 0.000001$$

End If

$$M = 0$$

2ND LOOP BEGINNING: CALCULATION OF MOMENT

Do

$$M0 = M$$

$$inc = 10$$

$$c0 = 0$$

$$num = 0$$

3RD LOOP BEGINNIG: CALCULATION OF NEUTRAL AXIS DEPTH

Do

num = num + 1

c = c0 + num * d / inc

CALCULATION OF COMPRESSIVE CONCRETE FORCE

SScn = 0

SZScn = 0

For n = 1 To 10 Step 1

Z = (2 * n - 1) * (c / 10) / 2

ecn = ec * Z / c

Scn = ((Eci / Ec1 * ecn / 0.0022) - (ecn / 0.0022) ^ 2) / (1 + (Eci / Ec1 - 2) * ecn / 0.0022) * fcm

SScn = SScn + Scn

ZScn = Z * Scn

SZScn = SZScn + ZScn

If n = 9 Then

Sc9 = Scn

ElseIf n = 10 Then

Sc10 = Scn

End If

Next n

If Sc10 < Sc9 And Sc10 / fcm < 0.5 Then

conc = 1

End If

Cc = SScn * b * c / 10

CALCULATION OF CRACK WIDTH

$$e_c t = e_c * (h - c) / c$$

If Af = 0 Then

$$w = 2 * (h - d) * e_c t$$

Else

If M < M_{cr} Then

$$zeta = 0$$

Else

$$zeta = 1 - (M_{cr} / M)^2$$

End If

If $2.5 * (h - d) * b < (h - c) * b / 3$ Then

$$A_{ceff} = 2.5 * (h - d) * b$$

Else

$$A_{ceff} = (h - c) * b / 3$$

End If

$$e_2 = e_c * (d - c) / c$$

$$N_{rk} = e_2 * (E_{steel} * A_{st} + E_{frp} * A_f)$$

$$\rho_{hoeff} = A_{ceff} / (b * d)$$

$$\rho_{hoeq} = (A_{st} + A_f * E_{frp} / E_{steel}) / (b * d)$$

$$w = 2.1 * \rho_{hoeff} * N_{rk} / (E_{steel} * \rho_{hoeq} * (u_s + 0.694 * b_f))$$

End If

CALCULATION OF TENSION CONCRETE FORCE

$$S_{Sctj} = 0$$

$$S_{XSctj} = 0$$

For j = 1 To 10 Step 1

$$X = (2 * j - 1) * (h - c) / 10 / 2$$

$$e_{ctj} = e_c * X / c$$

```

wj = w * ectj / ect
If ectj <= ect1 Then
    Sctj = Eci * ectj
ElseIf ectj < 0.00015 Then
    Sctj = fctm - 0.1 * fctm / (0.00015 - ect1) * (0.00015 - ectj)
ElseIf wj < w1 Then
    Sctj = fctm * (1 - 0.85 * wj / w1)
ElseIf wj < wc Then
    Sctj = 0.15 * fctm / (wc - w1) * (wc - wj)
Else
    Sctj = 0
End If
SSctj = SSctj + Sctj
XSctj = X * Sctj
SXSctj = SXSctj + XSctj
Next j
Tc = SSctj * (h - c) * b / 10

```

CALCULATION OF STEEL FORCES

```

est = ec * (d - c) / c
Fst = Esteelt * est
If Fst < Fy Then
    Ts = Fst * Ast
Else
    Ts = (Fy + (est - Fy / Esteelt) * Esteelt2) * Ast
End If
esc = ec * (c - dc) / c

```

$F_{sc} = E_{steel}c * e_{sc}$

If $F_{sc} < F_{y2}$ Then

$C_s = F_{sc} * A_{scom}$

Else

$C_s = F_{y2} * A_{scom}$

End If

CALCULATION OF HFRP FORCES

If $A_{f1} = 0$ Then

$e_f = 0$

Else

$e_f = e_c * (h + (n_{f1} * t_{frp1} + n_{f2} * t_{frp2}) / 2 - c) / c$

End If

If $e_f < e_{fu1}$ Then

$T_f = E_{hfrp} * e_f * (A_{f1} + A_{f2})$

$C_{ons} = E_{hfrp} * e_f$

$cons_f = T_f$

ElseIf $e_f < e_{fu2}$ Then

$T_f = (F_{u2} - F_{u1}) / (e_{fu2} - e_{fu1}) * (e_f - e_{fu1}) + cons_f$

Else

$T_f = 0$

End If

$kk = T_s + T_c + T_f - C_c - C_s$

If $kk < 0$ Then

$c_0 = c - d / inc$

$num = 0$

$inc = inc * 10$

End If

Loop While Abs(kk) > 10

END OF 3RD LOOP

If conc = 1 Then

Exit Do

End If

lc = SZScn / SScn

If Tc > 0 Then

lt = SXSctj / SSctj

End If

$M = Cc * lc + Tc * lt + Cs * (c - dc) + Ts * (d - c) + Tf * (h + (nf1 * tfrp1 + nf2 * tfrp2) / 2 - c)$

Loop While Abs(M - M0) / M > 0.01

curve = ec / c

END OF 2ND LOOP

CALCULATION OF MID-SPAN DEFLECTION

If conc = 1 Then

Exit Do

End If

$F = 2 * M / (L1 + L2)$

Deltat = 0

For t = 1 To 50 Step 1

$Mt = (0.02 * t - 0.01) * M$

curvt = curve / M * Mt

$Deltat = Deltat + curvt * (0.02 * t - 0.01) * (L1 + L2) ^ 2 / 50$

Next t

$Delta = (curve * L3 * (L1 + L2 + L3 / 2)) + Deltat$

Loop While $ec < ecu$ And $ef < efu2$ And $conc = 0$

END OF 1ST LOOP

End Sub

مراجع:

- [1] ACI 440-96 (2002), “*State-of-the-art on the Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [2] Hampton F.P. (2004), PhD. Thesis, “Cyclic behavior, development, and characteristics of a ductile hybrid fiber reinforced polymer (DHFRP) for reinforced concrete members”, Drexel University.
- [3] Haywood M. (2006), PhD. Thesis, “Ductile Failures in reinforced concrete beams strengthened using fiber reinforced plastics”, University of Western Australia.
- [4] Wang X. and Wu Z. (2010), “Integrated high-performance thousand-meter scale cable-stayed bridge with hybrid FRP cables”, *Composites: Part B*, 41, pp.166-175.
- [5] Wang X. and Wu Z. (2010), “Evaluation of FRP and hybrid FRP cables for super long-span cable-stayed bridges”, *Composite Structures*, 92, pp. 2582-2590.
- [6] Manalo A., Mutsuyoshi H. and Matsui T. (2012), “Testing and characterization of thick hybrid fiber composite laminates”, *International Journal of Mechanical Sciences*, 63, pp. 99-109.
- [7] Hai N.D., Mutsuyoshi H., Asamoto S. and Matsui T. (2010), “Structural behavior of hybrid FRP composite I-beam”, *Construction and Building Materials*, 24, pp. 965-969.
- [8] Cui Y., Cheung M.S., Noruziaan B., Lee S. and Tao J. (2008), “Development of ductile composite reinforcement bars for concrete structures”, *Materials and Structures*, 41, pp. 1509-1518.
- [9] Hayashi T. (1972), “On the improvement of mechanical properties of composites by hybrid composition”, Proceeding of the 8th International Reinforced Plastics Conference, Brighton, UK.
- [10] Bunsell A.R., Harris B. (1974), “Hybrid carbon and glass fiber composites”, *Composites*.
- [11] Wu Z., Sakamoto S., Niu H., Shimada M. and Murakami S. (2002), “Strengthening effects of concrete flexural members retrofitted with hybrid FRP composites”, 3rd International Conference on Composites in Infrastructure, San Francisco, California.
- [12] Grace N.F., Ragheb W.F., Abdel Sayed G. (2004), “Development and application of innovative triaxially braided ductile FRP fabric for strengthening concrete beams”, *Composite Structures*, 64, pp. 521-530.

- [13] Hosny A., Shaheen H., Abdelrahman A. and Elafandi T. (2006), "Performance of reinforced concrete beams strengthened by hybrid FRP laminates", *Cement and Concrete Composites*, 28, 906-913.
- [14] Iwashita K, Yoshikio K, Wu Z. and Hamaguchi Y. (2007), "Experimental Study on control index of stress drop for designing hybrid FRP sheets", 16th International Conference on Composite Materials, Kyoto, Japan.
- [15] Akbarzadeh K., Maghsoudi A.A. (2010), "Flexural strengthening of RC continuous beam using hybrid FRP sheets", Proceeding of the 5th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Beijing, China.
- [16] Kim H.S. and Shin S.Y. (2011), "Flexural behavior of reinforced concrete (RC) beams retrofitted with hybrid fiber reinforced polymers (FRPs) under sustaining loads", *Composite Structures*, 93, pp. 802-811.
- [17] Choi E., Utui N. and Kim S.H. (2012), "Experimental and analytical investigations on debonding of hybrid FRPs for flexural strengthening of RC beams", *Composites: Part B*, 45, 1, pp. 248-256.
- [18] Maekawa K., Pimanmas A. and Okamura H. (2003), "*Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*", Spon Press (Taylor and Francis).
- [19] ABAQUS Theory Manual version 6.11, (2011), Habbitt, Karlsson and Sorensen Inc.
- [20] Lee J., Fenves G.L. (1998), "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 124, pp. 892-900.
- [۲۱] سپهرهنمایی س، (۱۳۸۵)، پایان‌نامه ارشد: "مدل‌سازی گسترش ترک و رفتار سخت‌شدگی کششی در المان‌های بتن مسلح تقویت شده با FRP"، دانشگاه تربیت مدرس.
- [۲۲] کی‌نیا ا، (۱۳۸۰)، "آنالیز و طراحی سازه‌های بتن‌آرمه"، چاپ سیزدهم، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان، ص ۸۰.
- [23] Gopalaratnam V.S., Shah S.P. (1985), "Softening response of plain concrete in direct tension", 82, pp. 310-323.
- [24] Salem H.M.M. (1998), "Enhanced tension stiffening model and application to nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete", PhD. Thesis, Department of Civil Engineering, The University of Tokyo.
- [25] CEB (1990), "*CEB-FIP Model Code*", Tomas Telford.

- [26] Soltani M., An X. and Maekawa K. (2003), “Computational model for post cracking analysis of RC membrane elements based on local stress-strain characteristics”, *Engineering Structures*, 25, pp. 993-1007.
- [27] Gilber R.I., Warner R.F. (1978), “Tension stiffening in reinforced concrete slabs”, *Journal of Structural Division, ASCE*, 104, 12, pp. 1885-1900.
- [28] Vecchio F.J., Collins M.P. (1986), “The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear”, *ACI Journal*, 83, 2, pp. 219-231.
- [29] Collins P., Mitchell D. (1991), “*Prestressed Concrete Structures*”, Prentice Hall, New Jersey, 1st Ed.
- [30] Shima H., Chou L. and Okamura H. (1987), “Micro and macro models for bond in reinforced concrete”, *Journal of Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B)*, 39, 2, pp. 133-194.
- [31] Okamura H., Maekawa K. and Sivasubramanyam S. (1985), “Verification of modeling for reinforced concrete finite element”, *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, ASCE*, pp. 528-543.
- [32] Bazant Z. P. and Oh B. (1983), “Crack band theory for fracture of concrete”, *Materials and Structures*, 16, pp. 155-177.
- [33] Weiss W.J., Guler K. and Shah S.P. (2001), “Localization and size-dependent response of reinforced concrete beams”, *ACI Structural Journal*, 98, 5, pp. 686-695.
- [34] Wrong P.S., Vecchio F.J. (2002), “*VecTor2 & Formwork User’s Manual*”, Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- [35] Popovics S. (1973), “A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete”, *Cement and Concrete Research*, 3, 5, pp. 583-599.
- [36] Mander J.B., Priestley M.J.N. and Park R. (1998), “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114, 8, 1804-1826.
- [37] Vecchio F.J. (2000), “Disturbed stress field model for reinforced concrete: formulation”, *Journal of Structural Engineering*, 126, 9, 1070-1077.
- [38] Lundqvist J., Nordin H., Taljsten B. and Olofsson T. (2005), “Numerical analysis of concrete beams strengthened with CFRP: a study of anchorage lengths”, *Proceeding of BBFS: International Symposium on Bond Behavior of FRP in Structures*, Hong Kong.

[۳۹] باقری ع، (۱۳۸۴)، "آنالیز گسیختگی تیرهای بتن آرمه تقویت شده با FRP، با در نظر گرفتن رفتار بتن کششی پس از ترک خوردگی"، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[40] Alaae F.J , and Karihaloo B.L. (2003), "Fracture model for flexural failure of beams retrofitted with CARDIFRC", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 29, 9, 1028-1038.

Abstract

Today using fiber-reinforced polymers (FRP) is one of the most practical methods for strengthening reinforced concrete members. FRP's easy applicability due to its low weight, high tensile strength and anti-corrosive properties has made it a suitable substitute for traditional materials and conventional methods.

During recent years, retrofitting of reinforced concrete structures by bonding the FRP laminates to their soffits has grown significantly. However due to linear stress-strain behaviour of FRP and lack of yielding plateau, ductility of RC beams will be decreased. Hybrid FRP is a solution to overcome the low ductility of RC beams strengthened by FRP.

In this thesis FE software, ABAQUS, is used to investigate the flexural behaviour of RC beams strengthened by hybrid FRP. Thus a model is proposed to predict the load-deflection response and failure mode of strengthened RC beams. Both of two methods show that using hybrid FRP is effective in increasing strength and ductility of RC beams.

Keywords: RC beam, strengthening, Hybrid FRP, ABAQUS, ductility, analytical model.