

الله
الرحمن الرحيم



دانشکده مهندسی عمران

رشته مهندسی عمران گرایش سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی شکل پذیری مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای FRP

نگارنده: مسعود عرب رحیمی

استاد راهنما

دکتر فرشید جندقی علایی

شهریور ۱۳۹۷

نمره

تقدیم به پدر و مادر عزیزم

که به پشتوانه نفس کریشان،

زندگی برایم ممکن شد.

شکر و قدردانی

خداوند بزرگ را شاکرم که گوشه‌ای از علم، حکمت، کشاده‌رویی و مهربانی خود را در آینه‌ی انسانی بزرگ و دوست‌داشتنی، دکتر علایی عزیز، بر بنده‌ی ارزانی داشت.

جناب آقای دکتر علایی،

مبادان مقصد عالی نتوانیم رسید
هم مگر پیش نهد لطف شما گامی چند

تا زمانی که عقل و هوش مرا یاری کند، قدر دان زحمات چند ساله شما خواهم بود.

پس چنانچه از جناب آقای دکتر توکل و جناب آقای دکتر شایانی که زحمت داورمی این پایان نامه را بر عهده داشتند، شکر و قدردانی می‌نمایم.

در پایان، از تمام دوستان و اساتیدی که در مسیر این پژوهش، بنده حقیر را کمک کردند، کمال شکر و قدردانی را دارم.

تعهد نامه

اینجانب مسعود عرب رحیمی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران، گرایش سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی شکل پذیری مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای FRP تحت راهنمایی 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 تا کنون توسط خود با 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 تاثیر گذار 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 پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است، اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاقی 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 رایانه‌ای، نرم‌افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد. این مطلب باید به نحوی مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه / رساله بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

چکیده:

یکی از مشکلات سازه‌های بتن‌آرمه، خوردگی آرماتورها به دلیل قرار گرفتن در شرایط محیطی مخرب می‌باشد. از جمله راه‌های مقابله با پدیده خوردگی، حذف فولاد و یافتن مصالح مناسب جهت جایگزینی فولاد می‌باشد. میلگردهای پلیمری مسلح به الیاف، FRP Bars، به عنوان یکی از گزینه‌های جایگزین، تعریف و مورد استفاده قرار گرفته است. این نوع آرماتورها رفتار شکل‌پذیری نداشته و تا حد گسیختگی رفتار الاستیک از خود نشان می‌دهند، از طرفی بتن نیز در کشش و فشار ترد و شکننده است و در کرنش فشاری ناچیزی (در حدود ۰.۰۰۰۳) گسیخته می‌شود؛ لذا مقاطع بتنی مسلح به آرماتورهای FRP رفتاری ترد از خود نشان می‌دهند. بنابراین با توجه به اهمیت شکل‌پذیری به عنوان یکی از نیازهای طراحی در اکثر آیین‌نامه‌ها، در این پژوهش به بررسی شکل‌پذیری این نوع مقاطع پرداخته شده است.

جهت جبران شکل‌پذیری تیرهای بتنی مسلح به آرماتورهای FRP، سه رویکرد متفاوت شامل:

۱- جایگزین کردن بتن متداول توسط بتن پلیمری (PC) ۲- جایگزین کردن بتن متداول توسط بتن اصلاح شده پلیمری (PMC) ۳- جایگزین کردن بتن متداول توسط کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC) مورد بررسی قرار گرفته است. در حقیقت هدف از این نوآوری، استفاده از ظرفیت شکل‌پذیری PC، PMC و ECC جهت تامین نیازهای شکل‌پذیری تیرهای بتن مسلح بوده است. اثر استفاده از این رویکردها، توسط منحنی‌های رفتاری و فرضیات موجود در رفتار خمشی تیرها مدل‌سازی شده است. در این مدل که به صورت یک برنامه کامپیوتری (به زبان برنامه‌نویسی Fortran) ارائه شده است، رفتار خمشی المان به طور کامل مورد بررسی قرار می‌گیرد. جهت اعتبار سنجی مدل پیشنهادی، نتایج مدل برای تیرهای بتن مسلح با نتایج مقالات معتبر مقایسه شده و مشاهده گردید که مدل قادر است با دقت مناسبی رفتار خمشی آن‌ها را پیش‌بینی کند. دقت برنامه ارائه شده در پیش‌بینی رفتار و بار بیشینه قابل تحمل، بیش از ۹۵ درصد می‌باشد. مقادیر کمترین شکل‌پذیری مجاز برای بتن آرمه

معمولی بر اساس آیین نامه بتن ایران (آبا) و آیین نامه 14-318 ACI، توسط برنامه پیشنهادی مورد بررسی قرار گرفته و اثر پارامترهای متفاوت بر روی آن ارزیابی شده است.

کمترین شکل پذیری مجاز برای مقاطع بتن آرمه متداول، به طور تقریبی برابر ۲ می باشد. نتایج نشان می دهند که می توان با جایگزین کردن مصالح شکل پذیر به جای بتن متداول و استفاده از ظرفیت شکل پذیری آنها، بر مشکل عدم شکل پذیری مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای پلیمری، بر اساس معیارهای معتبر علمی، غلبه کرده و مقاطعی را پیشنهاد کنیم که ضرورت شکل پذیری آیین نامه ها را اکتفاء کنند.

کلمات کلیدی: شکل پذیری، میلگرد FRP، بتن پلیمری اصلاح شده، رفتار خمشی، منحنی ممان -

انحنا، منحنی بار-تغییر مکان.

مقالات مستخرج از پایان نامه

۱- عرب رحیمی م، جندقی علایی ف، (۱۳۹۷). "بررسی اثر بتن‌های اصلاح شده با پلیمر (PMC) بر شکل پذیری تیرهای بتنی مسلح به میلگرد FRP"، کنفرانس عمران، معماری و شهرسازی کشورهای جهان اسلام، تبریز، دانشگاه تبریز.

2- *Arabrahimi, M., Alae, F.J., "Ductility Enhancement of Cement-Based Section Reinforced With FRP Bars", 13th International Conference on Costs, Ports and Marine Structures (ICOPMAS 2018), November 2018, Tehran, Iran.*

فهرست مطالب

فصل اول: مقدمه ۱

- ۱-۱- کلیات ۲
- ۲-۱- ضرورت انجام تحقیق ۱۲
- ۳-۱- شکل پذیری ۱۳
- ۱-۳-۱- دسته بندی سازه‌ها بر اساس سطح شکل پذیری ۱۴
- ۲-۳-۱- روابط مربوط به محاسبه انواع شکل پذیری ۱۵

فصل دوم: مروری بر ادبیات فنی ۲۳

- ۱-۲- بررسی شکل پذیری تیرهای بتنی مسلح به میلگرد FRP و الیاف فولادی به صورت آزمایشگاهی [۱۲] ۲۴
- ۲-۲- بررسی روش محاسباتی برای خمش المان‌های مسلح شده به میلگرد پلیمری [۱۳] ۲۵
- ۳-۲- بررسی رفتار محوری و خمشی ستون بتنی در تیوب FRP هم به صورت مسلح شده به میلگرد FRP و هم به صورت غیرمسلح [۱۴] ۲۶
- ۴-۲- مقایسه رفتار لرزه‌ای دال‌های بتنی مسلح شده با میلگرد FRP با دال‌های بتنی مسلح شده با میلگرد فولادی [۱۵] ۳۰
- ۵-۲- بررسی رفتار تیرهای بتنی مسلح شده با میلگردهای FRP [۱۶] ۳۱
- ۶-۲- بررسی سختی و خیز تیرهای مسلح شده با میلگرد FRP به کمک آزمایش مودال و الگوریتم ژنتیک [۱۷] ۳۲
- ۷-۲- بررسی پیرامون شکل پذیری تیرهای بتن آرمه طراحی شده بر اساس آیین نامه ACI [۱۸] ۳۳
- ۸-۲- بررسی رفتار خمشی تیرهای بتنی سبک و مسلح شده با میلگردهای FRP [۱۹] ۳۴
- ۹-۲- خواص سخت شدگی کرنشی بتن الیافی با عملکرد فوق بالا تحت بار گذاری مستقیم کششی [۲۰] ۳۵
- ۱۰-۲- رفتار خمشی بتن مسلح شده به الیاف نارگیل که به صورت دابل توسط FRP متشکل از الیاف کتان دور پیچی شده است [۲۱] ۳۶
- ۱۱-۲- عملکرد لرزه‌ای ستون‌های بتنی SMA و میلگردهای الیاف مسلح پلیمری [۲۲] ۳۸
- ۱۲-۲- شاخص شکل‌پذیری در تیرهای بتنی مسلح به میلگردهای FRP [۸] ۴۱

فصل سوم: روش انجام تحقیق ۴۳

- ۱-۳- مقدمه ۴۴
- ۲-۳- نرم افزار اصلی مورد استفاده در این پژوهش ۴۴
- ۳-۳- خصوصیات رفتار مکانیکی مصالح ۴۴
- ۱-۳-۳- فولاد ۴۵
- ۲-۳-۳- بتن ۴۵
- ۳-۳-۳- بتن پلیمری (PC) ۴۷

- ۴۸-۳-۴- بتن اصلاح شده پلیمری (PMC).....
- ۴۹-۳-۵- کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC).....
- ۵۱-۳-۶- میلگردهای FRP.....
- ۵۱-۳-۴- نحوه دوخطی کردن نمودارها.....
- ۵۴-۳-۵- نحوه شبیه سازی مدل در برنامه کامپیوتری.....
- ۵۴-۳-۱- رسم منحنی لنگر-انحنای.....
- ۵۷-۳-۲- رسم منحنی بار-تغییر شکل.....
- ۶۱-۳-۶- صحت سنجی.....
- ۶۱-۳-۱-۶- اعتبار سنجی با نتایج آزمایشگاهی مدا و همکاران [۲۸].....
- ۶۳-۳-۲-۶- اعتبار سنجی با نتایج آزمایشگاهی صالح و همکاران [۱۲].....

فصل چهارم: محاسبه و استخراج نتایج..... ۶۷

- ۶۸-۴-۱- مقدمه.....
- ۶۹-۴-۲- طراحی خمشی مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای پلیمری.....
- ۷۰-۴-۲-۱- مقاومت خمشی.....
- ۷۵-۴-۲-۲- سرویس پذیری مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای پلیمری.....
- ۷۹-۴-۲-۳- خرابی ناشی از خزش و خستگی در مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای پلیمری.....
- ۸۰-۴-۳- بررسی کمترین شکل پذیری مجاز بتن آرمه متداول بر اساس آیین نامه بتن ایران (آبا).....
- ۸۱-۴-۱-۳- آنالیز حساسیت عرض مقطع بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس آبا.....
- ۸۲-۴-۲-۳- آنالیز حساسیت عمق مؤثر مقطع بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس آبا.....
- ۸۴-۴-۳-۳- آنالیز حساسیت مقاومت فشاری بتن بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس آبا.....
- ۸۵-۴-۳-۴- آنالیز حساسیت مقاومت فشاری بتن بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس آبا.....
- ۸۶-۴-۴- بررسی کمترین شکل پذیری مجاز بتن آرمه متداول بر اساس آیین نامه بتن آمریکا (ACI 318-14).....
- ۸۶-۴-۱- محاسبه شکل پذیری با استفاده از روابط تحلیلی مطابق آیین نامه ACI 318-14.....
- ۸۸-۴-۲- آنالیز حساسیت عرض مقطع بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس ACI 318-14.....
- ۸۹-۴-۳- آنالیز حساسیت عمق مؤثر مقطع بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس ACI 318-14.....
- ۸۹-۴-۴- آنالیز حساسیت مقاومت فشاری بتن بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس ACI 318-14.....

- ۹۱-۵-۴ بررسی شکل پذیری چند نمونه تیر مربوط به ساختمانهای متداول.....
- ۹۲-۶-۴ رویکرد استفاده از بتن پلیمری.....
- ۹۲-۶-۴-۱ ترکیب بتن پلیمری PCNA-0.5 و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری CFRP,AFRP و GFRP.....
- ۹۷-۶-۴-۲ ترکیب بتن پلیمری PCNS-2.0 و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری CFRP,AFRP و GFRP.....
- ۱۰۳-۶-۴-۳ ترکیب بتن پلیمری PCNS-0.5 و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری CFRP,AFRP و GFRP.....
- ۱۱۱-۶-۴-۴ ترکیب بتن اصلاح شده پلیمری PMC-SBR و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری CFRP,AFRP و GFRP.....
- ۱۱۶-۶-۴-۵ ترکیب کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC) و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری CFRP,AFRP و GFRP.....

۱۲۵ فصل پنجم: نتیجه گیری و پیشنهادها

- ۱۲۶-۱-۵ نتیجه گیری و بحث.....
- ۱۲۶-۱-۱-۵ نتایج بررسی کمترین شکل پذیری مجاز.....
- ۱۲۷-۱-۵-۲ نتایج استفاده از بتن پلیمری بر شکل پذیری مقاطع مسلح به میلگرد FRP و بحث پیرامون آن.....
- ۱۲۸-۱-۵-۳ نتایج ترکیب بتن اصلاح شده پلیمری PMC-SBR و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری CFRP,AFRP و GFRP و بحث پیرامون آن.....
- ۱۲۹-۱-۵-۴ نتایج ترکیب کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC) و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری CFRP,AFRP و GFRP و بحث پیرامون آن.....
- ۱۲۹-۲-۵ پیشنهادها.....

۱۳۱ فصل ششم: پیوست

۱۳۵ فصل هفتم: منابع

فهرست اشکال

- شکل ۱-۱: نمودار تنش-کرنش بتن در فشار [۱]..... ۲
- شکل ۲-۱: نمودار تنش-کرنش بتن در کشش [۱]..... ۳
- شکل ۳-۱: نمودار تنش-کرنش فولاد [۳]..... ۴
- شکل ۴-۱: خوردگی در پایه‌های پل [۵]..... ۶
- شکل ۵-۱: خوردگی در میلگردهای دال‌های بتنی [۵]..... ۶
- شکل ۶-۱: خوردگی آرماتور در عرشه‌های بتنی [۵]..... ۷
- شکل ۷-۱: نمودارهای تنش و کرنش مقاطع مسلح به میلگرد FRP با فرض رسیدن ترک خوردن اولین تار فشاری بتن [۶]..... ۱۱
- شکل ۸-۱: نمودارهای تنش و کرنش مقاطع مسلح به میلگرد FRP با فرض رسیدن تنش میلگرد FRP به حد نهایی خود و خرد شدن بتن به صورت هم‌زمان (حالت متعادل) [۶]..... ۱۱
- شکل ۹-۱: نمودارهای تنش و کرنش مقاطع مسلح به میلگرد FRP با فرض رسیدن تنش میلگرد FRP به حد نهایی خود [۶]..... ۱۲
- شکل ۱۰-۱: رابطه بین مقاومت و شکل پذیری سازه [۷]..... ۱۴
- شکل ۱۱-۱: نمودار تغییر مکان-بار به صورت شماتیک برای یک المان بتن آرمه [۷]..... ۱۵
- شکل ۱۲-۱: نمودار لنگر-انحنای به صورت شماتیک [۷]..... ۱۷
- شکل ۱۳-۱: روابط لنگر، انحنای و خیز برای یک المان منشوری بتن آرمه [۷]..... ۱۸
- شکل ۱۴-۱: تعریف جدید شکل پذیری بر مبنای تحقیقات نعمان و جئونگ [۹]..... ۱۹
- شکل ۱-۲: تأثیر اضافه کردن SF به مخلوط در نمودار تنش-کرنش [۱۲]..... ۲۴
- شکل ۲-۲: تأثیر اضافه کردن SF به مخلوط در خیز وسط دهانه [۱۲]..... ۲۵
- شکل ۳-۲: راندمان سطح مقطع نمونه‌ها براساس استاندارد بتن آمریکا [۱۷]..... ۲۶
- شکل ۴-۲: قالب نمونه‌های CFRT و صفحه انتقال نیرو [۱۴]..... ۲۷
- شکل ۵-۲: چیدمان آزمون بارگذاری ۴ نقطه‌ای [۱۴]..... ۲۸
- شکل ۶-۲: نمونه‌های آزمایش شده تحت بارگذاری در مرکز سطح مقطع [۱۴]..... ۲۸

- شکل ۲-۷: نمودار نیرو-محوری-تغییر شکل محوری برای بارگذاری در مرکز [۱۴]..... ۲۹
- شکل ۲-۸: نمودار نیرو-محوری-تغییر شکل محوری و همچنین نیروی محوری-تغییر شکل جانبی برای بارگذاری خارج مرکز [۱۴]..... ۲۹
- شکل ۲-۹: نمودار ممان-انحنای نمونه‌های آزمایش شده [۱۴]..... ۳۰
- شکل ۲-۱۰: شمای کلی چینش دستگاه [۲۰]..... ۳۵
- شکل ۲-۱۱: نمودار تنش-کرنش برای بتن با الیاف تابیده و درصدهای متفاوت (a: ۱، ۵، ۱۰٪؛ b: ۲٪ و c: ۳٪) [۲۰]..... ۳۵
- شکل ۲-۱۲: نمودار تنش-کرنش برای بتن با الیاف قلاب دار و درصدهای متفاوت [۲۰]..... ۳۶
- شکل ۲-۱۳: نمای کلی از دو نمونه a: دور پیچی خارجی نمونه بتنی b: دور پیچی خارجی و داخلی نمونه بتنی [۲۱]..... ۳۶
- شکل ۲-۱۴: نمودار تنش-کرنش محوری نمونه‌ها [۲۱]..... ۳۷
- شکل ۲-۱۵: نمودار تنش-کرنش جانبی نمونه‌ها [۲۱]..... ۳۷
- شکل ۲-۱۶: مد خرابی نمونه‌های ساخته شده [۲۱]..... ۳۸
- شکل ۲-۱۷: جزئیات هندسی ستون بتنی هیبریدی [۲۲]..... ۳۹
- شکل ۲-۱۸: سمت راست: جابه جایی (لغزیدن) آرماتور ستون تحت بارگذاری جانبی ۳۹
- سمت چپ: مدل اجزای محدود ستون بتنی هیبریدی [۲۲]..... ۳۹
- شکل ۲-۱۹: مقایسه نمودار نیرو- جابه جایی نمونه آزمایشگاهی و نتایج پیش‌بینی شده توسط مدل اجزای محدود [۲۲]..... ۴۰
- شکل ۲-۲۰: نتایج آزمون پوش آور برای انواع متفاوتی از ستون‌های هیبریدی [۲۲]..... ۴۰
- شکل ۲-۲۱: جزئیات نمونه تیرهای ساخته شده [۸]..... ۴۱
- شکل ۲-۲۲: منحنی عرض ترک-لنگر اعمال شده [۸]..... ۴۲
- شکل ۲-۲۳: منحنی ممان-انحنای نمونه‌های ساخته شده [۸]..... ۴۲
- شکل ۳-۱: نمودار ایده آل تنش-کرنش فولاد (فشار و کشش)..... ۴۵
- شکل ۳-۲: (الف) مدل بتن تحت فشار [۱۰]، (ب) مدل بتن تحت کشش [۱]..... ۴۶
- شکل ۳-۳: نمودار تنش-کرنش برای بتن‌های پلیمری مختلف [۲۳] و نمودار مدل‌های استفاده شده در برنامه ۴۷

- شکل ۳-۴: نمودار تنش فشاری- کرنش مربوط به PMC-SBR (عدد داخل پرانتز بیانگر مدول الاستیسیته بر حسب $kgf/cm^2 \times 10^4$ است.) [۲۴] ۴۹
- شکل ۳-۵: نمودار تنش- کرنش برای آزمون کشش مستقیم نمونه ECC [۲۵] ۵۰
- شکل ۳-۶: حالات متفاوت بهدست آوردن نقطه جاری شدن در منحنی بار تغییر مکان [۲۶] ۵۲
- شکل ۳-۷: منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان [۲۷] ۵۳
- شکل ۳-۸: بررسی نمودار دو خطی شده GFRP, 3 tor 20 ۵۴
- شکل ۳-۹: دیاگرام کرنش، تنش و نیرو برای یک مقطع ۵۷
- شکل ۳-۱۰: روند به دست آوردن منحنی بار- تغییر شکل ۵۸
- شکل ۳-۱۱: فلوجارت پیش بینی منحنی ممان-انحنا ۵۹
- شکل ۳-۱۲: فلوجارت پیش بینی منحنی بار-تغییر شکل ۶۰
- شکل ۳-۱۳: مشخصات هندسی مقطع و تیر آزمایشگاهی [۲۹] ۶۱
- شکل ۳-۱۴: مقایسه نتایج حاصل از مدل با نتایج آزمایشگاهی مدا [۲۹] برای نمونه ۱۶۴۴ ۶۲
- شکل ۳-۱۵: مقایسه نتایج حاصل از مدل با نتایج آزمایشگاهی مدا [۲۹] برای نمونه ۱۶۴۲ ۶۳
- شکل ۳-۱۶: مشخصات سطح مقطع تیر [۱۲] ۶۴
- شکل ۳-۱۷: مقایسه نتایج حاصل از مدل با نتایج آزمایشگاهی صالحو همکاران [۱۲] ۶۴
- شکل ۴-۱: منحنی ممان-انحنا برای بتن متداول با فولاد حداکثر، به ازای عرض مقطع‌های متفاوت ۸۲
- شکل ۴-۲: منحنی ممان-انحنا برای بتن متداول با فولاد حداکثر، به ازای عمق مؤثر متفاوت ۸۳
- شکل ۴-۳: اثر مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن بر منحنی ممان-انحنا مقاطع بتن آرمه متداول ۸۴
- شکل ۴-۴: منحنی‌های ممان-انحنا مدل‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد AFRP ۹۳
- شکل ۴-۵: منحنی دوخطی شده ممان-انحنا برای نمونه A6 ۹۴
- شکل ۴-۶: منحنی‌های ممان-انحنا نمونه‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد GFRP ۹۴
- شکل ۴-۷: منحنی دوخطی شده ممان-انحنا برای نمونه B7 ۹۵

- شکل ۴-۸: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد CFRP ۹۷
- شکل ۴-۹: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه C6 ۹۷
- شکل ۴-۱۰: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد AFRP ۹۸
- شکل ۴-۱۱: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه D4 ۹۹
- شکل ۴-۱۲: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد GFRP ۱۰۰
- شکل ۴-۱۳: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه E7 ۱۰۱
- شکل ۴-۱۴: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد CFRP ۱۰۲
- شکل ۴-۱۵: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه F4 ۱۰۳
- شکل ۴-۱۶: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد AFRP ۱۰۴
- شکل ۴-۱۷: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه G5 ۱۰۵
- شکل ۴-۱۸: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد GFRP ۱۰۵
- شکل ۴-۱۹: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه H7 ۱۰۶
- شکل ۴-۲۰: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد CFRP ۱۰۸
- شکل ۴-۲۱: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه I7 ۱۰۸
- شکل ۴-۲۲: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد AFRP ۱۱۱
- شکل ۴-۲۳: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد GFRP ۱۱۳
- شکل ۴-۲۴: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد CFR ۱۱۵
- شکل ۴-۲۵: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد AFRP ۱۱۷
- شکل ۴-۲۶: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه N1 ۱۱۸
- شکل ۴-۲۷: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد GFRP ۱۱۸
- شکل ۴-۲۸: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه O1 ۱۱۹
- شکل ۴-۲۹: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد CFRP ۱۲۱

شکل ۴-۳۰: منحنی دوخطی شده ممان-انحنا برای نمونه P1..... ۱۲۱

شکل ۴-۳۱: منحنی‌های ممان-انحنا مدل Q1 و Q2..... ۱۲۳

شکل ۶-۱: پلان تیپ طبقات ساختمان مدل شده در ETABS..... ۱۳۳

شکل ۶-۲: برش A-A مربوط به پلان تیپ طبقات ساختمان مدل شده در ETABS..... ۱۳۳

فهرست جداول

- جدول ۱-۱: معایب و مزایای میلگردهای FRP [۶] ۹
- جدول ۲-۱: مقاومت کششی، مدول کشسانی، کرنش جاری شدن و کرنش گسیختگی میلگردهای FRP و فولادی [۶] ۹
- جدول ۳-۱: میانگین نتایج آزمون کشش مستقیم نمونه ECC [۲۵] ۵۰
- جدول ۲-۳: مشخصات مکانیکی میلگردهای FRP [۶] ۵۱
- جدول ۱-۴: ضریب کاهشده شرایط محیطی برای الیاف متفاوت و شرایط مختلف [۶] ۷۲
- جدول ۲-۴: ضخامت پیشنهادی برای تیرها و دال های یکطرفه [۶] ۷۶
- جدول ۳-۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده براساس آبا برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای عرض مقطع‌های متفاوت ۸۱
- جدول ۴-۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده براساس آبا برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای عمق مؤثر متفاوت (تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگا پاسکال فرض شده است) ۸۳
- جدول ۵-۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده براساس آبا برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای مقاومت‌های ۲۸ روزه بتن متفاوت ۸۴
- جدول ۶-۴: اثر تنش جاری شدن فولاد بر حداقل شکل پذیری مجاز بتن آرمه متداول بر اساس آیین نامه آبا ۸۵
- جدول ۷-۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه ACI 318-14 برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای عرض مقطع‌های متفاوت ۸۸
- جدول ۸-۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه ACI 318-14 برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای عمق مؤثر متفاوت (تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگا پاسکال فرض شده است) ۸۹
- جدول ۹-۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه ACI 318-14 برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای مقاومت‌های ۲۸ روزه بتن متفاوت ۹۰
- جدول ۱۰-۴: اثر تنش جاری شدن فولاد بر حداقل شکل پذیری مجاز بتن آرمه متداول بر اساس آیین نامه ACI 318-14 ۹۰
- جدول ۱۱-۴: مشخصات کلی ساختمان مدل شده در ETABS ۹۱
- جدول ۱۲-۴: مشخصات تیرهای نمونه مربوط به ساختمان متداول ۹۲
- جدول ۱۳-۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد AFRP ۹۳

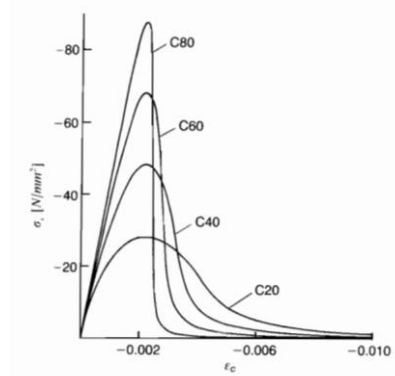
- جدول ۴-۱۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد GFRP ۹۵
- جدول ۴-۱۵: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد CFRP ۹۶
- جدول ۴-۱۶: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد AFRP ۹۸
- جدول ۴-۱۷: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد GFRP ۱۰۰
- جدول ۴-۱۸: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد CFRP ۱۰۲
- جدول ۴-۱۹: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد AFRP ۱۰۴
- جدول ۴-۲۰: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد GFRP ۱۰۶
- جدول ۴-۲۱: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد CFRP ۱۰۷
- جدول ۴-۲۲: مشخصات نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد AFRP ۱۱۲
- جدول ۴-۲۳: مشخصات نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد GFRP ۱۱۳
- جدول ۴-۲۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد CFRP ۱۱۴
- جدول ۴-۲۵: مشخصات نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد AFRP ۱۱۷
- جدول ۴-۲۶: مشخصات نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد GFRP ۱۱۹
- جدول ۴-۲۷: مشخصات نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد CFRP ۱۲۰
- جدول ۴-۲۸: مشخصات مدل ترکیب ECC و GFRP و ترکیب بتن متداول با GFRP ۱۲۲
- جدول ۶-۱: طرح اختلاط پایه بتن پلیمری [۲۳] ۱۳۲
- جدول ۶-۲: نوع و مقادیر استفاده شده از افزودنی‌های نانو در طرح اختلاط بتن‌های پلیمری [۲۳] ۱۳۲
- جدول ۶-۳: طرح اختلاط بتن اصلاح شده پلیمری PMC-SBR [۲۴] ۱۳۲

فصل اول: مقدمه

۱-۱- کلیات

یکی از مهم‌ترین چالش‌های انسان از دیرباز، دسترسی به مصالحی نوین بوده که بتواند نیازهای مختلف بشر را پاسخ‌گو باشد. در راستای نیل به این هدف، استفاده از مصالح کامپوزیت^۱ افزایش چشم‌گیری داشته است. مصالح کامپوزیت ترکیب دو یا چند نوع مصالح با ویژگی‌های متفاوت، به منظور دستیابی به یک ماده جدید با ویژگی‌های برتر نسبت به مصالح و مواد تشکیل‌دهنده آن می‌باشد. بتن مسلح^۲ از دسته این نوع مصالح کامپوزیت می‌باشد. بتن مسلح، به طور کلی تشکیل شده از ۲ جزء بتن و فولاد می‌باشد.

بتن ماده‌ای است که مقاومت فشاری قابل قبولی از خود نشان می‌دهد. این ماده به صورت شماتیک نمودار تنش-کرنش^۳ مطابق شکل ۱-۱ را دارد. در این شکل منحنی‌های رفتاری برای رده‌های متفاوت بتن نشان داده شده است [۱].



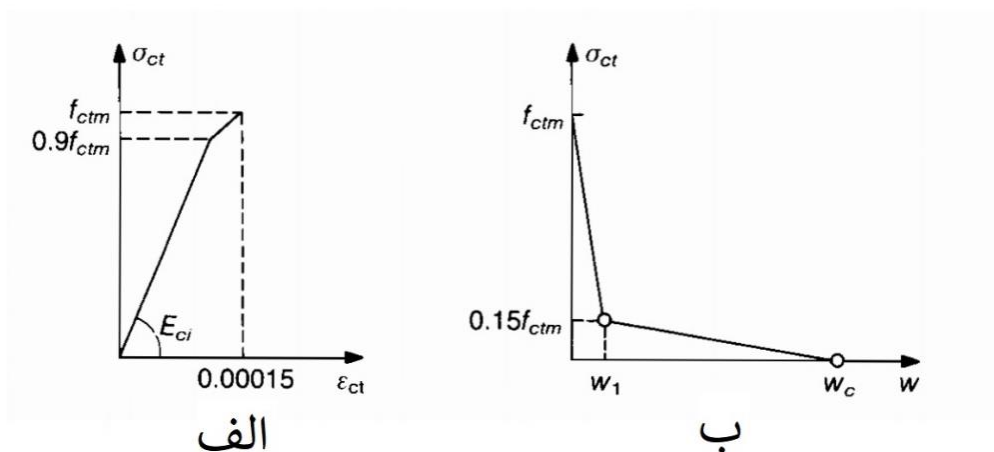
شکل ۱-۱: نمودار تنش-کرنش بتن در فشار [۱]

^۱ Composite materials.

^۲ Reinforced Concrete (RC.)

^۳ Stress-Strain Diagram.

مطابق نشریه ۱۴-۳۱۸ انجمن بتن آمریکا (ACI.318-14)^۱ [۲] بتن در کرنش اندکی حدود ۰,۰۰۳ در فشار ترک می خورد. بنابراین یکی از نقاط ضعف آن نداشتن هشدار به هنگام خرابی است. مقاومت کششی بتن در حدود ۱۰-۱۵٪ مقاومت فشاری آن است. شکل ۱-۲ رفتار بتن تحت کشش را نشان می دهد. شکل ۱-۲-الف رفتار قبل از ترک خوردگی^۲ و شکل ۱-۲-ب رفتار بعد از ترک خوردگی^۳ را نشان می دهد. به دلیل ناچیز بودن مقاومت کششی بتن، در طراحی اعضای تحت بارگذاری محوری و خمشی می توان از نقش آن در محاسبات صرف نظر نمود [۲].



شکل ۱-۲: نمودار تنش-کرنش بتن در کشش [۱]

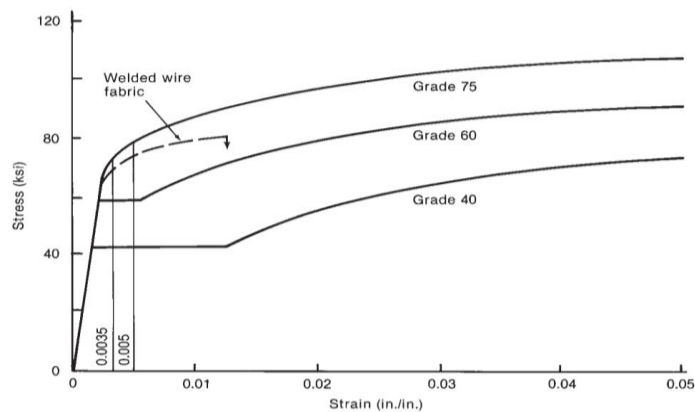
با این حال مقاومت کششی بتن، در بحث ترک خوردگی و خیز تحت بارهای سرویس از مؤلفه های مهم محاسبات به شمار می آید. با توجه به مطالب عنوان شده لازم است در ناحیه هایی که بتن در کشش قرار دارد از ماده ای دیگر استفاده نمود تا ضعف بتن در کشش را جبران کند.

^۱ American Concrete Institute.

^۲ "Before Cracking" or "pre-peak"

^۳ "After Cracking" or "post-peak"

با توجه به ویژگی‌ها و خصوصیات فولاد، این ماده به‌عنوان گزینه اصلی از دهه‌های پیشین مورد استفاده قرار گرفته است. دلایل اصلی که فولاد را به گزینه قابل قبولی تبدیل کرده است را می‌توان از بررسی نمودار تنش-کرنش فولاد متوجه شد. شکل ۱-۳ منحنی تنش-کرنش برای چند نوع میلگرد که تحت آزمون کشش قرار گرفته‌اند را نشان می‌دهد. همان‌طوری که قابل مشاهده است، فولاد بعد از رسیدن به تنش جاری شدن^۱ طی افزایش ناچیز تنش، افزایش کرنش زیادی را از خود نشان می‌دهد و در این حین، علاوه بر آنکه تنش فولاد کم نمی‌شود، بلکه افزایش تنش داریم که به این نوع رفتار، سخت شدگی^۲ می‌گویند. کرنش جاری شدن فولاد بین ۰,۴ تا ۰,۲۵٪ و کرنش گسیختگی آن بین ۶ تا ۱۲٪ می‌باشد [۳].



شکل ۱-۳: نمودار تنش-کرنش فولاد [۳]

برای فولاد ۳ کلاس شکل پذیری برای مقاصد طراحی تعریف شده است [۱].

Class A: $(f_t/f_y) \geq 1.08$ and $\epsilon_u \geq 5\%$

Class B: $(f_t/f_y) \geq 1.05$ and $\epsilon_u \geq 2.5\%$

^۱ Yield Stress.

^۲ Hardening.

Class S: $(f_t/f_y) \geq 1.15$ and $\epsilon_u \geq 6\%$

که در آن:

f_t : مقاومت کششی؛

f_y : تنش جاری شدن؛

ϵ_u : تغییر طول نهایی ناشی از بار بیشینه؛

در مواردی که شکل پذیری زیادی از سازه انتظار داریم، بایستی از کلاس S استفاده کنیم.

(به عنوان مثال در مناطق لرزه خیز)

امروزه استفاده از بتن مسلح در اکثر زمینه‌های ساخت و ساز، همانند انواع سازه‌های مسکونی و اداری، پل‌ها، سازه‌های دریایی، شمع‌ها، سدها، دیوارهای حائل و... آن چنان فراگیر شده است که بررسی و مطالعه هرچه بیشتر در این زمینه را می‌طلبد. در طول استفاده از این ماده مرکب در گذر زمان، نقاط قوت و ضعف این ماده کامپوزیت بیش از پیش مشخص شده است.

یکی از ضعف‌های بتن مسلح، بحث خوردگی میلگردهای فولادی به دلیل قرار گرفتن در شرایط محیطی مخرب (که گاهی اوقات به نام سرطان بتن از آن یاد می‌شود) و پیامدهای ناگوار آن می‌باشد. این مشکل برای سازه‌هایی که در مناطق ساحلی و مرطوب قرار دارند، به وفور دیده می‌شود تا جایی که عملاً سازه غیر قابل استفاده می‌شود و هزینه‌های بسیار گزافی جهت ترمیم و مقاوم‌سازی آن بایستی پرداخت شود. اولین گزارش‌های خوردگی میلگردها، مربوط به سازه‌های واقع در محیط‌های دریایی و سازه‌هایی که در معرض مواد شیمیایی مخرب قرار داشته‌اند، می‌باشد [۴]. تصاویر ۱-۴، ۱-۵ و ۱-۶ نمونه‌هایی از بتن‌آرمه که دچار خوردگی شده‌اند را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۴: خوردگی در پایه‌های پل [۵]



شکل ۱-۵: خوردگی در میلگردهای دال‌های بتنی [۵]



شکل ۱-۶: خوردگی آرماتور در عرشه‌های بتنی [۵]

برای مقابله و کنترل خوردگی، راه‌حل‌های متنوعی بیان شده است؛ از جمله استفاده از پوشش‌های گالوانیزه، اسپری‌های الکترواستاتیک، استفاده از بتن آغشته به پلیمر^۱، پوشش‌های اپوکسی و میلگردهای FRP^۲. تا اواخر دهه ۱۹۷۰ میلادی، میلگردهای FRP به‌عنوان گزینه قابل اعتماد مورد توجه قرار نگرفته بودند و استفاده تجاری از آن‌ها مقدور نبود [۶]. تا آنکه در سال ۱۹۸۳ اولین پروژه با استفاده از بودجه دپارتمان حمل و نقل آمریکا روی موضوع "انتقال تکنولوژی مصالح کامپوزیت به طراحی و ساخت و ساز پل‌ها" شروع شد.

^۱ Polymer Impregnated Concrete.

^۲ Fiber-Reinforced Polymer.

میلگردهای FRP همانند سایر مصالح، دارای ویژگی‌های مثبت و منفی می‌باشند. مهم‌ترین مزیت این نوع مصالح، مقاومت در برابر خوردگی و داشتن ماهیت خنثی از لحاظ الکترومغناطیسی می‌باشد و یکی از اصلی‌ترین نقاط ضعف آن‌ها نداشتن رفتار پلاستیک (عدم وجود منطقه جاری شدگی قبل از گسیختگی) می‌باشد.

میلگردهای FRP بسته به نوع رزین و الیاف به کاررفته در آن به گونه‌های متفاوت^۱، AFRP^۲، CFRP^۳، PPRP^۴، PESFRP^۵ و BFRP^۶ تقسیم می‌شوند. در جدول ۱-۱ به برخی از معایب مزایای میلگردهای FRP در سازه‌های بتنی، در مقایسه با سازه‌های بتن‌آرمه متداول طبقه‌بندی شده است [۶].

جدول ۱-۲ مشخصات کششی میلگردهای متداول FRP را در مقایسه با فولاد نشان می‌دهد. درصد الیاف به کار رفته در این میلگردها، بین ۰,۵ تا ۰,۷ می‌باشد.

^۱ Glass Fiber-Reinforced Polymer.

^۲ Aramid Fiber-Reinforced Polymer.

^۳ Carbon Fiber-Reinforced Polymer.

^۴ Polypropylene Fiber-Reinforced Polymer.

^۵ Polyether sulfone Fiber-Reinforced Polymer.

^۶ Basalt Fiber-Reinforced Polymer.

جدول ۱-۱: معایب و مزایای میلگردهای FRP [۶]

مزایای میلگردهای FRP	معایب میلگردهای FRP	ردیف
مقاومت کششی بالا در راستای طولی میلگرد. (متفاوت بر اساس جهت بارگذاری)	جاری نشدن قبل از شکست ترد.	۱
مقاومت در برابر خوردگی. (بدون استفاده از پوشش‌های محافظ)	مقاومت عرضی کم.	۲
خنثی بودن از لحاظ مغناطیسی.	مدول الاستیسیته پایین. (متفاوت نسب به جنس میلگردها)	۳
تحمل بالا در برابر پدیده خستگی.	حساس بودن رزین و الیاف در برابر قرار گرفتن تحت تابش امواج ماوراءبنفش.	۴
وزن سبک. (حدود ۱/۵ تا ۱/۴ چگالی فولاد)	کارایی پایین الیاف شیشه‌ای در محیط‌های مرطوب.	۵
رسانایی پایین گرمایی و الکتریکی.	کارایی پایین برخی از الیاف شیشه‌ای و آرامید در محیط‌های قلیایی.	۶
	احتمال حساس بودن به آتش، متناسب به جنس ماتریس و پوشش بتن.	۷
	بالا بودن ضریب انبساط حرارتی در جهت عمود بر الیاف در مقایسه با بتن.	۸

جدول ۲-۱: مقاومت کششی، مدول کشسانی، کرنش جاری شدن و کرنش گسیختگی میلگردهای FRP و فولادی [۶]

AFRP	CFRP	GFRP	فولاد	
N/A	N/A	N/A	276 تا 517	تنش اسمی جاری شدن (MPa)
1720 تا 2540	600 تا 3690	483 تا 1600	483 تا 690	مقاومت کششی (MPa)
41 تا 125	120 تا 580	35 تا 51	200	مدول الاستیسیته (GPa) $\times 10^3$
N/A	N/A	N/A	0.14 تا 0.25	کرنش جاری شدن %
1.9 تا 4.4	0.5 تا 1.7	1.2 تا 3.1	6 تا 12	کرنش گسیختگی %

میلگردهای FRP دارای چگالی بین ۱,۲۵ تا ۲,۱ g/cm^3 می‌باشند، به عبارتی در حدود یک ششم تا یک چهارم چگالی مربوط به فولاد؛ در نتیجه با استفاده از آن‌ها در ساختمان و به طبع کاهش وزن سازه، کاهش هزینه‌های حمل و نقل، نصب، اجرا و نیروهای طراحی را به همراه خواهد داشت.

هنگامی که میلگردهای FRP تحت بارگذاری کششی قرار می‌گیرند، هیچ‌گونه رفتار پلاستیکی قبل از شکست از خود نشان نمی‌دهند، به عبارتی به صورت الاستیک خطی، تا نقطه شکست، تحمل بار می‌کنند. مقاومت فشاری میلگردهای FRP کمتر از مقاومت کششی آن‌ها است. مدهای خرابی و شکست میلگردهای FRP تحت بارگذاری فشاری محوری، به شرح زیر است:

- شکست کششی به صورت عرضی، ناشی از فشار طولی (شبیه اثر پواسون)؛
- میکرو کمانش‌های الیاف؛
- شکست برشی؛

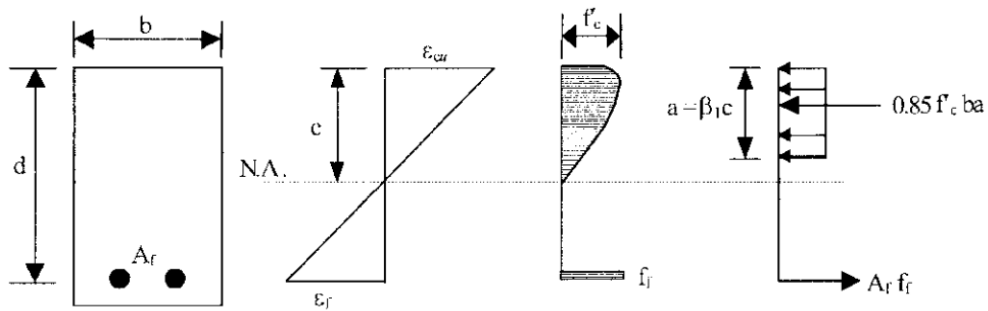
مد خرابی وابسته به نوع الیاف، درصد به‌کارگیری الیاف در میلگرد و جنس رزین است. به طور کلی هرچه مقاومت کششی میلگرد افزایش پیدا می‌کند، مقاومت فشاری آن نیز افزایش پیدا کرده، به غیر از میلگرد AFRP که در آن، الیاف در تنش‌های فشاری کم، از خود رفتار غیر خطی نشان می‌دهند [۶]. با وجود تحقیقات گسترده روی رفتار فشاری میلگردهای FRP، استفاده از آن‌ها به‌عنوان میلگرد فشاری در آئین‌نامه‌ها توصیه نمی‌شود؛ ولی به هر حال استفاده از آن‌ها در نواحی فشاری اعضای خمشی، در بعضی از موارد اجتناب ناپذیر است. در این حالات، بایستی از مقاومت فشاری آن صرف‌نظر نمود و تمهیدات ویژه‌ای در نظر گرفت [۶].

طبق استاندارد ACI 440.1R-06 [۶] مدهای محتمل خرابی المان‌های خمشی، در مقاطع

مسلح به میلگرد FRP شامل ۳ مورد زیر است:

الف: خرد شدن بتن در فشار

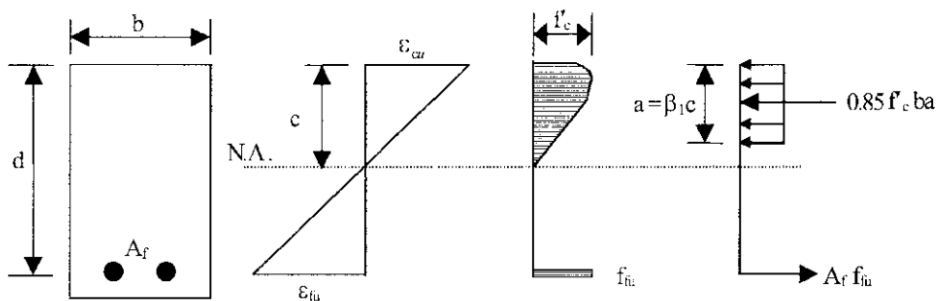
در این حالت، مطابق شکل ۷-۱ خرابی سازه، با رسیدن دورترین تار فشاری بتن به کرنش نهایی خود (عموماً به میزان تقریبی 0.003) رخ می‌دهد؛ به عبارتی در این حالت، هنوز تنش ایجاد شده در میلگردهای FRP به حد نهایی خود نرسیده است.



شکل ۷-۱: نمودارهای تنش و کرنش مقاطع مسلح به FRP با فرض رسیدن ترک خوردن اولین تار فشاری بتن [۶]

ب: شکست متعادل

در این حالت، مطابق شکل ۸-۱ دورترین تار فشاری بتن، به تنش نهایی خود رسیده است و به طور هم‌زمان، میلگردهای FRP به تنش نهایی خود رسیده‌اند.

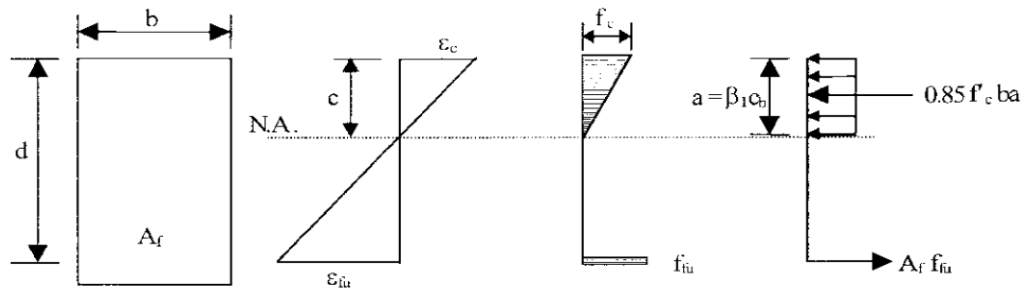


شکل ۸-۱: نمودارهای تنش و کرنش مقاطع مسلح به FRP با فرض رسیدن تنش میلگرد FRP به حد نهایی خود و خرد شدن بتن به صورت هم‌زمان (حالت متعادل) [۶]

پ: رسیدن تنش در میلگردهای FRP به مقدار نهایی خود، قبل از رسیدن تنش در بتن

فشاری به حد نهایی 0.003

در این حالت، مطابق شکل ۹-۱ گسیخته شدن میلگردهای کششی، تعیین کننده خرابی المان هستند.



شکل ۹-۱: نمودارهای تنش و کرنش مقاطع مسلح به میلگرد FRP با فرض رسیدن تنش میلگرد FRP به حد نهایی خود [۶]

۲-۱- ضرورت انجام تحقیق

همان طوری که توضیح داده شد، مدهای خرابی شامل ۳ حالت خرد شدن بتن در ناحیه فشاری، گسیخته شدن میلگردهای FRP در ناحیه کششی و یا اتفاق همزمان هر ۲ حالت فوق می‌باشند. هر ۳ مد خرابی گفته شده، از نوع ترد^۱ می‌باشد؛ بنابراین آئین‌نامه اجازه می‌دهد که از هر ۳ مد خرابی به منظور مکانیزمی برای کنترل خرابی المان استفاده نمود.

^۱ Brittle.

مفهوم شکل پذیری^۱ در اکثر آیین‌نامه‌ها یکی از نیازمندی‌ها در طراحی سازه‌ها می‌باشد. در سازه‌های بتن‌آرمه متداول، شکل پذیری بر اساس نسبت تغییر شکل نهایی به تغییر شکل در ابتدای جاری شدن، تعریف می‌شود که این شاخص از جاری شدن فولادها منتج می‌شود.

رفتار ترد و شکننده مقاطع بتنی مسلح به میلگرد FRP نگران کننده است و بایستی دنبال راه حل مناسبی بود که بتوان رفتار سازه را شکل پذیرتر نمود تا در هنگام بارگذاری، جذب انرژی بیشتر و همچنین قبل از خرابی هشدار لازم را برای استفاده کنندگان از سازه داشته باشیم.

بنابراین در این پژوهش، به دنبال راهکاری برای بهبود وضعیت شکل پذیری مقاطع بتن‌آرمه مسلح به میلگردهای FRP می‌باشیم و رویکردهای متفاوت را مورد بررسی قرار می‌دهیم.

۱-۳- شکل پذیری

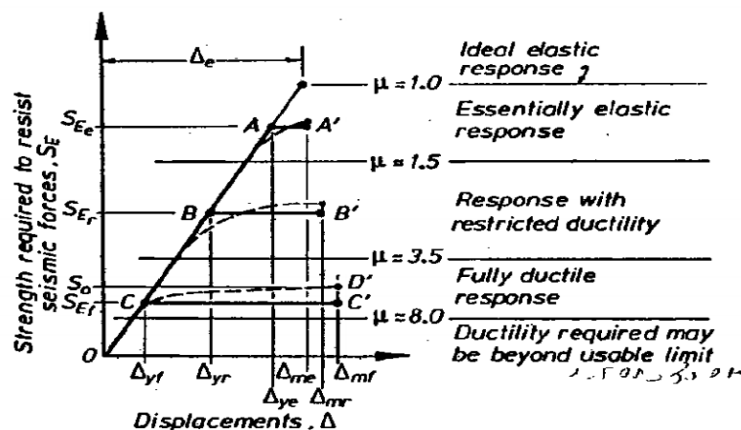
به منظور به حداقل رساندن خسارات کلی و اطمینان از سرویس پذیر بودن سازه در هنگام اعمال بارهای جانبی، سازه بایستی قادر به حفظ قسمتی از مقاومت اولیه خود در حین تغییر شکل‌های بزرگ ناشی از بارهای جانبی و یا حتی بارهای ثقلی باشد.

این قابلیت برای کل سازه و یا المان‌های آن و یا حتی مصالح به کاربرده شده در ساخت سازه، به طور کلی توسط مفهوم شکل پذیری بیان می‌شود [۷]. این مفهوم در برگیرنده قابلیت سازه در تحمل تغییر شکل‌های بزرگ و همچنین، ظرفیت مستهلک کردن انرژی توسط رفتار هیستریزیس می‌باشد.

^۱ Ductility

۱-۳-۱- دسته بندی سازه‌ها بر اساس سطح شکل پذیری

می‌توان با استفاده از شاخص عملکرد مبنی بر کنترل خرابی، سازه‌ها را بر اساس سطوح شکل پذیری طبقه‌بندی نمود. مطابق شکل ۱-۱۰ مقاومت S_E ، مقاومت مورد نیاز جهت تحمل نیروهای لرزه‌ای القا شده به سازه و Δ جابه‌جایی سازه در سطوح مختلف می‌باشد.



شکل ۱-۱۰: رابطه بین مقاومت و شکل پذیری سازه [۷]

به طور کلی سازه دارای ۲ دسته بندی پاسخ الاستیک و پاسخ شکل‌پذیر می‌باشد. پاسخ شکل پذیر خود به دو دسته رفتار کاملاً شکل‌پذیر و رفتار شکل‌پذیر محدود تقسیم می‌شود.

با اینکه روش‌های متفاوتی برای محاسبه شکل‌پذیری موجود می‌باشد ولی شکی نیست که شکل‌پذیری، قابلیت مستهلک کردن انرژی بدون کاهش ظرفیت باربری، تعریف می‌شود. شکل‌پذیری یکی از معیارهای مورد توجه در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها می‌باشد. در سازه‌های بتن‌آرمه متداول، شکل‌پذیری به صورت نسبت تغییر شکل نهایی به تغییر شکل جاری شدن؛ که عموماً از جاری شدن فولادها به دست می‌آید، تعریف می‌شود. شکل‌پذیری کلی توسط رابطه ۱-۱ بیان می‌شود [۷]:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (1-1)$$

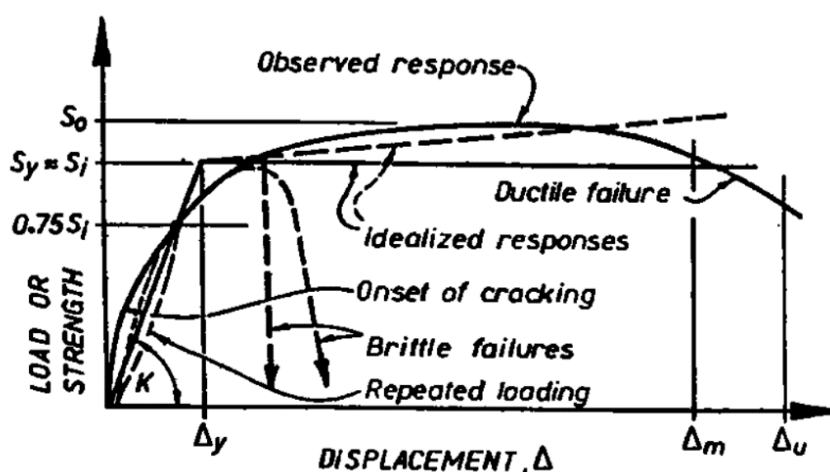
که در آن:

μ : شاخص شکل پذیری؛

Δ_m : بیشینه تغییر مکان؛

Δ_y : تغییر مکان لحظه جاری شدن؛

شکل ۱-۱ به صورت شماتیک رابطه غیرخطی تغییر شکل و نیرو را برای یک المان بتن آرمه که در آن تغییر مکان به صورت یکنواخت افزایش پیدا می کند را نشان می دهد.



شکل ۱-۱: نمودار تغییر مکان-بار به صورت شماتیک برای یک المان بتن آرمه [۱]

۱-۳-۲- روابط مربوط به محاسبه انواع شکل پذیری

۱-۳-۲-۱- روابط مربوط به محاسبه انواع شکل پذیری های مرسوم

اکنون روابط انواع مختلف شکل پذیری را به صورت مختصر بررسی می کنیم. به خاطر آنکه ماهیت کلی شکل پذیری به طور دقیق و واضح بیان نشده است، بنابراین به منظور ارائه تصویر روشنی از شکل پذیری، روش های متداول برای تعیین شکل پذیری مورد بررسی قرار می گیرد. رویکردهای متداول به منظور محاسبه شکل پذیری را می توان در ۳ گروه تقسیم بندی نمود:

الف- شکل پذیری کرنشی: ^۱مرجع اصلی برای شکل پذیری، قابلیت مصالح تشکیل دهنده سازه در متحمل شدن کرنش های پلاستیک بدون کاهش مقاومت است. شکل پذیری کرنشی به صورت رابطه ۱-۲ تعریف می شود [۷]:

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \quad (2-1)$$

که در آن:

ε : کرنش نهایی؛

ε_y : کرنش جاری شدن؛

می باشد. کرنش تحمیل شده به سازه نباید از بیشترین ظرفیت کرنشی آن، ε_m ، تجاوز کند.

ب- شکل پذیری بر اساس انحنای ^۲متداول ترین و مطلوب ترین منبع برای تغییر شکل های غیر الاستیک سازه، دوران مفاصل پلاستیکی است. از این رو مناسب است که دوران مقطع بر واحد طول (یا همان φ)^۱، حسب لنگر مورد بررسی قرار گیرد. بیشترین شکل پذیری مبتنی بر انحنای به صورت رابطه ۱-۳ تعریف می شود:

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_m}{\varphi_y}$$

که در آن:

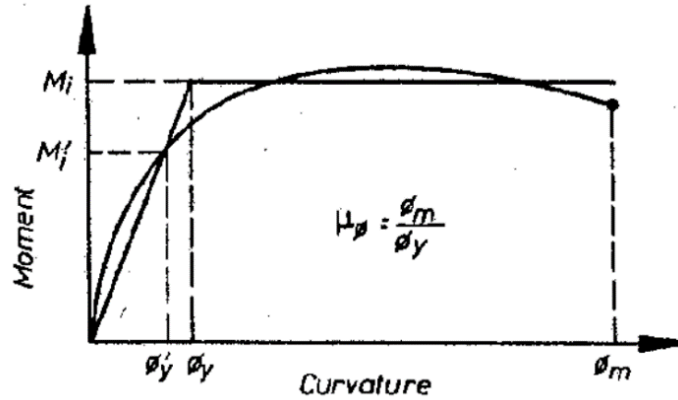
φ_m : بیشترین انحنای مورد انتظار؛

^۱ Strain Ductility.

^۲ Curvature Ductility

ϕ_y : انحنای لحظه جاری شدن؛

است. شکل ۱۲-۱ رابطه انحنای بر حسب لنگر را به صورت شماتیک نشان می‌دهد.



شکل ۱۲-۱: نمودار لنگر-انحنای به صورت شماتیک [۷]

پ: شکل پذیری بر اساس تغییر مکان: ^۱ راحت‌ترین کمیت به منظور محاسبه شکل پذیری سازه‌ها،

تغییر مکان آن می‌باشد. به عنوان مثال برای تیر مثل شکل ۱۳-۱، شکل پذیری به صورت رابطه ۴-۱

تعریف می‌شود [۷]:

$$\mu_E = \Delta / \Delta_y, \Delta = \Delta_y + \Delta_p \quad (4-1)$$

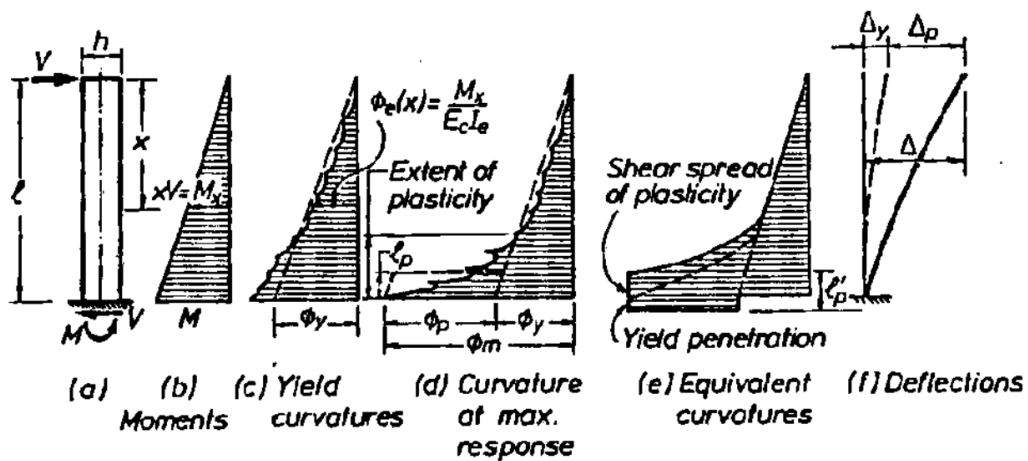
که در آن:

Δ_y : تغییر شکل جاری شدن؛

Δ_p : تغییر شکل پلاستیک؛

Δ_y هم‌زمان با انحنای جاری شدن، ϕ_y ، می‌باشد.

^۱ Displacement Ductility



شکل ۱-۱۳: روابط لنگر، انحنا و خیز برای یک المان منشوری بتن آرمه [۷]

۱-۱-۲-۳-۱- رابطه بین شکل پذیری بر حسب تغییر شکل و شکل پذیری بر حسب انحنا

برای یک المان سازه‌ای، رابطه بین شکل پذیری مبتنی بر تغییر شکل و شکل پذیری مبتنی بر انحنا به صورت انتگرال گیری انحنا در طول ارتفاع المان می‌باشد. این رابطه به صورت رابطه شماره ۱-۵ به شرح زیر است [۷]:

$$\mu_E = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = \frac{\int \varphi(x)x \cdot dx}{\int \varphi_e(x)x \cdot dx} = \frac{k_1 \varphi_x}{k_2 \varphi_y} = k \cdot \mu_\varphi \quad (5-1)$$

که در آن:

$\varphi(x)$: توزیع کرنش در پاسخ نهایی؛

$\varphi_e(x)$: توزیع کرنش در پاسخ الاستیک؛

k_1 و k_2 : ثابت‌های انتگرال گیری؛

۱-۲-۲-۳-۱- رویکردهای جدید در محاسبه انواع شکل پذیری:

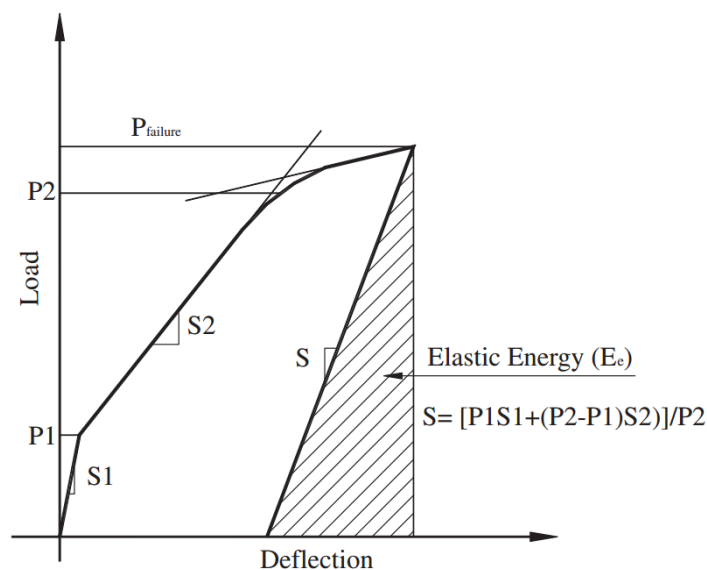
با توجه به مطالب گفته شده در قسمت‌های قبل، تعریف متداول و معمولی از شکل‌پذیری را نمی‌توان به‌طور مستقیم در سازه‌های بتنی مسلح شده به میلگردهای FRP اعمال کرد. بنابراین نیاز

است که رویکردی جدید در بحث شکل پذیری مطرح نمود که بتوان با آن معیار شکل پذیری در سازه‌های بتنی مسلح به میلگرد FRP را توصیف نمود. این موضوع از حدود ۲ دهه پیش به یکی از موضوعات مهم و قابل توجه مهندسين و جوامع علمی تبدیل شده است [۸].

به‌طور کلی ۲ رویکرد مطرح شده و به‌صورت گسترده مورد استفاده قرار گرفته است [۸]:

- رویکرد انرژی مبنا^۱
- رویکرد تغییر شکل مبنا^۲

رویکرد انرژی مبنا: این رویکرد اولین بار توسط نعمان و جئونگ معرفی گردید [۹]. در این رویکرد، شکل پذیری به‌عنوان ظرفیت مستهلک کردن انرژی بیان شده است. این شاخص به‌صورت نسبت انرژی کل به انرژی الاستیک، مطابق شکل ۱۴-۱ تعریف شده است:



شکل ۱۴-۱: تعریف جدید شکل پذیری بر مبنای تحقیقات نعمان و جئونگ [۹]

^۱Energy-based approach

^۲Deformation-based approach

نعمان و جئونگ رابطه ۶-۱ را برای محاسبه شاخص شکل پذیری، μ_E ، بیان کردند:

$$\mu_E = \frac{1}{2} \left(\frac{E_t}{E_e} + 1 \right) \quad (۶-۱)$$

که در آن:

E_t : انرژی کل به صورت مساحت زیر نمودار بار-خیز؛

E_e : انرژی الاستیک به صورت مساحت زیر خط S است (خط S مربوط به باربرداری است و به صورت میانگین وزنی سایر قسمت‌ها، محاسبه می‌شود)؛

رویکرد تغییر شکل مبنا: رویکرد تغییر شکل مبنا اولین بار توسط جائیگر و همکاران معرفی شد. در این رویکرد، شکل پذیری بازتابی از تغییر شکل، بین سطح نهایی و سطح سرویس است. در این رویکرد، می‌توان به اندازه‌ای که خیز (یا انحنا) بر روی شکل پذیری تأثیر می‌گذارد، روی اثربخشی مقاومت بر شاخص شکل پذیری حساب کرد [۱۰].

در این رویکرد، فاکتور مقاومت، C_s ، فاکتور خیز، C_d و فاکتور انحنا، C_c ، به صورت نسبت مقدار لنگر، خیز و یا انحنا در لحظه نهایی به مقادیر نظیر آن‌ها در لحظه‌ای که کرنش در دورترین تار بتن فشاری به مقدار ۰,۰۰۱ می‌رسد، محاسبه می‌شود. کرنش ۰,۰۰۱ به عنوان نقطه آغاز تغییر شکل غیر الاستیک بتن، مورد توجه قرار می‌گیرد. مقدار شکل پذیری طبق رابطه ۷-۱، فاکتور مقاومت طبق رابطه ۸-۱، فاکتور خیز طبق رابطه ۹-۱ و فاکتور انحنا طبق رابطه ۱۰-۱ تعریف می‌شوند [۱۰]:

$$J_index = C_s \times C_d \text{ یا } \mu_E = C_s \times C_c \quad (۷-۱)$$

$$C_s = \frac{M_u}{M_{E=0.001}} \quad (۸-۱)$$

$$C_d = \frac{\Delta_u}{\Delta_{\varepsilon=0.001}} \quad (9-1)$$

$$C_c = \frac{\psi_u}{\psi_{\varepsilon=0.001}} \quad (10-1)$$

که در آن‌ها:

M_u : لنگر نهایی؛

$M_{\varepsilon=0.001}$: لنگر در لحظه‌ای که کرنش دورترین تار فشاری بتن به $0,001$ می‌رسد؛

Δ_u : جابه‌جایی نهایی؛

$\Delta_{\varepsilon=0.001}$: جابه‌جایی در لحظه‌ای که کرنش دورترین تار فشاری بتن به $0,001$ می‌رسد؛

ψ_u : انحنای نهایی؛

$\psi_{\varepsilon=0.001}$: انحنای در لحظه‌ای که کرنش دورترین تار فشاری بتن به $0,001$ می‌رسد؛

شاخص شکل‌پذیری محاسبه‌شده توسط فاکتور انحنای، نتایج منطقی‌تر و نزدیک‌تر به واقعیت را دارند. رویکرد تغییر شکل مبنا، مورد تأیید اکثر جوامع علمی و دانشگاهی است تا جایی که آیین‌نامه The Canadian Highway Bridge Design این معیار را به‌عنوان یکی از شاخص‌های طراحی پذیرفته است [۱۱].

کمترین مقدار مجاز این معیار شکل‌پذیری برای تیرهایی با مقطع مستطیلی برابر ۴ و برای

تیرهای T شکل برابر ۶ است [۱۰].

فصل دوم: مروری بر

ادبیات فنی

۱-۲- بررسی شکل پذیری تیرهای بتنی مسلح به میلگرد FRP و الیاف فولادی به صورت

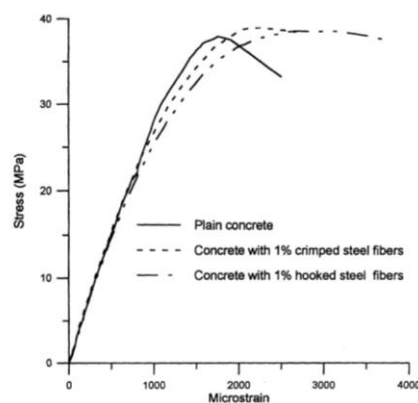
آزمایشگاهی [۱۲]

در این پژوهش، ۱۸ تیر بتنی متفاوت به صورت آزمایشگاهی و عملی مورد مطالعه قرار گرفته‌اند تا تأثیر اضافه کردن SF^۱ به تیر بتنی مسلح به میلگرد FRP از لحاظ افزایش شکل پذیری مورد بررسی و تحقیق قرار بگیرد.

متغیر اصلی در این پژوهش، نوع و درصد الیاف اضافه شده به مخلوط بوده است. مطالعات و بررسی‌های انجام شده به این نتیجه رسیده است که شکل پذیری تیر بتنی مسلح به میلگرد FRP کمتر از ۵۰٪ شکل پذیری RC می‌باشد. همچنین با اضافه کردن ۱٪ الیاف قلاب‌دار^۲ به مخلوط، می‌توان شکل پذیری هم‌اندازه با شکل پذیری تیر RC دریافت نمود.

در نمودار ۱-۲، تأثیر اضافه کردن SF به بتن مسلح به میلگرد FRP در نمودار تنش-کرنش

به نمایش گذاشته شده است:

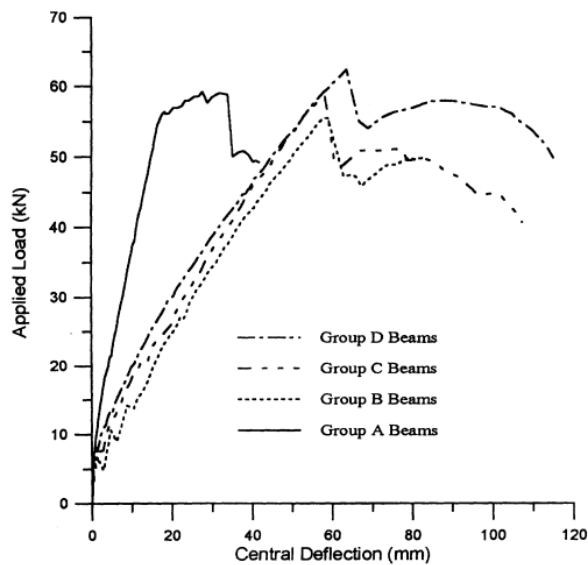


شکل ۱-۲: تأثیر اضافه کردن SF به مخلوط در نمودار تنش-کرنش [۱۲]

همچنین در شکل ۲-۲ اثر اضافه کردن SF در خیز وسط دهانه تیر نشان داده شده است:

^۱ Steel Fiber.

^۲ Hooked.



شکل ۲-۲: تأثیر اضافه کردن SF به مخلوط در خیز وسط دهانه [۱۲]

شایان ذکر است که طول تمامی نمونه‌ها ۲۹۰۰ میلی‌متر بوده و همگی تحت آزمون بارگذاری ۴ نقطه قرار گرفته‌اند. در نهایت نتیجه‌گیری انجام شده، بیان می‌کند که شکل پذیری تیر بتنی مسلح به میلگرد FRP را می‌توان با اضافه کردن SF به صورت قابل توجهی بهبود بخشید به نحوی که در مواردی (مخصوصاً در صورت استفاده از الیاف قلاب‌دار) می‌توان به شکل پذیری تیر بتن آرمه متداول رسید.

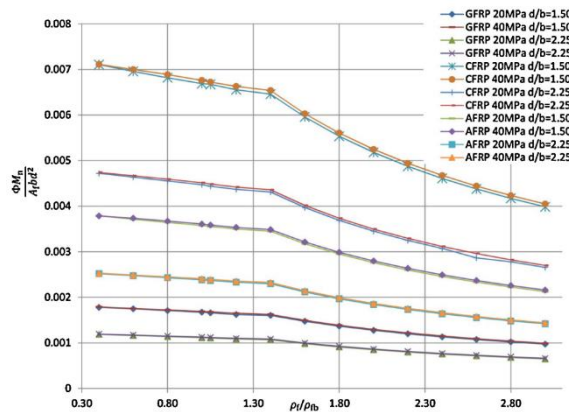
۲-۲- بررسی روش محاسباتی برای خمش المان‌های مسلح شده به میلگرد پلیمری [۱۳]

در این پژوهش، یک‌روند جدیدی برای تحلیل مقاومت خمشی المان‌های بتن آرمه مسلح به میلگرد FRP بیان شده است. تمرکز اصلی در این پژوهش، راندمان سطح مقطع این نوع بتن آرمه می‌باشد.

در این پژوهش، الگوریتم بیان شده برای محاسبه مقاومت خمشی المان بتنی مسلح شده به میلگرد FRP با توصیه‌های مراکز و منابع معتبر دنیا مقایسه شده است.

سپس نتایج و نمودارهای با توجه به استانداردهای معتبر دنیا رسم شده‌اند. به‌عنوان مثال در

شکل ۳-۲ راندمان سطح مقطع بر اساس استاندارد ACI 440.1R-06 بیان شده است.



شکل ۲-۳: راندمان سطح مقطع نمونه‌ها براساس استاندارد بتن آمریکا [۱۷]

از نتایج حاصل شده از این پژوهش می‌توان به این مورد اشاره کرد که هنگامی که مقدار میلگرد، به حدود ۱۴۰٪ آرماتور بالانس رسیده و هنگامی که نسبت d/b افزایش یافته، راندمان سطح مقطع به طور قابل توجهی کاهش پیدا کرده است.

هم‌چنین، مقاومت خمشی المان بتنی مسلح شده به میلگردهای پلیمری، بستگی زیادی به روش تعیین توزیع تنش فشاری در بتن دارد (با تأثیر بر در صد آرماتور بالانس).

به طور کلی این مقاله درک بهتری از رفتار میلگردهای FRP به ما می‌دهد تا بتوان با شناخت بیشتری نسبت به تحلیل و برخورد با این ماده نو پا مواجه شد.

۲-۳- بررسی رفتار محوری و خمشی ستون بتنی در تیوب FRP هم به صورت مسلح شده

به میلگرد FRP و هم به صورت غیرمسلح [۱۴]

در این پژوهش، به صورت آزمایشگاهی نمونه‌های به شکل ستون که توسط ورق‌های FRP دور پیچی شده‌اند و داخل آن‌ها از بتن پر شده است مورد بررسی قرار گرفته است. ۱۶ عدد CFRT^۱ و ۴

^۱ Concrete Filled Fiber Reinforced Polymer Tube.

عدد نمونه RC تحت بارگذاری نیروی محوری، بدون برون محوری و همچنین همراه برون محوری و نیز تحت آزمون خمش ۴ نقطه‌ای قرار گرفتند.

به منظور بررسی اثر میلگرد FRP بعضی از نمونه‌ها با این نوع میلگرد، مسلح شده‌اند.

در شکل ۲-۴ تصویری از قالب نمونه‌ها و صفحه واردکننده نیروی محوری را مشاهده می‌کنیم:



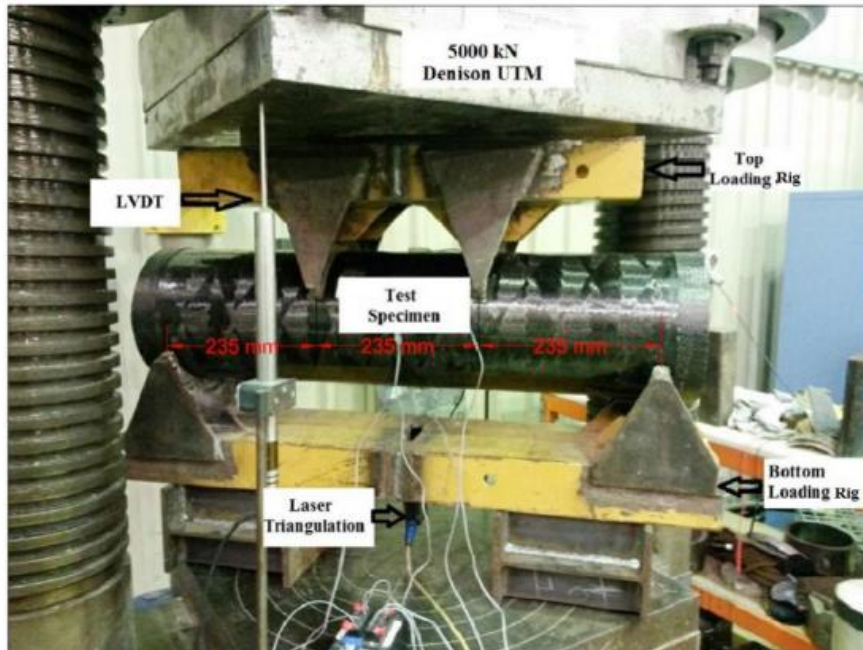
شکل ۲-۴: قالب نمونه‌های CFPT و صفحه انتقال نیرو [۱۴]

در تمامی نمونه‌های CFPT مد خرابی نمونه‌ها، شامل گسیختگی الیافها در ناحیه وسط ارتفاع به همراه خرد شدن بتن بوده است. نمونه‌هایی که مسلح نشده بودند، هنگام بارگذاری خارج از مرکز، در هنگام خرابی، به دو نیم از ناحیه وسط ارتفاع تقسیم شدند.

در نمونه‌های مسلح شده با میلگرد FRP تحت بارگذاری خارج از مرکز، به هنگام خرابی، گسیخته شدن پوشش FRP در نزدیکی میانه ارتفاع همراه با کمانش خارجی میلگردهای FRP و نیز گسیخته شدن بتن داخلی اتفاق افتاده است..

در نمونه‌های مسلح نشده CFPT که تحت بارگذاری ۴ نقطه‌ای قرار گرفته بودند (مطابق شکل

۲-۵) هنگام خرابی، گسیخته شدن پوشش FRP و تقسیم بتن به دو قسمت گزارش شده است.

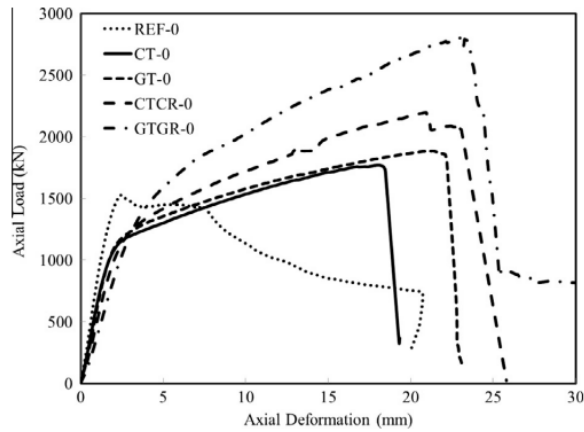


شکل ۲-۵: چیدمان آزمون بارگذاری ۴ نقطه‌ای [۱۴]

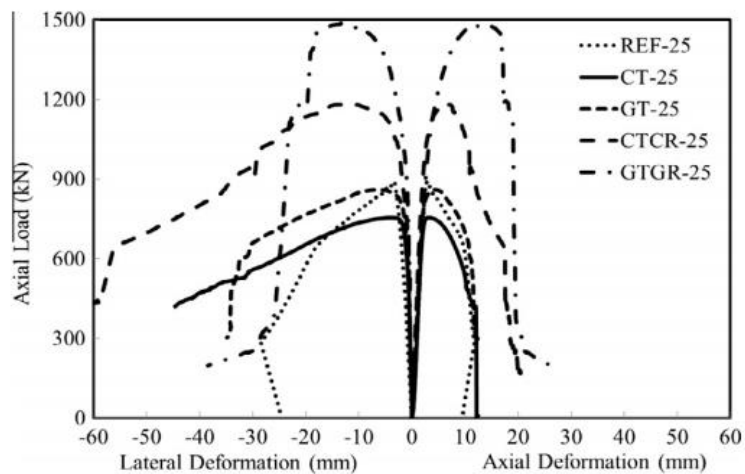


شکل ۲-۶: نمونه‌های آزمایش شده تحت بارگذاری در مرکز سطح مقطع [۱۴]

در اشکال ۲-۷ و ۲-۸ مشاهده می‌شود که منحنی نیرو-تغییرمکان آن به صورت قابل قبولی درآمده است، به عبارتی سطح زیر نمودار که مبین انرژی جذب شده می‌باشد به حد قابل قبولی رسیده است.

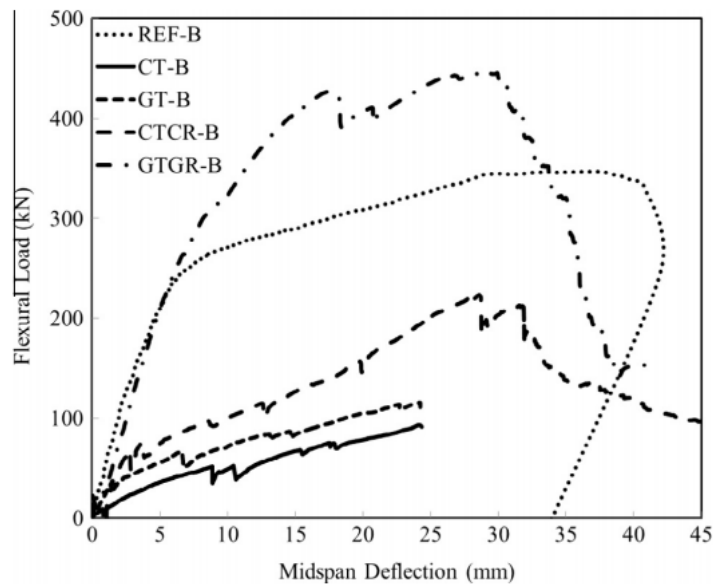


شکل ۲-۷: نمودار نیرو محوری-تغییر شکل محوری برای بارگذاری در مرکز [۱۴]



شکل ۲-۸: نمودار نیرو محوری-تغییر شکل محوری و همچنین نیروی محوری-تغییر شکل جانبی برای بارگذاری خارج مرکز [۱۴]

از نتایج قابل توجه دیگر آن است که با توجه به نمودار ممان-انحنای نمونه‌ها که بر اساس بارگذاری ۴ نقطه‌ای (همان خمش خالص) استخراج شده است، نتایجی بسیار نزدیک و در بعضی از نمونه‌ها حتی بهتر از بتن آرمه معمولی حاصل شده است (شکل ۲-۹).



شکل ۲-۹: نمودار ممان-انحنای نمونه‌های آزمایش شده [۱۴]

بنابراین بر طبق این پژوهش، همان‌گونه که با دانسته‌های تئوری می‌توان علل این گونه رفتار را پیش بینی کرد، با دور پیچ کردن نمونه استوانه بتنی (مخصوصاً آن که برخلاف نمونه‌هایی با مقطع مستطیل شکل، از لحاظ هندسه مقطع، تمرکز تنشی نداریم) توسط یک ماده‌ای که مقاومت بالایی داشته باشد و بتواند سختی مورد نیاز را تأمین کنید، به دلیل آنکه جلوی حرکت‌های جانبی گرفته می‌شود، مقاومت بالاتر و همچنین شکل پذیری بالاتری را شاهد خواهیم بود (اثر دور پیچی نمونه‌ها). اگر اثر پیش تنیدگی در نمونه اعمال شود، این مزایا بیشتر خود را نشان می‌دهند؛ زیرا از طرفین تنش محوری فشاری رو با داخل خواهیم داشت که ظرفیت و عملکرد مقطع را بهبود می‌بخشد.

۲-۴- مقایسه رفتار لرزه‌ای دال‌های بتنی مسلح شده با میلگرد FRP با دال‌های بتنی مسلح

شده با میلگرد فولادی [۱۵]

در این تحقیق، مدل‌سازی شانزده دال بتنی مسلح یک‌طرفه با تکیه‌گاه‌های ساده با استفاده از نرم‌افزار Abaqus ۶,۱۲ انجام شده است. چهار دال با میلگرد فولادی، چهار دال با میلگرد CFRP و

هشت دال با میلگرد GFRP مسلح شده‌اند. طراحی دال‌های بتنی مسلح شده با میلگردهای FRP با استفاده از آیین‌نامه ACI 440 و طراحی دال‌های بتنی مسلح شده با میلگرد فولادی با استفاده از آیین‌نامه ACI-318 انجام شده است. در این پژوهش، جابه‌جایی رفت و برگشتی به وسط دهانه دال‌ها اعمال شده است و پاسخ دال‌های بتنی مسلح شده با FRP به بارگذاری چرخه‌ای با دال‌های بتنی مسلح شده با فولاد مقایسه شده است. این مقایسه با استفاده از پارامترهای سختی، مقاومت و جذب انرژی انجام شده است. نتایج حاصل از این مقایسه نشان می‌دهد که دال‌های بتنی مسلح شده با میلگرد GFRP در پایان بارگذاری چرخه‌ای، افت مقاومت، افت سختی بیشتر و جذب انرژی کمتری نسبت به دال‌های بتنی مسلح شده با میلگرد فولادی از خود نشان می‌دهند، اما دال‌های بتنی مسلح شده با CFRP دارای افت مقاومت و افت سختی و جذب انرژی کمتر نسبت به دال‌های مسلح شده با فولاد هستند.

۲-۵- بررسی رفتار تیرهای بتنی مسلح شده با میلگردهای FRP [۱۶]

در این پژوهش که نوعی مدل‌سازی عددی است، تیرهای ساخته شده و مسلح شده با انواع متفاوتی از میلگردهای FRP تحت آزمون بارگذاری ۴ نقطه‌ای قرار گرفتند و نتایج توسط نتایج آزمایشگاهی اعتبار سنجی شده است.

در بررسی صورت گرفته به ارزیابی رفتار تیرهای بتنی مسلح شده با میلگردهای FRP و مقایسه آن‌ها با تیرهای مسلح شده با میلگرد فولادی به صورت عددی و با استفاده از نرم افزار ABAQUS پرداخته شده است. برای این کار تیرهای مسلح شده با انواع مختلف میلگرد FRP مدل‌سازی و تحت دو بار متمرکز ثابت مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در این راستا برای بررسی نقاط ضعف و قوت میلگردهای FRP در مسلح کردن تیر بتنی در قیاس با میلگرد فولادی، پارامترهایی نظیر مقاومت، شکل پذیری و جذب انرژی مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. نتایج به دست آمده حاکی از آن است که اگر FRP کمتر از مقدار آرماتور بالانس آیین نام ACI باشد، شکست ناشی از گسیختگی میلگرد FRP و از نوع شکست

ترد خواهد بود. برای اطمینان از اینکه شکست ناشی از گسیختگی بتن و از نوع شکست الاستو-پلاستیک باشد، بایستی ضریب اطمینان ۱,۴ آیین نام ACI را رعایت کرد. همچنین در نمونه‌های مسلح شده با میلگردهای FRP نسبت به نمونه‌های مسلح شده با میلگرد فولادی، افزایش مقاومت، کاهش شکل پذیری و افزایش جذب انرژی مشاهده شد.

۲-۶- بررسی سختی و خیز تیرهای مسلح شده با میلگرد FRP به کمک آزمایش مودال و

الگوریتم ژنتیک [۱۷]

تیرهای مسلح شده با میلگردهای پلیمری الیافی GFRP به دلیل مدول الاستیسیته کم این میلگردها در مقایسه با تیرهای بتن مسلح فولادی، دارای خیز و عرض ترک‌های بیشتری می‌باشند. هدف از این پژوهش، ارائه روابطی جدید برای ممان اینرسی مؤثر این تیرها بر مبنای داده‌های آزمایشگاهی و الگوریتم ژنتیک می‌باشد. همچنین در این تحقیق، اثر مدول الاستیسیته میلگردهای FRP در روابط مقاومت پیوستگی وارد شده و با نتایج آزمایشگاهی این تحقیق و ۴۳ نمونه تیر وصله‌دار مسلح شده با میلگردهای مختلف FRP در سایر پژوهش‌ها مقایسه شده است. در بخش آزمایشگاهی این تحقیق، ۱۵ نمونه آزمایشگاهی تیری مسلح شده با میلگردهای GFRP به عرض ۱۵۰، ارتفاع مقطع ۲۰۰ و طول ۲۳۰۰ میلی‌متر طراحی و ساخته شده است. این نمونه‌ها به دو گروه تقسیم می‌شوند. در گروه اول ۹ نمونه تیری بدون وصله (وصله میلگردها) و در گروه دوم ۶ نمونه وصله‌دار ساخته شده‌اند. به کمک آزمایش استاتیکی خیز وسط دهانه، مقاومت پیوستگی و شکل‌پذیری نمونه‌های آزمایشگاهی مورد بررسی قرار می‌گیرند. در آزمایش مودال نیز مقادیر تجربی فرکانس‌ها و شکل‌های مد به منظور استفاده در تابع هدف بهینه‌سازی و به هنگام سازی سختی تیر خسارت خورده برداشت می‌شوند. در بخش تحلیلی این تحقیق، روابط ممان اینرسی مؤثر پیشنهادی به‌گونه‌ای تخمین زده می‌شوند که تفاوت بین نتایج به دست آمده از مدل‌های پیشنهادی و داده‌های آزمایشگاهی به دست آمده از این تحقیق و ۵۵ نمونه تیری بدون وصله سایر پژوهش‌ها توسط الگوریتم ژنتیک کمینه شود. سپس، خیز حاصل از مدل‌های

پیشنهادی با خیز تجربی و مقادیر به دست آمده از روابط آیین‌نامه‌ای و مدل‌های سایر پژوهشگران مقایسه می‌گردد. در تیرهای مسلح شده با میلگردهای GFRP، کاهش سختی پس از ترک‌خوردگی شدیدتر خواهد بود.

برای ارزیابی وضعیت سازه‌های موجود پس از ایجاد خسارت باید مدل اجزای محدود آن‌ها به هنگام شود. در این تحقیق، یک روش عملی شناسایی خسارت معرفی می‌شود. با استفاده از الگوریتم ژنتیک توزیع مقاومت خمشی تیر به‌گونه‌ای تخمین زده می‌شود که فرکانس‌ها و شکل‌های مد به دست آمده از مدل تحلیلی کم‌ترین خطا را با مقادیر آزمایشگاهی به دست آمده از آزمایش مودال داشته باشد. نتایج نشان می‌دهند که خیز به دست آمده از مدل‌های پیشنهادی به نتایج آزمایشگاهی نزدیک می‌باشد. نتایج مقاومت پیوستگی نیز نشان می‌دهند که رابطه اصلاح‌شده پیشنهادی در این تحقیق مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. بر اساس نتایج آزمایش‌ها، شکل‌پذیری نمونه‌های وصله‌دار بیشتر از نمونه‌های مشابه و بدون وصله است. همچنین، با به کارگیری مقدار مناسبی آرماتور جانبی در طول وصله مد شکست پیوستگی از شکافت پوشش بتن به بیرون‌کشی آرماتور تبدیل خواهد شد که باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شود. نتایج ارزیابی خسارت نیز نشان می‌دهند که مقادیر ممان اینرسی تخمین زده شده با وضعیت ترک‌خوردگی نمونه‌های آزمایشگاهی در همان سطح بارگذاری هم‌خوانی دارند.

۲-۷- بررسی پیرامون شکل‌پذیری تیرهای بتن آرمه طراحی شده بر اساس آیین‌نامه ACI

[۱۸]

در این پژوهش، شکل‌پذیری مورد نیاز مقاطع بتن آرمه ساخته شده بر اساس آیین‌نامه ACI مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان دهنده آن است که موارد مشخص شده آیین‌نامه جهت پیش‌بینی شکل‌پذیری، مانند ارتفاع تار خنثی، به طور چشم‌گیری قابلیت اعتماد کمتری نسبت به پیش‌بینی بر اساس مقاومت خمشی مورد نیاز، دارند. نسبت کرنش در آرماتورهای کششی به کرنش جاری شدن فولاد، معیاری جهت تعریف شکل‌پذیری در تیرهای بتن آرمه، می‌باشند. با توجه به متنوع بودن

مشخصات مکانیکی مصالح و خطاهای مدل سازی، گستره وسیعی به منظور محاسبه شکل پذیری به وجود آمده است که منجر به افزایش احتمال شکست فشاری مقطع شده است. در این پژوهش روش‌های که قابلیت اعتماد بیشتری جهت تامین نیازهای شکل پذیری آیین نامه ACI دارند، مورد بررسی قرار گرفته است.

در این پژوهش بیش از ۲۰۵ نمونه مدل سازی و بررسی شده است. با توجه به نتایج به دست آمده از این پژوهش، به منظور دستیابی به شکست شکل پذیر مقطع با احتمال ۹۹٪ بایستی در محدوده‌های آیین نامه تجدید نظر کرد. بدین منظور کمترین کرنش خالص آرماتورهای کششی مقطع، به جای مقدار ۰,۰۰۵ آیین نامه، بایستی ۰,۰۰۸۵ در نظر گرفته شود.

همچنین در این پژوهش با استفاده از بررسی‌های انجام شده و مرور کارهای سایر پژوهشگران، کمترین مقدار شکل پذیری مورد نیاز بر مبنای انحنای، طبق اصول طراحی آیین نامه ACI تقریباً ۲ در نظر گرفته شده است.

۲-۸- بررسی رفتار خمشی تیرهای بتنی سبک و مسلح شده با میلگرد های FRP [۱۹]

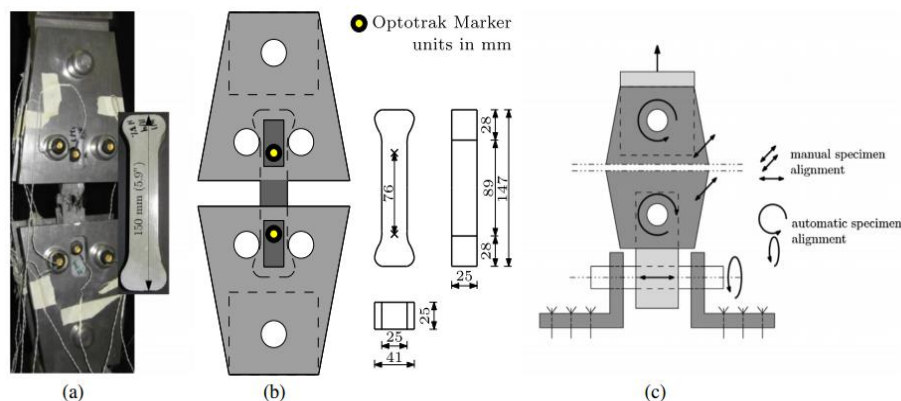
در این تحقیق آزمایشگاهی رفتار خمشی تیرهای بتنی ساخته شده از بتن سبک الیافی و میلگرد GFRP مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج و اطلاعات و روند طی شده در این پژوهش حاکی از آن است که رفتار تا گسیختگی خطی است و تیرهای دارای الیاف در بار کمتری شروع به ترک خوردگی کردند ولی مقاومت در برابر بار و ایجاد تغییر شکل‌های بیشتر در آن‌ها آشکارتر است. علت این امر شاید طراحی بتن به نحوی بوده باشد تا سریع‌تر به ترک خوردن بیافتد و از انباشته شدن انرژی جلوگیری کند تا بتوان در برابر ترک‌های متوالی عکس العمل مناسبی داشت و جلوی خرابی و گسیختگی ترد المان گرفته شود.

۹-۲- خواص سخت شدگی کرنشی بتن الیافی با عملکرد فوق بالا تحت بار گذاری مستقیم

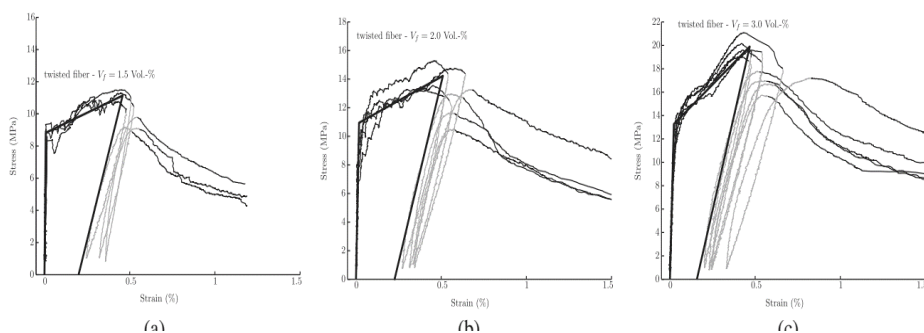
کششی [۲۰]

در این مقاله، هدف اصلی بررسی رفتار ترکیب نوعی از الیاف با بتن می باشد که ویژگی های بتن نظیر دوختن ترک های کششی و نهایتاً افزایش ظرفیت کششی بتن، افزایش شکل پذیری و افزایش قابلیت مستهلک کردن انرژی را افزایش می دهند. در این مقاله، به صورت آزمایشگاهی تحلیل و مشاهداتی مبنی بر رفتار کشش تک محوره بر روی نمونه های بتن UHP-FRC^۱ انجام شده است.

نمونه ها مطابق شکل ۱۰-۲ تحت کشش مستقیم قرار گرفته اند و نمودارهای تنش-کرنش مربوط به آن ها مطابق اشکال ۱۱-۲ و ۱۲-۲ رسم شده اند.



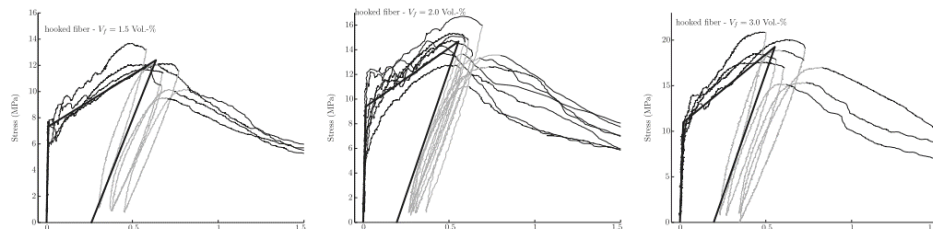
شکل ۱۰-۲: شمای کلی چینش دستگاه [۲۰]



شکل ۱۱-۲: نمودار تنش-کرنش برای بتن با الیاف تابیده و درصدهای متفاوت

(a) ۱.۵٪، (b) ۲٪ و (c) ۳٪ [۲۰]

^۱ Ultra-high performance fiber reinforce concrete.



شکل ۲-۱: نمودار تنش-کرنش برای بتن با الیاف قلاب دار و درصدهای متفاوت [۲۰]

۲-۱۰- رفتار خمشی بتن مسلح شده به الیاف نارگیل که به صورت دوبل توسط FRP متشکل

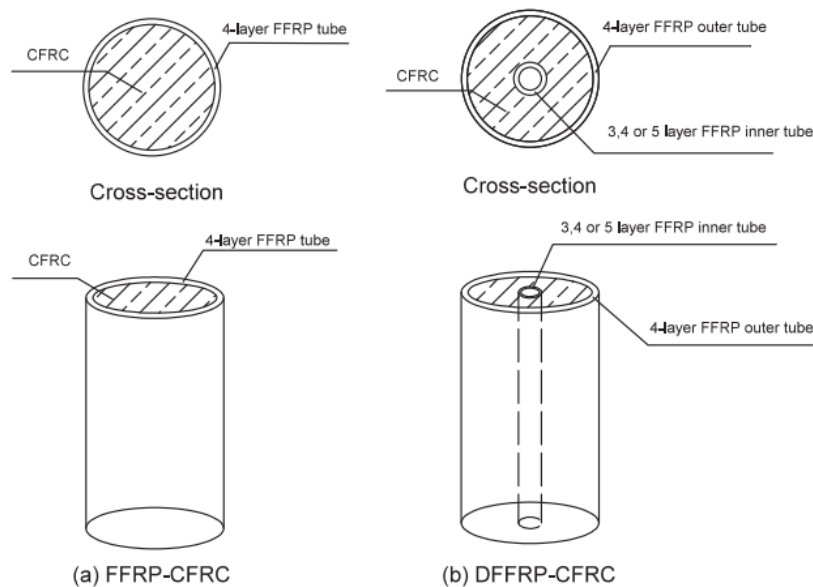
از الیاف کتان دور پیچی شده است [۲۱]

در این پژوهش، به صورت آزمایشگاهی نمونه‌هایی به صورت استوانه‌های توخالی ساخته شده و

تحت آزمون فشار مستقیم قرار گرفته است. نمونه‌ها از بتن CFRC^۱ ساخته شده و توسط FFRP

آهم از داخل و بیرون نمونه، محیط و محاط بر نمونه شده‌اند. به عبارتی نمونه‌ها به صورت دوبل دور

پیچی شده‌اند.



شکل ۲-۱۳: نمای کلی از دو نمونه a: دور پیچی خارجی نمونه بتنی

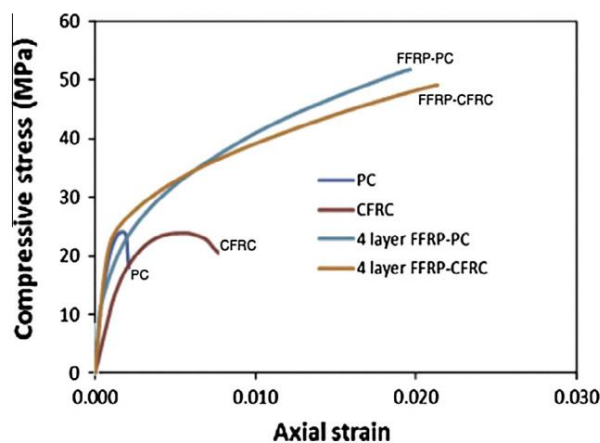
b: دور پیچی خارجی و داخلی نمونه بتنی [۲۱]

^۱ Coconut Fiber Reinforced Concrete.

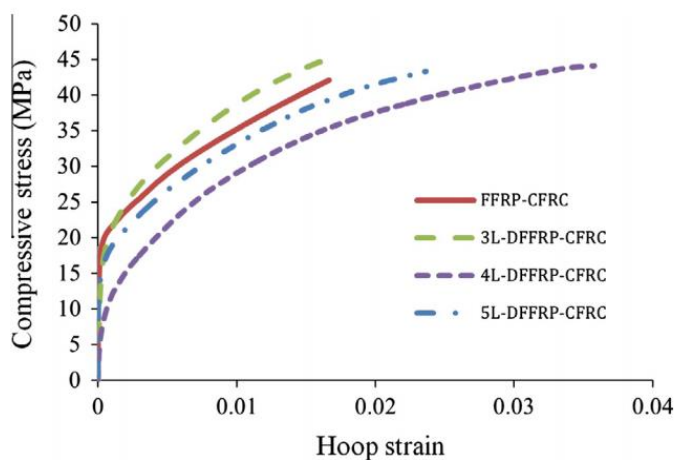
^۲ Flax Fiber reinforced polymer.

در شکل ۱۴-۲ نمودار تنش فشاری بر حسب کرنش محوری نمونه‌های آزمایش شده به تصویر کشیده شده است. همان‌طوری که مشاهده می‌شود، بهبود قابل توجهی نسبت به بتن متداول در این نوع رفتار رخ داده است. همچنین در شکل ۱۵-۲ نمودار تنش فشاری بر حسب کرنش جانبی نمونه‌ها رسم شده است که در این مورد نیز شاهد بهبود وضعیت می‌باشیم.

به عبارتی از این دو نمودار متوجه می‌شویم که به دلیل آنکه سطح زیر نمودار افزایش پیدا کرده است، لذا قابلیت جذب انرژی آن تا رسیدن به نقطه خرابی المان بیشتر شده و به عبارتی تا حدی از شکست ترد جلوگیری نموده و مد خرابی را به حالت شکل پذیر تغییر می‌دهد.

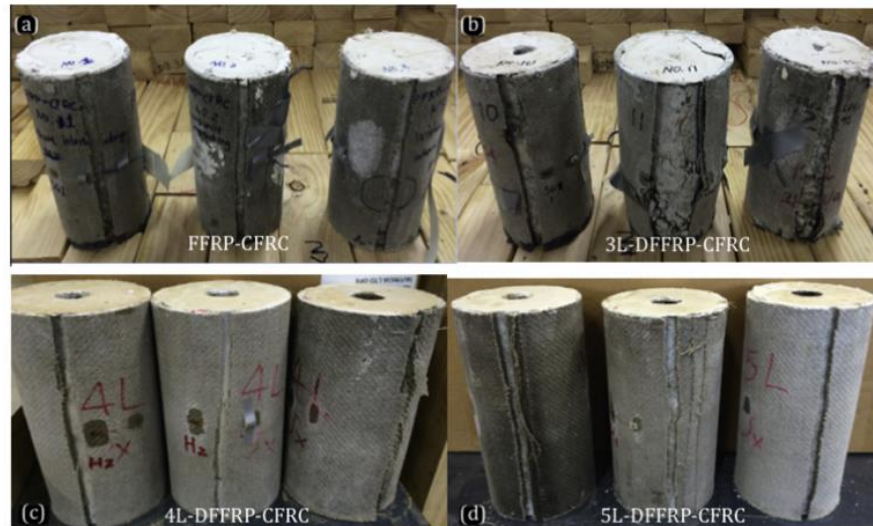


شکل ۱۴-۲: نمودار تنش-کرنش محوری نمونه‌ها [۲۱]



شکل ۱۵-۲: نمودار تنش-کرنش جانبی نمونه‌ها [۲۱]

نتایج نشان‌دهنده آن بودند که هنگامی که نمونه‌ها توسط دو غلاف FFRP دور پیچی می‌شدند (هم از داخل هم از خارج)، شاهد افزایش کرنش جانبی نمونه‌ها تا قبل از رسیدن به خرابی هستیم. مخصوصاً هنگامی که هم غلاف داخلی و هم غلاف خارجی از ۴ لایه تشکیل شده باشند. در شکل ۲-۱۶ مدهای خرابی نمونه‌ها به تصویر کشیده شده‌اند.



شکل ۲-۱۶: مدهای خرابی نمونه‌های ساخته شده [۲۱]

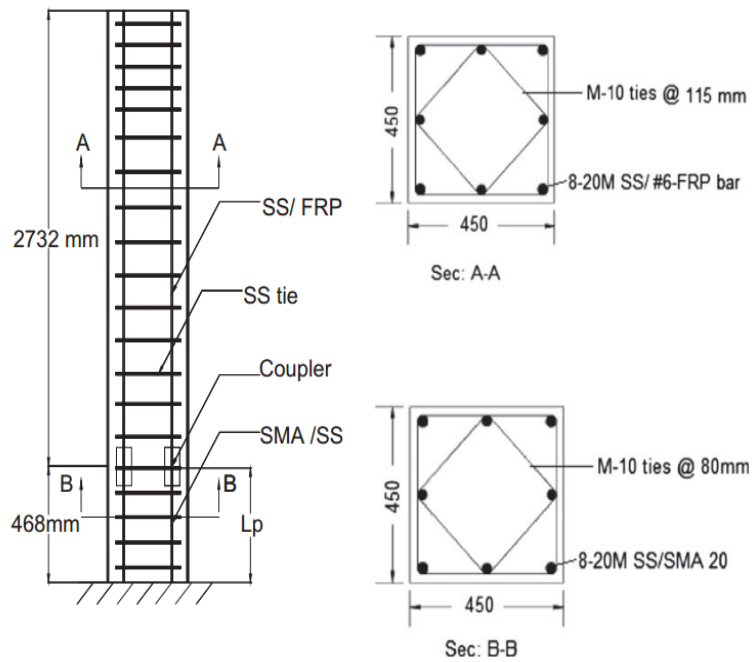
۲-۱۱- عملکرد لرزه‌ای ستون‌های بتنی SMA^۱ و میلگردهای الیاف مسلح پلیمری [۲۲]

در این پژوهش، به بررسی رفتار و عملکرد لرزه‌ای و دینامیکی ستون بتنی هیبریدی و همچنین بررسی ایجاد مفاصل پلاستیک در هنگام خرابی، پرداخته شده است. در این مقاله، بررسی تحلیلی ستون‌های بتن آرمه هیبریدی تحت بارگذاری لرزه‌ای انجام شده است.

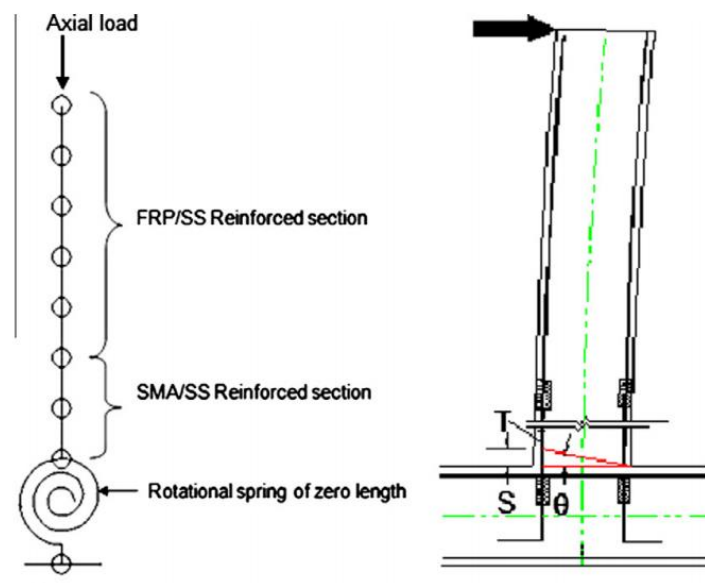
در شکل ۲-۱۷، جزئیات و دتایل ستونی بتنی هیبریدی نشان داده شده است. همچنین در

شکل ۲-۱۸ لغزش آرماتورها و شمای مدل اجزای محدودی نمونه‌ها بیان آورده شده است.

^۱ Shape Memory Alloy



شکل ۲-۱۷: جزئیات هندسی ستون بتنی هیبریدی [۲۲]

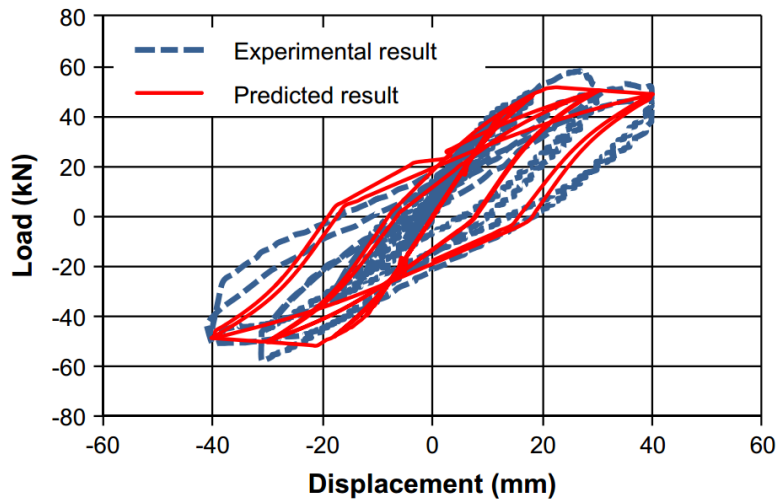


شکل ۲-۱۸: سمت راست: جابه جایی (لغزیدن) آرماتور ستون تحت بارگذاری جانبی

سمت چپ: مدل اجزای محدود ستون بتنی هیبریدی [۲۲]

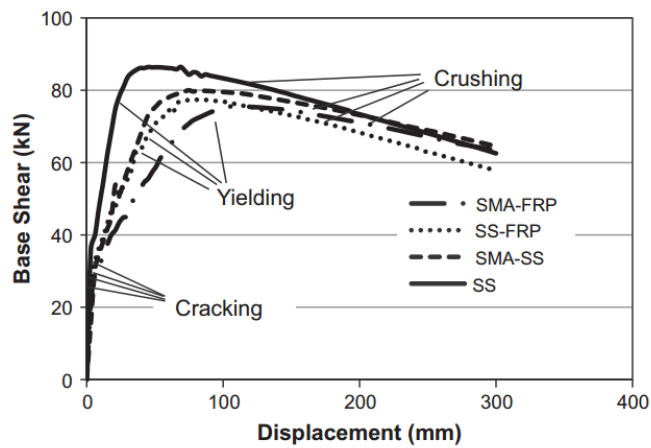
در شکل ۲-۱۹ نتایج نمودار هیستریزیس بار-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی

بیان شده است.



شکل ۱۹-۲ مقایسه نمودار نیرو-جابجایی نمونه آزمایشگاهی و نتایج پیش‌بینی شده توسط مدل اجزای محدود [۲۲]

همچنین در شکل ۲۰-۲ نمودارهای ناشی از آنالیز پوش‌آور برای انواع متفاوتی از نمونه‌های هیبریدی رسم و با یکدیگر مقایسه شده است.



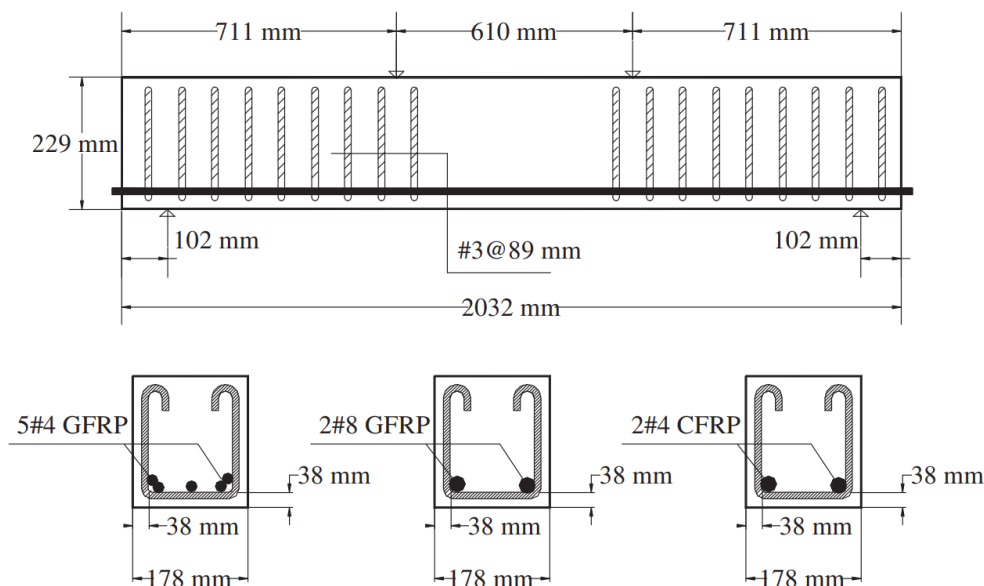
شکل ۲۰-۲ نتایج آزمون پوش‌آور برای انواع متفاوتی از ستون‌های هیبریدی [۲۲]

نتایج به دست آمده حاکی از آن است که، تغییر شکل ماندگار در ستون‌هایی با میلگردهای هیبریدی طولی، در مناطقی که مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود، در مقایسه با ستون‌های بتن‌آرمه معمولی با میلگرد فولادی، کمتر شده است.

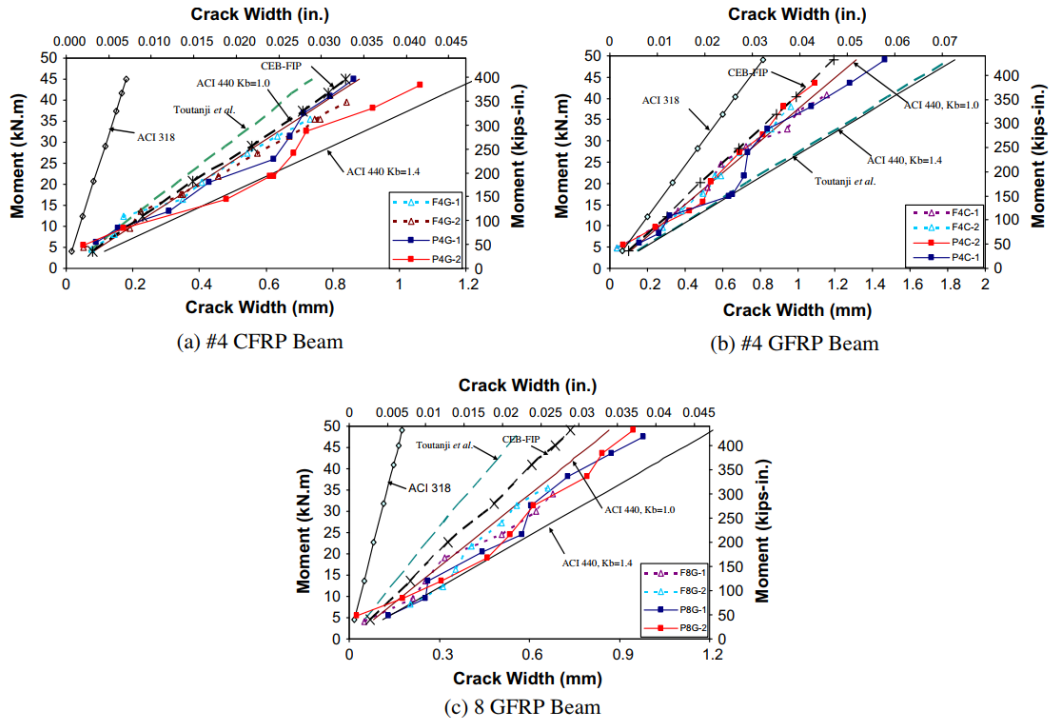
ستون بتن آرمه متداول با میلگرد فولادی، شکل پذیری بیشتری نسبت به ستون بتنی با میلگرد هیبریدی از خود نشان می‌دهد، ولی به هر حال مد خرابی ستون بتنی با میلگرد هیبریدی نیز شکل پذیر بوده و قبل از خرابی هشدار خواهد داد. با تقریب خوبی شکل پذیری هر دو نزدیک به یکدیگر می‌باشد.

۱۲-۲- شاخص شکل‌پذیری در تیرهای بتنی مسلح به میلگردهای FRP [۸]

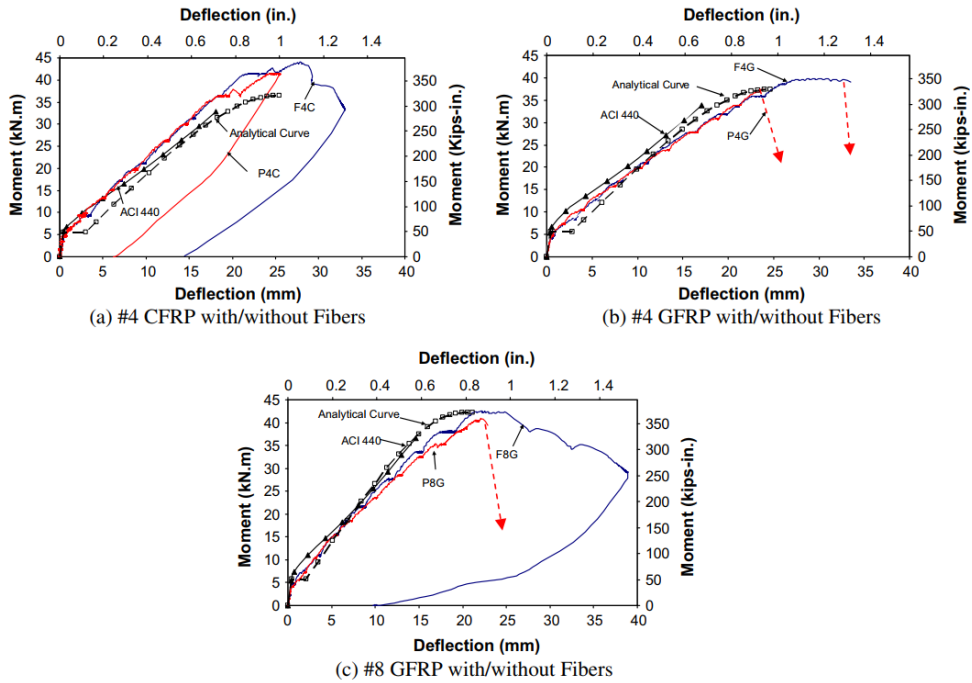
در این پژوهش به صورت آزمایشگاهی و عددی، به بررسی شکل‌پذیری مقطع بتنی مسلح به میلگردهای FRP پرداخته‌اند. ابتدا چند نمونه بتن آرمه متداول و میلگرد FRP به‌عنوان شاخص‌های کنترل و چند نمونه از ترکیب FRC و FRP به منظور بهبود شکل‌پذیری، ساخته شده است. الیاف به کار برده شده در این نمونه‌ها الیاف پلی‌پروپیلن بوده است. با افزودن این الیاف به بتن، کرنش نهایی گسیختگی بتن از $0,003$ به $0,0045$ افزایش یافته است و نمونه‌ها بر اساس شاخص شکل‌پذیری J-index شکل‌پذیر تر شده‌اند، اما بر اساس شاخص‌های متداول، بهبود چندانی نداشته است. اشکال ۲-۲۱، ۲-۲۲ و ۲-۲۳ به ترتیب جزئیات نمونه‌ها، منحنی‌های ممان-عرض ترک و منحنی‌های ممان-انحنای مربوطه را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۲۱: جزئیات نمونه تیرهای ساخته شده [۸]



شکل ۲-۲۲: منحنی عرض ترک-لنگر اعمال شده [۸]



شکل ۲-۲۳: منحنی ممان-انحنای برای نمونه‌های ساخته شده [۸]

فصل سوم: روش انجام

تحقیق

۳-۱- مقدمه

جهت بررسی دقیق‌تر جزئیات مطرح شده در این پژوهش، نیاز است که روش تحقیق به کار رفته و دلایل استفاده از این روش به تفصیل بیان شود. از این رو در این فصل با بیان روش پژوهش و فرضیات به کار گرفته شده، اطلاعات مورد نیاز برای بررسی و درک دقیق‌تر نتایج به دست آمده، ارائه شده است.

در این بخش، پس از تشریح خصوصیات رفتار مکانیکی مصالح به کار رفته، نحوه دوخطی کردن نمودارها شرح داده خواهد شد و پس از آن به بررسی مدل‌سازی‌های این پژوهش پرداخته شده است. در ابتدا توضیحات لازم درباره نحوه مدل‌سازی در نرم‌افزار برنامه‌نویسی Fortran داده شده است و در انتها جهت اعتبار سنجی مدل پیشنهادی، نتایج مدل برای تیرهای بتن مسلح با نتایج مقالات معتبر مقایسه شده است.

۳-۲- نرم افزار اصلی مورد استفاده در این پژوهش

در این پژوهش، مدل‌سازی به صورت یک کد برنامه‌نویسی به زبان Fortran توسط کامپایلر Microsoft Visual Studio انجام شده و حل معادلات مورد نیاز موجود در برنامه، به روش عددی انجام گرفته است.

۳-۳- خصوصیات رفتار مکانیکی مصالح

مواد و مصالح استفاده شده در این پژوهش، شامل: فولاد، بتن متداول، بتن پلیمری^۱(PC)، بتن اصلاح شده پلیمری یا همان^۲PMC، کامپوزیت سیمانی مهندسی شده یا همان^۳ECC (که به آن بتن

^۱ Polymer Concrete.

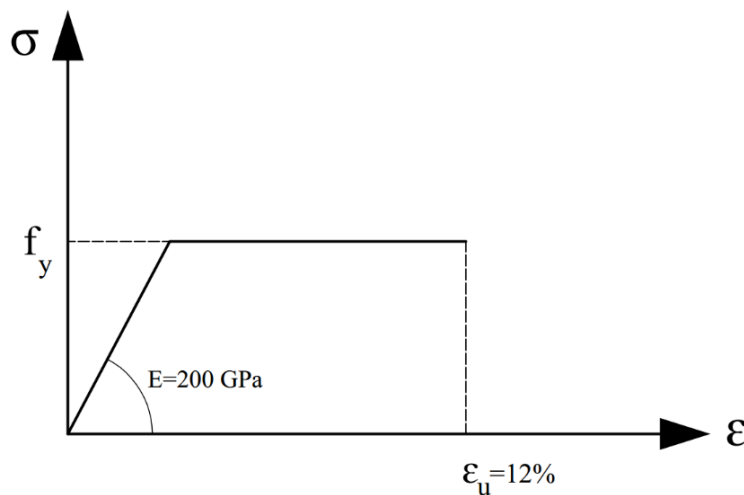
^۲ Polymer Modified Concrete.

^۳ Engineered Cementitious Composite.

انعطاف پذیر نیز می‌گویند) و میلگردهای FRP می‌باشد که در ادامه رفتار مکانیکی آن‌ها توضیح داده خواهد شد.

۳-۳-۱- فولاد

رفتار کلی فولاد در فصل یک توضیح داده شده است. در این پژوهش از نمودار رفتار ایده آل فولاد، مطابق نمودار ۱-۳ استفاده شده است. در جهت اطمینان از قسمت سخت شدگی بعد از جاری شدن فولاد صرف نظر می‌کنیم. کرنش گسیختگی فولاد ۱۲٪، مدول الاستیسیته آن ۲۰۰ گیگا پاسکال و رفتار فولاد در کشش و فشار یکسان در نظر گرفته شده است [۱].



شکل ۱-۳: نمودار ایده آل تنش-کرنش فولاد (فشار و کشش)

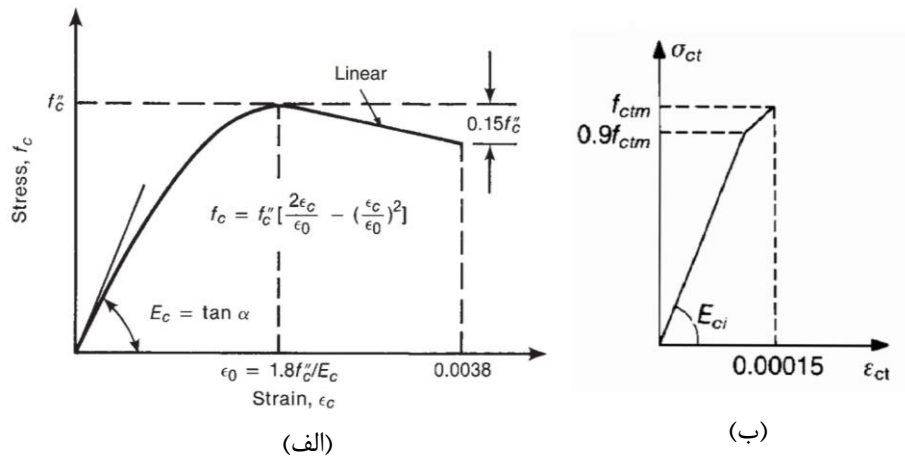
۳-۳-۲- بتن

ماهیت بتن متداول در فصل اول بررسی و رفتار آن در کشش و فشار بیان شده است. در این پژوهش از معادله رفتاری هاگنستاد^۱ اصلاح شده در محدوده فشاری بتن، مطابق شکل ۲-۳-الف استفاده شده است [۳].

^۱ Hognestad

معادله رفتاری بتن در محدوده کششی قبل از ترک خوردگی، بر اساس شکل ۳-۲-ب می باشد.

در این پژوهش رفتار بتن در کشش، تا قبل از ترک خوردگی^۱ لحاظ شده است.



شکل ۳-۲: (الف) مدل بتن تحت فشار [۱۰]، (ب) مدل بتن تحت کشش [۱]

که در آن:

f''_c : مقاومت فشاری نمونه مشخصه ۲۸ روزه؛

E_c : مدول الاستیسیته تماسی بتن مطابق رابطه ۳-۱ [۳]؛

ϵ_0 : کرنش متناظر با تنش فشاری حداکثر؛

E_{ci} : مدول الاستیسیته بتن در کشش که برابر مدول الاستیسیته اولیه بتن در فشار در نظر گرفته می-

شود؛

f_{ctm} : مقاومت کششی بتن مطابق فرمول ۳-۲ [۱]؛

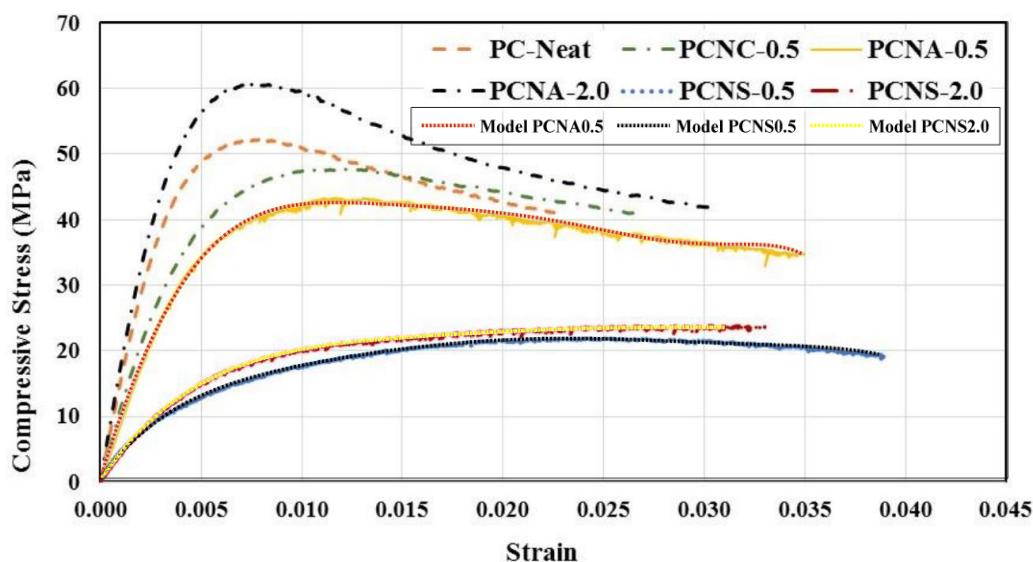
$$E_c = 57,000\sqrt{f'_c} \text{ (Psi)} \quad \text{or} \quad E_c = 4,700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (1-3)$$

^۱ Before Cracking.

$$f_{ctm} = 1.4 \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{2/3} \quad (2-3)$$

۳-۳-۳- بتن پلیمری (PC)

یکی دیگر از مصالحی که در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته است، انواع بتن‌های پلیمری می‌باشد. بتن‌های پلیمری در محدوده فشاری، شکل پذیری بسیار خوبی از خود نشان می‌دهند. شکل ۳-۳ نمودار کرنش بر حسب تنش فشاری برای بتن‌های پلیمری را نشان می‌دهد [۲۳]. در جدول ۱-۶ و ۲-۶ پیوست، طرح اختلاط این نمونه‌ها بیان شده است.



شکل ۳-۳: نمودار تنش-کرنش برای بتن‌های پلیمری مختلف [۲۳] و نمودار مدل‌های استفاده شده در برنامه

برای این که بتوان این نمودار را به صورت قابل استفاده در برنامه درآورد، بایستی معادله رفتاری از نمودار استخراج شود. بنابراین با استفاده از نرم افزار Engauge Digitizer مجموعه‌ای از زوج مرتب‌های مرتبط را استخراج نموده سپس با استفاده از برنامه *MATLAB*، یک معادله خط که کمترین خطا را با نمودار داشته باشد برازش می‌دهیم. سه نمونه PCNA-0.5 و PCNS-2.0 و PCNS-0.5 را از نمودار استخراج کرده که به ترتیب معادلات ۳-۳، ۴-۳ و ۵-۳ معادله خط آن‌ها می‌باشد. نمودار این معادلات، به منظور مقایسه با منحنی‌های رفتاری، در شکل ۳-۳ آورده شده است.

$$y = p_1 z^7 + p_2 z^6 + p_3 z^5 + p_4 z^4 + p_5 z^3 + p_6 z^2 + p_7 z + p_8 \quad (3-3)$$

$$z = (x - 0.00975)/0.01039, 0 \leq (x = \varepsilon) \leq 0.0348$$

$$p_1 = -0.73318; p_2 = 3.4728; p_3 = -2.3165; p_4 = -11.1; p_5 = 22.229;$$

$$p_6 = -17.376; p_7 = 4.4781; p_8 = 41.941;$$

$$y = p_1 z^5 + p_2 z^4 + p_3 z^3 + p_4 z^2 + p_5 z + p_6 \quad (4-3)$$

$$z = (x - 0.0099)/0.0106, 0 \leq (x = \varepsilon) \leq 0.0324$$

$$p_1 = 0.496; p_2 = -2.907; p_3 = 6.372; p_4 = -7.3165; p_5 = 6.1584; p_6 = 19.784;$$

$$y = p_1 z^6 + p_2 z^5 + p_3 z^4 + p_4 z^3 + p_5 z^2 + p_6 z + p_7 \quad (5-3)$$

$$z = (x - 0.014531)/0.012787, 0 \leq (x = \varepsilon) \leq 0.0387$$

$$p_1 = -0.82272; p_2 = 2.6723; p_3 = -1.7741; p_4 = -0.40919; p_5 = -3.4182;$$

$$p_6 = 5.2741; p_7 = 19.639;$$

۳-۳-۴- بتن اصلاح شده پلیمری (PMC)

ماده دیگری که از آن در مدل سازی استفاده شده است، بتن اصلاح شده پلیمری می باشد. تفاوت

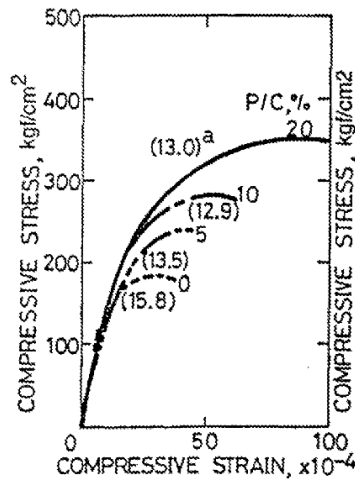
این مواد با پلیمر ساختمانی در آن است که این مواد همان بتن متداول بوده که کمی پلیمر به آن ها

اضافه شده است؛ در حالی که پلیمر ساختمانی، تماماً پلیمر و مشتقات آن بوده است؛ همچنین عمل آوری

PMC مشابه بتن متداول می باشد، حال آنکه در PC ساخت و عمل آوری بتن، بسیار پیچیده است. در

این پژوهش از بتن اصلاح شده پلیمری PMC-SBR مطابق شکل ۳-۴ استفاده شده است [۲۴]. معادله

رفتاری نمونه ۲۰٪، مطابق رابطه ۳-۶ می‌باشد. طرح اختلاط نمونه فوق، در جدول ۳-۶ پیوست آمده است.



شکل ۳-۴: نمودار تنش فشاری-کرنش مربوط به PMC-SBR (عدد داخل پرانتز بیانگر مدول الاستیسیته بر حسب 10^4 kgf/cm^2 است). [۲۴]

$$y = p_1 z^4 + p_2 z^3 + p_3 z^2 + p_4 z + p_5 \quad (۶-۳)$$

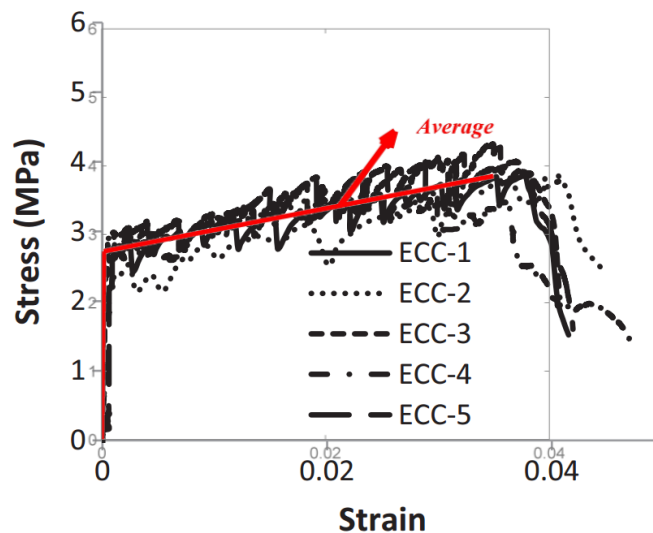
$$z = (x - 0.00365) / 0.003525, 0 \leq (x = \varepsilon) \leq 0.0099$$

$$p_1 = -2.2299; p_2 = 6.9928; p_3 = -8.8421; p_4 = 9.0792; p_5 = 29.394;$$

۳-۳-۵- کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC)

دسته دیگری از مصالح مورد استفاده در این پژوهش کامپوزیت سیمانی مهندسی می‌باشد. این مصالح دارای ویژگی‌های بهتری نسبت به بتن متداول مخصوصاً در محدوده کششی بتن می‌باشد. افزایش شکل پذیری و مقاومت کششی از بارزترین مزایای این نوع مصالح می‌باشد. در این پژوهش از کامپوزیت

سیمانی مهندسی متشکل از الیاف PVA^۱ مطابق شکل ۳-۵ استفاده شده است [۲۵]. راحتی ساخت و اجرا، کم هزینه بودن، ماهیت رفتاری در کشش و عدم استفاده از الیاف فلزی، از دلایل اصلی انتخاب این نوع ECC می‌باشد. از آنجایی که این نوع ECC در فشار تفاوت فاحشی با بتن متداول ندارد لذا در جهت اطمینان می‌توان از معادله هاگنستاد در محدوده فشاری استفاده نمود و تنها در نواحی کششی بتن از معادله رفتاری این نوع ماده استفاده کرد. نتایج آزمون کشش مستقیم این مصالح به طور میانگین در جدول ۳-۱ بیان شده است.



شکل ۳-۵: نمودار تنش-کرنش برای آزمون کشش مستقیم نمونه ECC [۲۵]

جدول ۳-۱: میانگین نتایج آزمون کشش مستقیم نمونه ECC [۲۵]

ID	Stress at first crack (MPa)	Strain of first crack	E (GPa)	Max stress (MPa)	Max strain
ECC	2.75	0.000180	15.4	3.85	0.035

^۱ Polyvinyl Alcohol.

۳-۳-۶- میلگردهای FRP

در این پژوهش از میلگردهایی با مشخصات بیان شده در جدول ۳-۲ استفاده شده است. تمامی این مقادیر در محدوده بیان شده توسط آیین نامه ACI 440.1R-06 می باشند.

جدول ۳-۲: مشخصات مکانیکی میلگردهای FRP [۶]

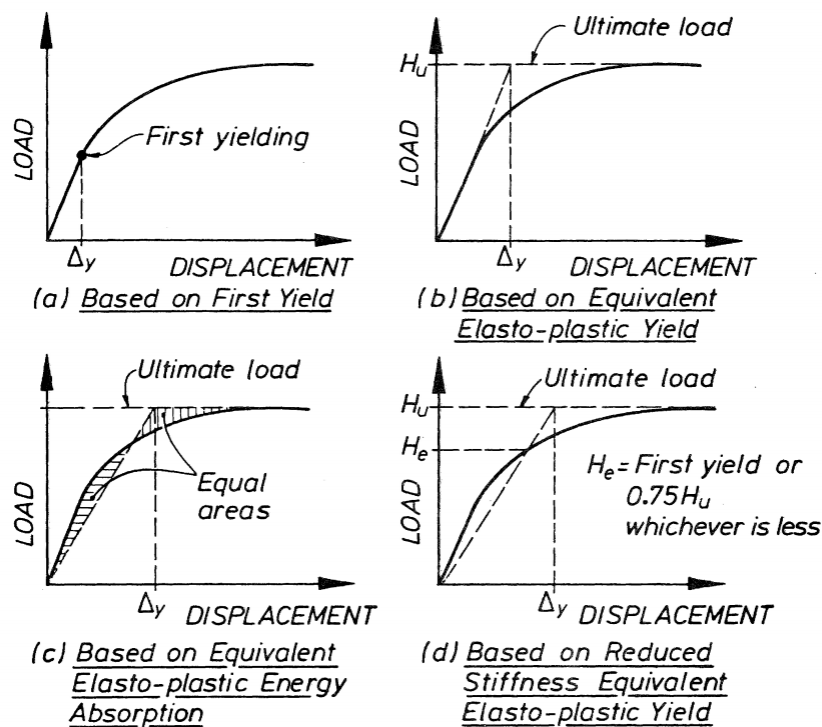
مدل	مدول الاستیسیته (GPa)	کرنش نهایی (%)
GFRP	46	1.42%
AFRP	110	2.5%
CFRP	400	1.2%

۳-۴- نحوه دوخطی کردن نمودارها

همان طوریکه در فصل اول بیان شد، به منظور محاسبه شاخص شکل پذیری، نیازمند می باشیم که وضعیت جاری شدن و وضعیت نهایی را در نمودار به طور واضح داشته باشیم. در اکثر حالتها، در نمودارهای مربوطه، رفتار غیر خطی سازه و یا المان به منظور محاسبه شاخص شکل پذیری (و سایر موارد مانند سختی جانبی مؤثر، برش تسلیم مؤثر و...) بایستی با یک مدل رفتار دوخطی ساده جایگزین شود. لذا لازم است با استفاده از روشهای معتبر، نمودار را به صورت یک نمودار دوخطی تقریب زده و از نمودار ساده شده، دادههای خود را استخراج کنیم. روشهای دوخطی کردن متعدد می باشد و از این بین می توان به روش یانگ، پریستلی پائولی، روش بیان شده در¹ ATC-40، نشریه ۳۶۰ سازمان مدیریت

¹Applied Technology Council-Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

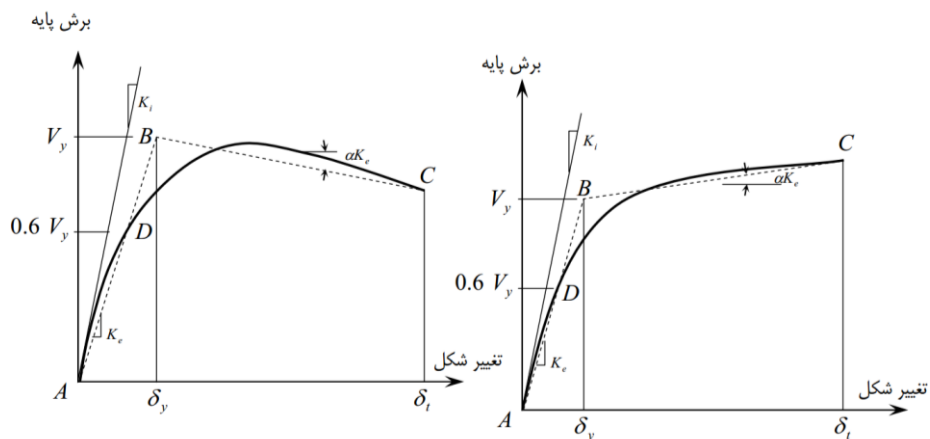
و برنامه ریزی کشور و FEMA-273¹ اشاره نمود. نقطه جاری شدن را می‌توان بر اساس اولین جاری شدگی در سیستم، رفتار الاستو-پلاستیک، تساوی استهلاک انرژی الاستو-پلاستیک و همچنین کاهش سختی معادل رفتار الاستو-پلاستیک، مطابق شکل ۳-۶ بدست آورد.



شکل ۳-۶: حالات متفاوت به دست آوردن نقطه جاری شدن در منحنی بار تغییر مکان [۲۶]

روش مورد استفاده در این پژوهش، روش بیان شده در ATC-40 می‌باشد که مشابه روش FEMA-273 و نشریه ۳۶۰ است. بدین منظور مطابق شکل ۳-۷، بایستی نقطه B چنان انتخاب شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیر خطی باشد و همچنین طول پاره خط AD برابر $0.6AB$ باشد. باید دقت شود که V_y بزرگ‌تر از بیشینه برش پایه در منحنی رفتار غیر خطی نشود.

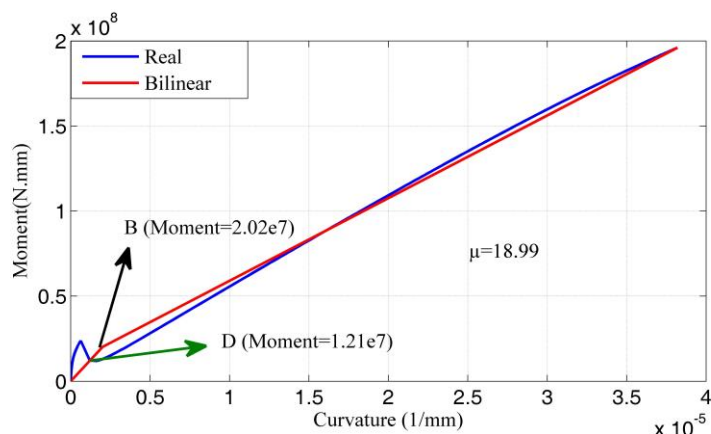
¹ Federal Emergency Management Agency.



شکل ۳-۷: منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان [۲۷]

شرایط بیان شده جهت دوخطی کردن نمودارها، شرایط لازم هستند ولی کافی نمی‌باشند. یک مقطع که دارای ابعاد عمق موثر ۳۰۰ و عرض ۴۰۰ میلی متر باشد و از بتنی با مقاومت مشخصه ۳۰ مگاپاسکال ساخته شده و توسط ۳ تا میلگرد قطر ۲۰ از جنس GFRP مسلح شده است را در نظر بگیرید. منحنی ممان- انحنای این نمونه مشابه شکل ۳-۸ می‌باشد. این نمودار تفاوت بسیار کمی نسبت به حالت خطی دارد. حال می‌توان این گراف را با توجه به شرایط فوق دو خطی نمود. شرایط فوق شامل سه شرط مقابل می‌باشد: شرط اول: برابری مساحت زیر نمودار اصلی و نمودار دوخطی شده، شرط دوم: ارتفاع نقطه B برابر ۰,۶ ارتفاع نقطه D باشد، شرط سوم: V_y یا همان ارتفاع نقطه B بزرگ‌تر از بیشینه ارتفاع منحنی اصلی نباشد.

با رعایت موارد فوق، نمودار را دوخطی کرده و با محاسبه شاخص شکل پذیری بر اساس انحنای مقدار شکل پذیری برابر ۱۸,۹۹ بدست می‌آید که عدد بسیار مناسبی است ولی می‌دانیم این منحنی هیچ‌گونه منطقه جاری شدگی نداشته و با تقریب بسیار خوبی، رفتار الاستیک از خود نشان می‌دهد و بنابراین شکل‌پذیر نبوده است. لذا بایستی با قضاوت مهندسی دوخطی کردن مدل‌ها را کنترل و بررسی نمود. همچنین لازم است مقدار کمترین شکل پذیری مجاز ناشی از نمودار دوخطی، به دلیل تقریبی بودن نمودار، از مقدار تحلیلی بیشتر در نظر گرفته شود.



شکل ۳-۸: بررسی نمودار دو خطی شده GFRP,3 tor 20

۳-۵- نحوه شبیه سازی مدل در برنامه کامپیوتری

در این قسمت مدل سازی در برنامه کامپیوتری توضیح داده خواهد شد. همان طوری که در فصل اول بیان کردیم، شکل پذیری را می توان بر اساس نمودار تنش- کرنش^۱، لنگر-انحنای^۲ و یا بار-تغییر مکان^۳ محاسبه نمود. در این پژوهش ابتدا منحنی ممان-انحنای را برای مقاطع متفاوت، ترسیم نموده و سپس از روی آن منحنی بار-تغییر مکان را رسم خواهیم نمود. در مدل سازی به منظور دقت بیشتر، از منحنی های رفتاری مواد و مصالح استفاده می کنیم و از رفتارهای ساده شده، مانند بلوک تنش ویتنی برای بتن استفاده خواهیم کرد.

۳-۵-۱- رسم منحنی لنگر-انحنای

برای به دست آوردن منحنی لنگر-انحنای از تئوری اویلر-برنولی برای تیرهای لاغر استفاده می شود. در این تئوری فرض مهم این است که صفحه هر مقطع بعد از تغییر شکل، صفحه باقی می ماند؛

^۱ Stress-Strain.

^۲ Moment- Curvature.

^۳ Load-Deflection.

به عبارت دیگر، از هرگونه تغییر شکل ناشی از تنش برشی، در طول مقطع صرف نظر شده و کرنش محوری در ارتفاع مقطع به صورت خطی تغییر می کند.

در روش ارائه شده، مطابق شکل ۳-۹، کرنش در دورترین تار فشاری (ϵ_c) به عنوان پارامتر مستقل برای تعیین منحنی لنگر-انحنای استفاده می شود. به این ترتیب بارگذاری از $\epsilon_c = 0$ شروع شده و تا $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ادامه می یابد. در هر مرحله با استفاده از روابط تنش-کرنش، مقادیر تنش موجود در مقطع و به کمک آن نیروی معادل محاسبه می شوند. همچنین فاصله محل اثر این نیروها تا محل تار خنثی که به عنوان بازوی لنگر معرفی می شود، به دست می آید. برای به دست آوردن ارتفاع تار خنثی (X) اختلاف نیروی کششی و فشاری در مقطع برابر صفر در نظر گرفته می شود. در ادامه گام بندی این روش بیان شده است:

- (۱) $\epsilon_c = 0$ در نظر گرفته می شود؛
- (۲) ارتفاع تار خنثی حدس زده می شود و بر اساس آن نمودار کرنش به صورت خطی رسم می گردد (فرض اصل برنولی برقرار است و تغییرات کرنش در مقطع به صورت خطی می باشد)؛
- (۳) نمودارهای تغییرات تنش با استفاده از دیاگرامهای رفتاری مصالح استفاده شده در مقطع رسم می شود؛
- (۴) بر اساس تنش های به دست آمده، نیروها حساب می شود؛
- (۵) تعادل نیروها کنترل می گردد (شرط $\sum f_x = 0$)؛
- (۶) اگر تعادل برقرار بود، X به درستی حدس زده شده است، و در غیر این صورت، X را تغییر داده و به آیتم شماره ۲ برگشته و مراحل را مجدد طی می کنیم؛

- (۷) روند ۲ تا ۶ آنقدر تکرار می‌شوند تا تعادل نیرو برقرار گردد؛ حال به ازای هر ε_c ، یک X داریم که تعادل را اقماع می‌کند. اکنون می‌توانیم به ازای این X و ε_c ، انحنا (ω'' که با ω'' نشان می‌دهیم) را طبق رابطه ۳-۷ محاسبه نماییم؛

$$\omega''_1 = \frac{\varepsilon_{c1}}{x_1} \quad (۷-۳)$$

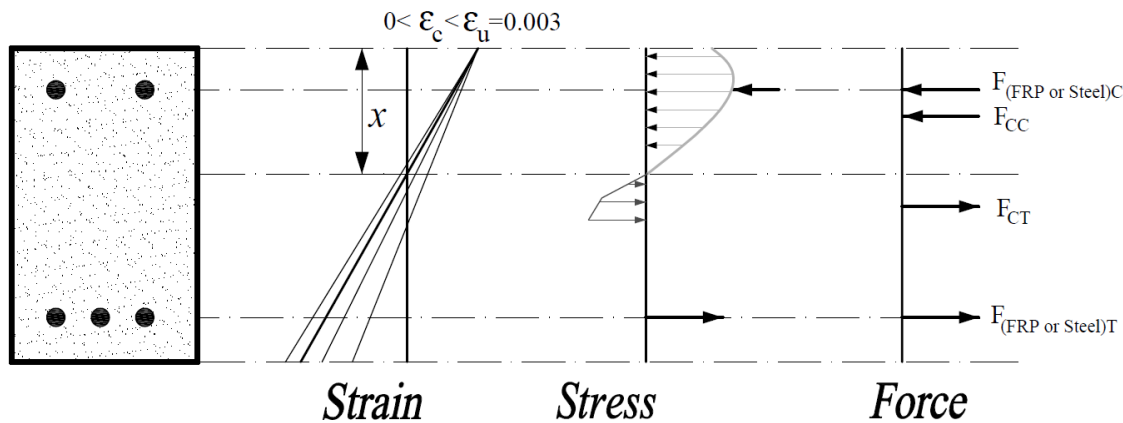
- (۸) لنگر مقاوم مقطع (M) با توجه به نیروهای به دست آمده حساب می‌شود، حال به ازای هر زوج مرتب ε_c و X ، یک زوج مرتب لنگر و انحنا مطابق رابطه ۳-۸ خواهیم داشت؛

$$(\varepsilon_{c1}, \omega''_1) \longrightarrow (\omega''_1 = \frac{\varepsilon_{c1}}{x_1}, M_1) \quad (۸-۳)$$

- (۹) به آیتم شماره ۱ رفته و ε_c را افزایش می‌دهیم و روند فوق را تکرار می‌کنیم. واضح است که ε_c از صفر تا حداکثر کرنش فشاری مصالح (به‌عنوان مثال در صورت استفاده از بتن متداول، حداکثر کرنش فشاری برابر ۰,۰۰۳ می‌باشد) تغییر خواهد کرد. در پایان این مرحله، به ازای هر ε_c یک لنگر و یک انحنا مطابق الگوی زیر خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} (\varepsilon_{c1}, \omega''_1) &\longrightarrow (\omega''_1 = \frac{\varepsilon_{c1}}{x_1}, M_1) \\ (\varepsilon_{c2}, \omega''_2) &\longrightarrow (\omega''_2 = \frac{\varepsilon_{c2}}{x_2}, M_2) \\ (\varepsilon_{c3}, \omega''_3) &\longrightarrow (\omega''_3 = \frac{\varepsilon_{c3}}{x_3}, M_3) \\ &\quad \bullet \\ &\quad \bullet \\ &\quad \bullet \\ (\varepsilon_{cn}, \omega''_n) &\longrightarrow (\omega''_n = \frac{\varepsilon_{cn}}{x_n}, M_n) \end{aligned}$$

اکنون n زوج مرتب لنگر-انحناداریم. با رسم آن‌ها در یک دستگاه مختصات، دیاگرام لنگر-انحنا مقطع را خواهیم داشت.



شکل ۳-۹: دیاگرام کرنش، تنش و نیرو برای یک مقطع

۳-۵-۲- رسم منحنی بار-تغییر شکل

بار معادل روی نمونه‌ها، در هر لحظه از بارگذاری، از رابطه ۳-۹ تعیین می‌شود:

$$P_i = \frac{2M_i}{S} \quad (۳-۹)$$

که در آن S برای حالت خمش سه نقطه‌ای برابر است با نصف طول آزاد دهانه و برای حالت

خمش چهار نقطه‌ای برابر است با فاصله آزاد هر کدام از بارها تا لبه تیر.

برای به دست آوردن تغییرات انحنا در طول تیر، تیر به اجزای مختلفی تقسیم می‌شود. تغییرات

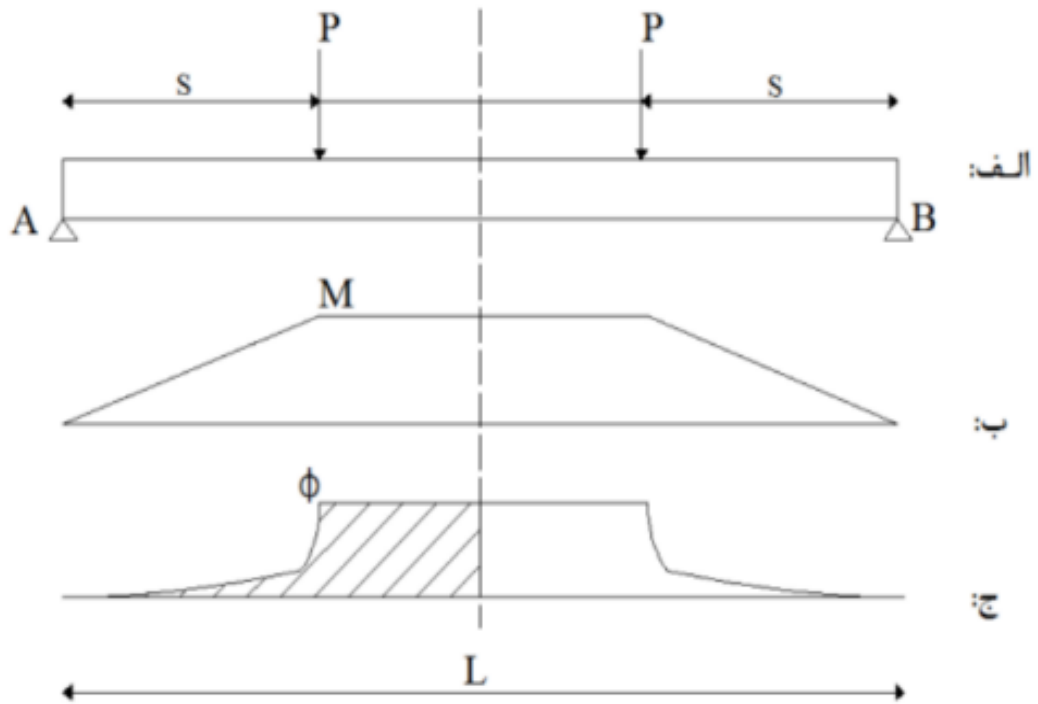
لنگر مطابق شکل ۳-۱۰-ب به صورت خطی در نظر گرفته شده و در هر لحظه از بارگذاری لنگر مربوط

به هر قطعه از تیر محاسبه می‌شود.

با توجه به منحنی لنگر-انحنا، انحنای متناظر با لنگر هر قطعه به دست می‌آید. (شکل ۳-۱۰-ج)

سپس با لنگر گرفتن از سطح زیر منحنی نشان داده شده در شکل ۳-۱۰-ج حول تکیه‌گاه A

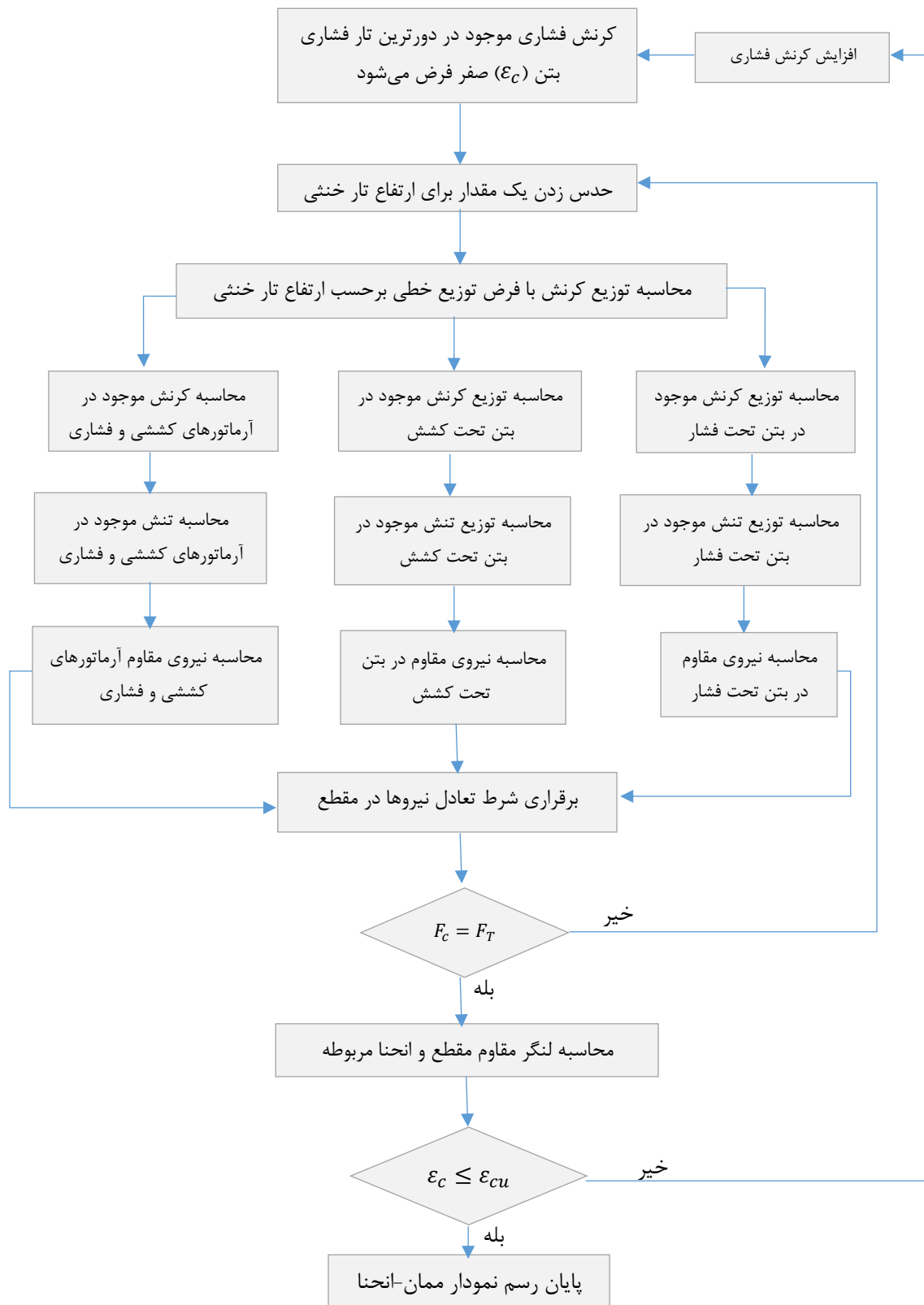
تغییر شکل به دست می‌آید.



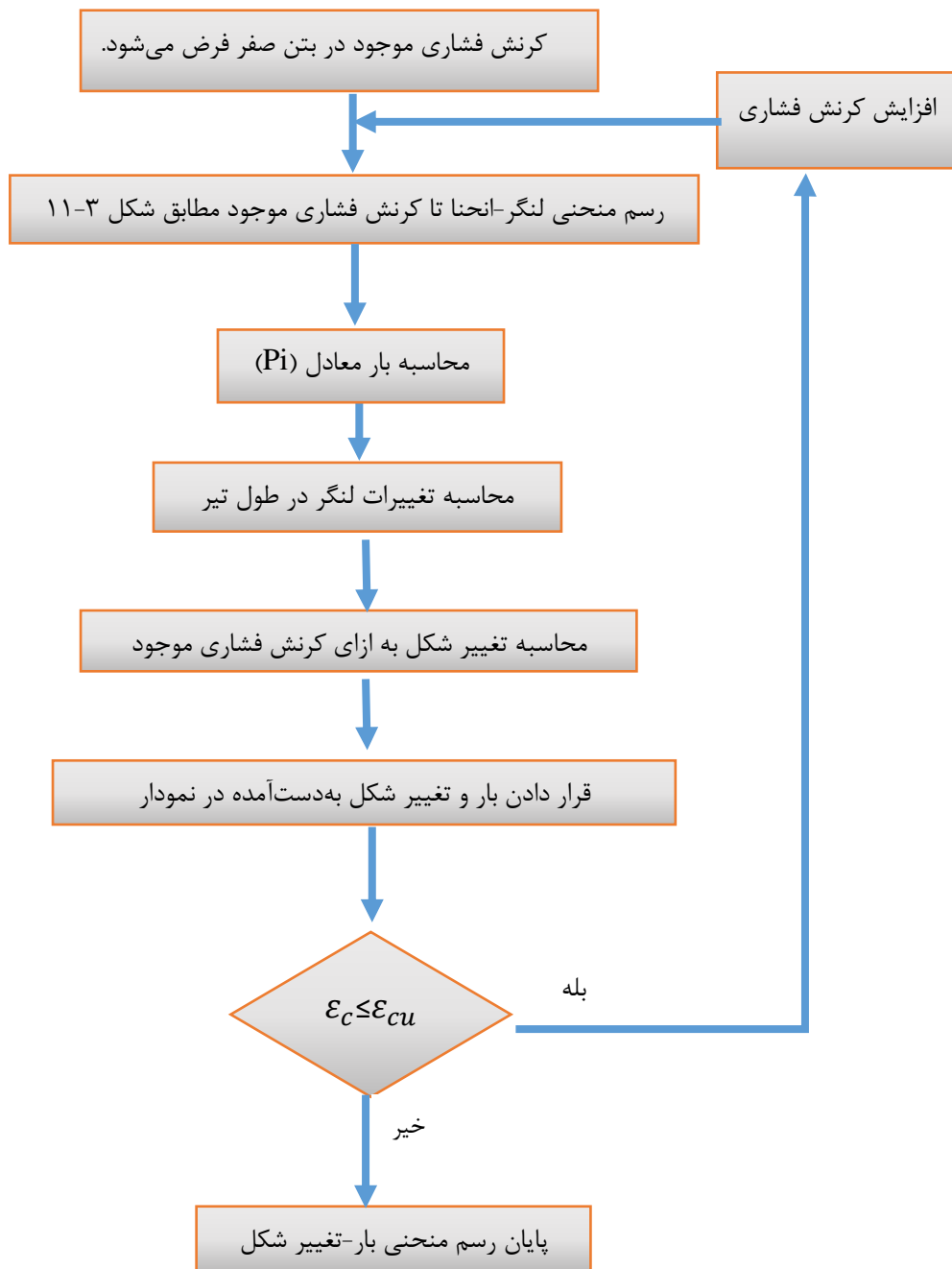
شکل ۳-۱۰: روند به دست آوردن منحنی بار-تغییر شکل

شکل ۳-۱۱ فلوچارت روند محاسبه و رسم نمودار ممان-انحناء، و شکل ۳-۱۲ فلوچارت پیش

بینی منحنی بار-تغییر شکل را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۱: فلوچارت پیش بینی منحنی ممان-انحنا



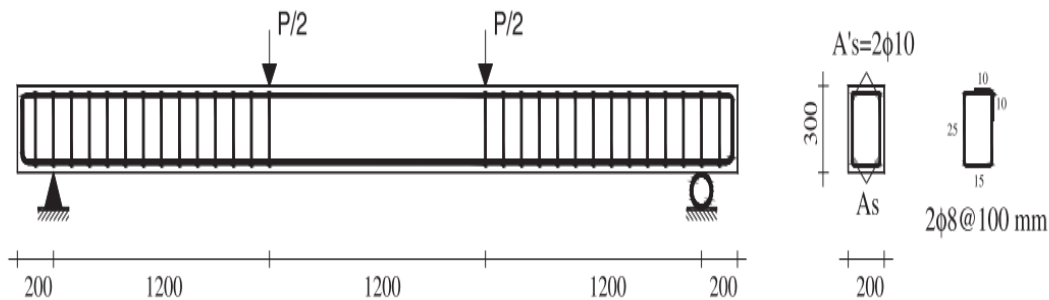
شکل ۳-۱۲: فلوجارت پیش بینی منحنی بار-تغییر شکل

۳-۶- صحت سنجی

۳-۶-۱- اعتبار سنجی با نتایج آزمایشگاهی مدا و همکاران [۲۸]

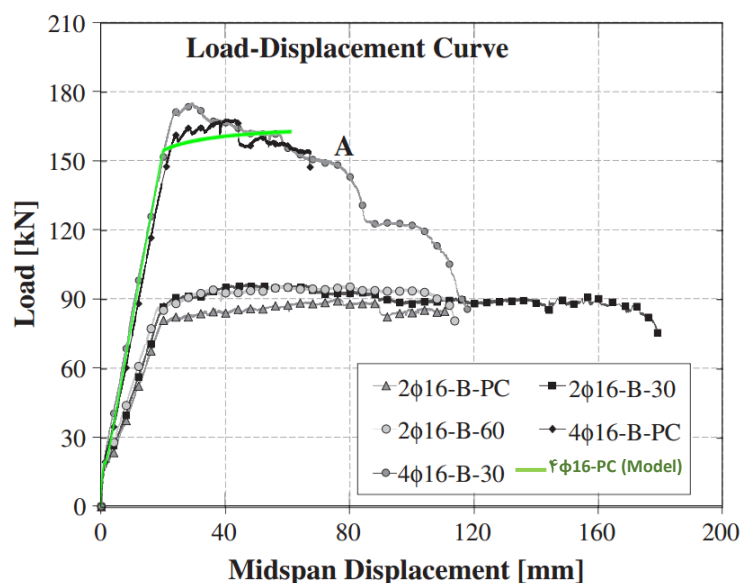
به منظور اعتبار سنجی مدل کامپیوتری و بررسی میزان دقت آن در شبیه‌سازی تیر بتنی، نتایج آزمایش‌هایی که توسط مدا و همکاران [۲۸] انجام شده است، به کار گرفته شد. تمامی نمونه‌ها دارای ۴ متر طول (با طول دهانه ۳,۶ متر)، ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر (عمق مؤثر ۲۶۰ میلی‌متر) و عرض ۲۰۰ میلی‌متر می‌باشند. در تمامی نمونه‌ها نسبت آب به سیمان ۰,۴۸، مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن، Mpa ۴۹,۷ بوده و بیشترین قطر سنگ‌دانه ۲۰ میلی‌متر است. جنس فولاد مصرفی S500 است. دو ردیف خاموت با قطر ۸ میلی‌متر و با فاصله ۱۰۰ میلی‌متر در محدوده خارجی دو بار نقطه‌ای، برای جلوگیری از شکست برشی قرار گرفته است. همچنین برای مهار بهتر خاموت‌ها از ۲ عدد میلگرد فشاری با قطر ۱۰ میلی‌متر استفاده شده است. از $2\phi 16$ به عنوان میلگرد کششی در یک نمونه و در نمونه دیگر $4\phi 16$ استفاده شده است.

شکل ۳-۱۳، مشخصات هندسی مقطع و تیر آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۳: مشخصات هندسی مقطع و تیر آزمایشگاهی [۲۹]

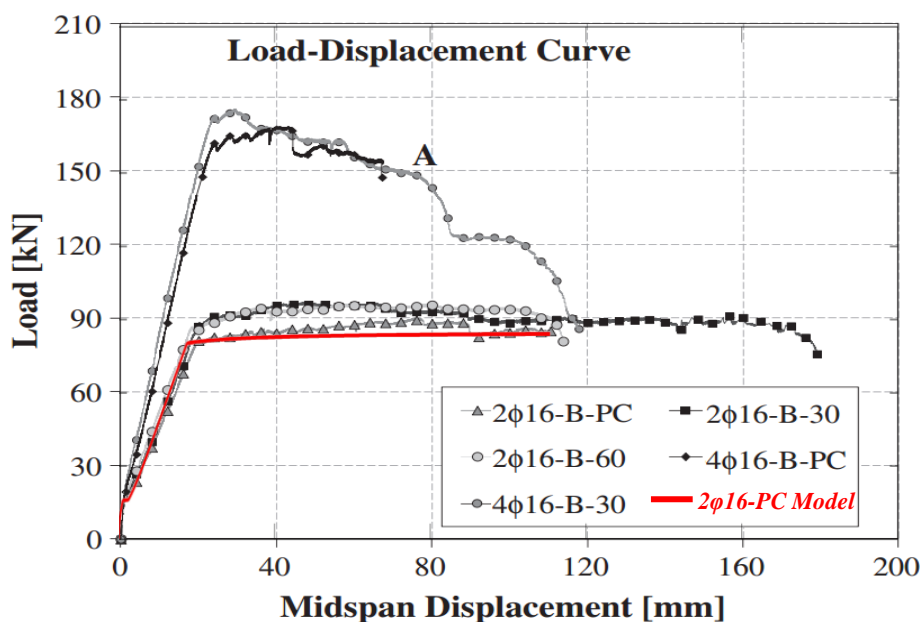
شکل ۳-۱۴، مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از مدل پیشنهادی برای نمونه $4\phi 16$ را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۴: مقایسه نتایج حاصل از مدل با نتایج آزمایشگاهی مدل [۲۹] برای نمونه ۴φ۱۶

بعد از رسم منحنی بار-تغییر مکان برای تیر ۲φ۱۶، مشاهده گردید که نتایج حاصل از مدل به نتایج آزمایشگاهی بسیار نزدیک هستند. حداکثر بار قابل تحمل نمونه، با دقتی در حدود ۹۴ درصد یکسان به دست آمده است. در نتایج آزمایشگاهی، بعد از رسیدن نمودار به حداکثر بار قابل تحمل، نمودار ادامه پیدا کرده در حالی که در نتایج عددی این گونه نیست. دلیل این امر این می‌باشد که در برنامه عددی، بعد از رسیدن نمونه به حداکثر بار قابل تحمل، اعلام خرابی نمونه شده و برنامه پایان می‌یابد، حال آنکه در روند آزمایشگاهی ممکن است چند لحظه بعد از شکست نمونه، نتایج همچنان گزارش و ذخیره شوند.

شکل ۳-۱۵، مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از مدل پیشنهادی را برای نمونه ۲φ۱۶ نشان می‌دهد.



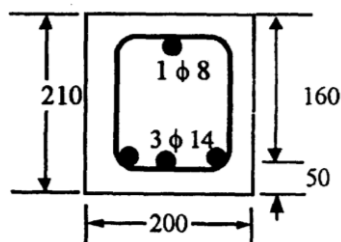
شکل ۳-۱۵: مقایسه نتایج حاصل از مدل با نتایج آزمایشگاهی مدل [۲۹] برای نمونه ۲φ۱۶

با بررسی شکل ۳-۱۵، درمی‌یابیم که نتایج مدل عددی، هماهنگی زیادی با نتایج آزمایشگاهی دارند. نحوه تغییرات رفتار منحنی و نقاط شکست بسیار شبیه به واقعیت می‌باشند. حداکثر بار قابل تحمل با دقتی در حدود ۹۶ درصد، پیش‌بینی شده است. بار و خیز نهایی با تقریب خوبی بر یکدیگر منطبق شده‌اند. خیز نقطه جاری شدن در واقعیت با مقدار همین کمیت در مدل عددی کمی متفاوت می‌باشد که به دلیل ناچیز بودن این تفاوت خللی در اعتبار مدل ایجاد نمی‌کنند.

۳-۶-۲- اعتبار سنجی با نتایج آزمایشگاهی صالح و همکاران [۱۲]

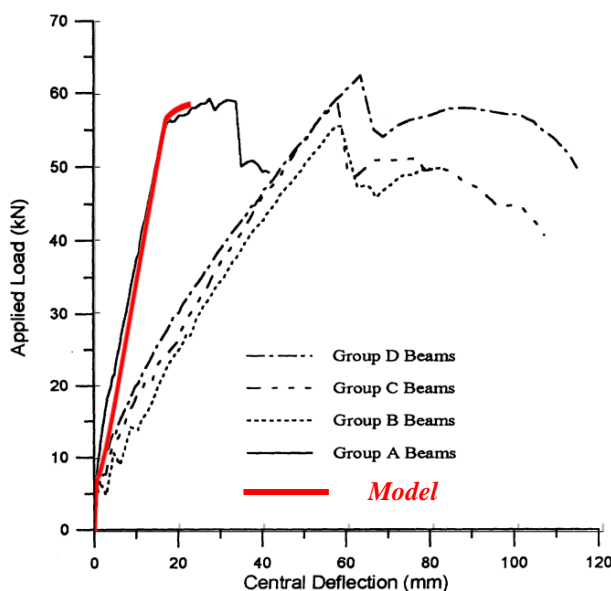
در این قسمت اعتبار سنجی مدل با نتایج تحقیق صالح و همکاران سنجیده می‌شود. در این پژوهش ۱۸ تیر ساخته شده است و اثر اضافه کردن الیاف فولادی مورد بررسی قرار گرفته. به منظور مقایسه یک نمونه تیر بتن‌آرمه متداول در میان این ۱۸ نمونه به چشم می‌خورد که ما از نتایج مربوط به این تیر برای صحت سنجی مدل استفاده می‌کنیم. تمامی نمونه‌ها دارای ۲۰۰ میلی‌متر عرض، ۲۱۰ میلی‌متر ارتفاع و عمق مؤثر ۱۶۰ میلی‌متر می‌باشند. بتن استفاده شده در ساخت، دارای مقاومت ۲۸

روزه ۴۱،۴۷ مگا پاسکال و فولاد استفاده شده دارای تنش جاری شدن ۵۵۳ مگا پاسکال می باشد. طول نمونه ۲۹۰۰ میلی متر است که توسط ۲ تکیه گاه ساده نگهداری می شود. فاصله تکیه گاه ها از طرفین انتهایی تیر، ۱۰۰ میلی متر می باشد. این تیر تحت آزمون خمش ۴ نقطه ای قرار گرفته که ۲ فک انتقال دهنده نیرو در فاصله ۱۰۰ میلی متری از وسط تیر، تعبیه شده است. شکل ۳-۱۶ مشخصات سطح مقطع تیر را نشان می دهد.



شکل ۳-۱۶: مشخصات سطح مقطع تیر [۱۲]

شکل ۳-۱۷، مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از مدل پیشنهادی را نشان می دهد.



شکل ۳-۱۷: مقایسه نتایج حاصل از مدل با نتایج آزمایشگاهی صالحو همکاران [۱۲]

با بررسی شکل ۳-۱۷، متوجه می‌شویم نتایج حاصل از کد و نتایج آزمایشگاهی، به یکدیگر نزدیک هستند. شیب نمودارها در قسمت خطی تا حد زیادی شبیه یکدیگر هستند. بار نهایی نمونه آزمایشگاهی حدوداً، ۵۹ کیلو نیوتن و بار نهایی حاصل از نمونه عددی، ۵۸٫۶ کیلو نیوتن می‌باشد، در نتیجه مدل توانسته است با دقت بیش از ۹۹ درصد بار بیشینه را پیش بینی کند. در نتیجه آزمایشگاهی، نتایج تا کمی بعد از بار نهایی ادامه پیدا کردند، ولی در نمودار حاصل از کد، به دلیل آنکه بعد از رسیدن به بار نهایی و خراب شدن نمونه، برنامه خاتمه می‌یابد، این قسمت دیده نمی‌شود. به طور کلی با توجه با نتایج بیان شده در این قسمت، به این نتیجه می‌رسیم که مدل پیشنهادی توانسته است با دقت مناسبی رفتار خمشی مقاطع بتنی را پیش بینی نماید و نمودارهای بار- تغییر مکان ناشی از مدل، مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی معتبر دارد.

فصل چهارم: محاسبه و

استخراج نتایج

در این فصل، نمودار لنگر-انحنای را برای مقاطع مختلف، هم از نظر هندسی و هم از نظر مصالح به کار رفته، رسم کرده و به محاسبه شاخص شکل پذیری می‌پردازیم.

همان‌گونه که در فصل اول بیان شد، شکل پذیری را می‌توان هم از نمودار بار-تغییر مکان و هم از نمودار لنگر-انحنای محاسبه نمود. از نظر ظاهری نمودار بار-تغییر مکان و لنگر-انحنای نیز شبیه یکدیگر می‌باشند؛ به‌عنوان مثال در بتن‌آرمه متداول هر دو نمودار دارای منطقه الاستیک خطی و منطقه جاری شدن می‌باشند. در این فصل ملاک را بر اساس نمودارهای لنگر-انحنای قرار می‌دهیم.

سپس نمودارهای رسم شده را بر اساس روش توضیح داده در فصل قبل دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری μ را حساب می‌کنیم. این شاخص بایستی بر اساس یک معیار، مورد بررسی قرار گیرد. معیار ما در این پژوهش، بتن‌آرمه متداول می‌باشد و کمترین شکل پذیری مجاز را، شکل پذیری حاصل برای نمودار بتن‌آرمه متداول، با فولاد گذاری $A_{s,max}$ طبق آیین نامه آبا و ACI 318-14 در نظر می‌گیریم.

در مواردی که نمی‌توان شکل پذیری را از شاخص μ استخراج کرد (مواردی که نمودار تقریباً به صورت خطی است و جاری شدگی در نمودار نداریم) از شاخص شکل پذیری J-index مطابق روش بیان‌شده در فصل اول استفاده می‌کنیم.

نیروی کششی مصالح جایگزین بتن، در صورتی که دیاگرام رفتاری آن مصالح در کشش مشخص نباشد، در جهت اطمینان و به صورت محافظه کارانه، برابر صفر در نظر می‌گیریم.

۴-۲- طراحی خمشی مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای پلیمری

در این قسمت به طراحی خمشی مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای پلیمری بر اساس آیین نامه ACI 440.1R-06 پرداخته می‌شود [۶]. در مقاطع بتن آرمه متداول عموماً طراحی به نوعی صورت می‌گیرد که مقطع کم فولاد باشند تا جاری شدن فولاد کششی قبل از خرد شدن بتن فشاری صورت پذیرد و بدین صورت از جاری شدن فولاد کششی، هشدار لازم جهت اعلام خرابی را از مقطع دریافت نماییم.

همان‌گونه که در مقدمه اشاره شد، در طراحی مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای FRP، معیار خرابی می‌تواند خرد شدن بتن فشاری و یا گسیخته شدن میلگرد FRP باشد. اگر طراحی به نحوی صورت گیرد که معیار خرابی، خرد شدن بتن در فشار باشد، به دلیل آنکه ماهیت رفتاری بتن، کمی غیر خطی می‌باشد، رفتار مقطع به سمت رفتار پلاستیک متمایل می‌شود ولی اثر این رفتار پلاستیک ناچیز می‌باشد و مقطع همچنان رفتاری غیر شکل پذیر از خود نشان می‌دهد. واگر معیار خرابی گسیخته شدن آرماتورهای کششی باشد، به واسطه عواملی همچون خیز تیر و یا عرض ترک، می‌توان تا حدی هشدار قبل از خرابی را از مقطع دریافت نمود. با توجه به آنکه هر دو معیار خرابی شکل پذیر نبوده، آیین نامه استفاده از هر دو معیار را مجاز می‌داند [۶].

به دلیل ماهیت ترد این نوع مقاطع، بایستی مقاومت رزرو شده بیشتری برای اعضا در نظر گرفت. به عبارتی، حاشیه امنیت بیشتری، در مقایسه با بتن آرمه متداول در نظر گرفته می‌شود. در طراحی این مقاطع، فرضیات زیر حاکم است:

- تغییرات کرنش در مقطع، به صورت خطی می‌باشد؛
- صفحه بعد از بارگذاری، صفحه باقی می‌ماند؛
- کرنش نهایی بتن در فشار برابر $0,003$ در نظر گرفته می‌شود؛
- از مقاومت کششی بتن صرف نظر می‌شود؛

- رفتار کششی میلگردهای FRP تا گسیختگی به صورت الاستیک خطی می‌باشد؛
- اتصال بین میلگردهای FRP و بتن پیرامون آن، به صورت کامل برقرار است؛

۴-۲-۱- مقاومت خمشی

فلسفه طراحی خمشی اعضا مطابق رابطه ۴-۱، بدین صورت است که مقاومت خمشی عضو بایستی از لنگر خمشی ایجاد شده در عضو، ناشی از وارد شدن بارهای ضریب دار، بیشتر باشد. ترکیبات بار و ضرایب بارگذاری، مطابق آیین نامه ACI 318-05 می‌باشد.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (۴-۱)$$

که در آن:

ϕ : ضریب کاهش مقاومت خمشی مطابق رابطه ۴-۲؛

M_n : مقاومت خمشی اسمی مقطع مطابق رابطه ۴-۵؛

M_u : لنگر خمشی ناشی از نیروهای ضریب دار؛

$$\phi = \begin{cases} 0.55 & \text{for } \rho_f \leq \rho_{fb} \\ 0.3 + 0.25 \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} & \text{for } \rho_{fb} < \rho_f < 1.4\rho_{fb} \\ 0.65 & \text{for } \rho_f \geq 1.4\rho_{fb} \end{cases} \quad (۴-۲)$$

که در آن:

ρ_f : درصد آرماتور مطابق رابطه ۴-۳؛

ρ_{fb} : در صد آرماتور متعادل مطابق رابطه ۴-۴؛

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad (۳-۴)$$

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (۴-۴)$$

که در آن:

A_f : مساحت میلگرد FRP بر حسب mm^2 ؛

b : عرض مقطع مستطیلی بر حسب mm ؛

d : ارتفاع موثر مقطع (فاصله دور ترین تار فشاری بتن تا مرکز آرماتورهای کششی) بر حسب mm ؛

β_1 : ثابتی که مقدار آن برای بتن تا مقاومت فشاری کمتر و مساوی ۲۸ مگاپاسکال برابر ۰,۸۵، برای بتن با مقاومت بیشتر از ۲۸ مگاپاسکال این فاکتور با نرخ ۰,۰۵ به ازای هر ۷ مگاپاسکال کاهش می‌یابد. مقدار این فاکتور در هر صورت نباید از ۰,۶۵ کمتر در نظر گرفته شود؛

f'_c : مقاومت مشخصه فشاری بتن بر حسب MPa ؛

f_{fu} : مقاومت کششی طراحی میلگرد FRP با در نظر گرفتن کاهش مقاومت جهت شرایط محیطی بر حسب MPa ؛

E_f : مدول الاستیسیته طراحی یا گارانتی شده میلگردهای FRP بر حسب MPa ؛

ε_{cu} : کرنش نهایی بتن فشاری؛

توجه شود که تنش طراحی میلگردهای FRP با تنشی که از نتایج آزمایشگاهی بدست می‌آید متفاوت است. به عبارتی با افزودن یک ضریب کاهنده مطابق جدول ۴-۱، حاشیه امنیت بیشتری را در نظر می‌گیریم. این مطلب برای کرنش نهایی میلگردهای FRP نیز صادق است.

جدول ۴-۱: ضریب کاهشده شرایط محیطی برای الیاف متفاوت و شرایط مختلف [۶]

شرایط محیطی	نوع الیاف	ضریب کاهشده C_E
بتن در معرض آب و زمین قرار نداشته باشد	کربن	۱,۰
	شیشه	۰,۸
	آرامید	۰,۹
بتن در معرض آب و زمین قرار داشته باشد	کربن	۰,۹
	شیشه	۰,۷
	آرامید	۰,۸

در صورتی که $\rho_f < \rho_{fb}$ خرابی مقطع، با گسیخته شدن میلگردهای کششی FRP اتفاق می‌افتد و اگر $\rho_f > \rho_{fb}$ خرابی مقطع، با خرد شدن بتن فشاری صورت می‌پذیرد.

اگر $\rho_f > \rho_{fb}$ توزیع تنش در بتن به طور تقریبی، مطابق تنش بلوک ویتنی خواهد بود. در این صورت با توجه به شرط تعادل نیروها و سازگاری کرنشی، مقاومت خمشی اسمی مقطع به صورت رابطه ۴-۵ محاسبه می‌شود:

$$M_n = A_f f_f \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (۵-۴)$$

که در آن:

a : ارتفاع بلوک تنش ویتنی بر حسب mm مطابق رابطه ۴-۶؛

f_f : تنش کششی میلگردهای FRP بر حسب MPa مطابق رابطه ۴-۷؛

باقی پارامترها مطابق توضیحات صفحه قبل می‌باشد.

$$a = \frac{A_f f_f}{0.85 f'_c b} \quad (۶-۴)$$

$$f_f = E_f \varepsilon_{cu} \frac{\beta_1 d - a}{a} \quad (7-4)$$

با جایگذاری a از رابطه ۶-۴ در رابطه ۷-۴، مقدار f_f به صورت رابطه ۸-۴ در می‌آید:

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (8-4)$$

از سوی دیگر مقاومت خمشی اسمی را می‌توان از رابطه ۹-۴ نیز حساب نمود:

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c} \right) b d^2 \quad (9-4)$$

در صورتی که $\rho_f < \rho_{fb}$ خرابی مقطع با گسیخته شدن میلگرد کششی رخ خواهد داد و نمی‌توان از بلوک تنش ویتنی استفاده نمود، به دلیل آنکه تنش در دورترین تار فشاری بتن به مقدار 0.003 نرسیده است. در این حالت بایستی از روش تقریبی دیگری استفاده نمود. در تحلیل مقطع در این حالت، ۲ پارامتر مجهول وجود دارد، یکی ارتفاع تار خنثی و دیگری تنش در دورترین تار فشاری بتن. به علاوه ۲ فاکتور α_1 و β_1 مربوط به بلوک تنش ویتنی نیز مجهول می‌باشند. پارامتر α_1 نسبت تنش میانگین در بتن به مقاومت بتن می‌باشد. پارامتر β_1 نیز به صورت نسبت ارتفاع بلوک تنش به ارتفاع تارخنثی تعریف شده است. تحلیل مقطع با توجه به تمامی پارامترهای مجهول، پیچیده و دشوار است. بنابراین مقاومت خمشی اسمی را در این حالت می‌توان از رابطه ۱۰-۴ محاسبه نمود.

$$M_n = A_f f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (10-4)$$

در طراحی یک مقطع پارامتر $\beta_1 C$ به مشخصات مصالح و درصد آرماتورهای FRP بستگی دارد. بیشترین مقدار آن برابر $\beta_1 C_b$ می‌باشد و هنگامی رخ می‌دهد که کرنش در دورترین تار فشاری بتن برابر $0,003$ باشد. رابطه ساده شده و محافظه کارانه برای طراحی این نوع مقاطع مطابق روابط ۴-۱۱ و ۴-۱۲ می‌باشد:

$$M_n = A_f f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 C_b}{2} \right) \quad (11-4)$$

$$C_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) d \quad (12-4)$$

کمترین مقدار میلگرد FRP:

اگر مقطع طوری طراحی شود که $\rho_f < \rho_{fb}$ و خرابی مقطع با گسیخته شدن میلگردهای FRP همراه باشد، مقدار آرماتورها بایستی از یک مقدار مشخص بیشتر باشد تا معیار خرابی، ترک خوردن بتن نباشد. به عبارتی $\phi M_n \geq M_{cr}$ که در آن M_{cr} لنگر ترک خوردگی می‌باشد. کمترین مقدار آرماتور FRP طبق رابطه ۴-۱۳ حساب می‌شود:

$$A_{f,min} = \frac{4.9\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{330}{f_{fu}} b_w d \quad (13-4)$$

که در آن:

b_w : عرض جان تیر بر حسب mm می‌باشد؛

اگر خرابی عضو توسط گسیخته شدن میلگرد FRP کنترل نشود، کمترین میلگرد FRP، به صورت خودکار اقناع می‌شود.

توجه شود که مکانیزم خرابی اعضای خمشی بتنی مسلح به آرماتورهای FRP به دلیل رفتار الاستیک خطی تا گسیختگی کامل میلگردهای FRP، نبایستی بر مبنای تشکیل مفاصل پلاستیک بنا شود. بنابراین بازتوزیع لنگر خمشی در تیرهای سراسری و یا سایر سازه‌های نامعین استاتیکی، در این نوع مقاطع نبایستی در نظر گرفته شود [۶].

۴-۲-۲- سرویس پذیری مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای پلیمری

سرویس پذیری را می‌توان عملکرد رضایت بخش تحت بارهای سرویس، تعریف نمود. مقاطع بتنی مسلح به FRP به طورنسبی بعد از ترک خوردن، سختی کمی از خود نشان می‌دهند. به طور کلی سرویس پذیری را می‌توان در کنترل عرض ترک و خیز تیر توضیح داد.

عرض ترک: همانگونه که در فصل اول توضیح داده شد، میلگردهای FRP در مقابل خوردگی از خود مقاومت نشان می‌دهند، بنابراین عرض ترک در مواردی که خوردگی آرماتورها دلیل اصلی برای محدود کردن عرض ترک می‌باشد، در این گونه مقاطع نسبت به بتن آرمه متداول، محدودیت کمتری دارد. بیشترین عرض ترک مجاز برای مقاطع مسلح شده با میلگردهای FRP از رابطه ۴-۱۴ بدست می‌آید:

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (۴-۱۴)$$

که در آن:

w : بیشترین عرض ترک برحسب mm ؛

f_f : تنش در آرماتورها بر حسب MPa ؛

E_f : مدول الاستیسیته آرماتورها بر حسب MPa ؛

β : نسبت فاصله تار خنثی تا دورترین تار کششی به فاصله تارخنثی تا مرکز آرماتورهای کششی؛

d_c : ضخامت کاور بتن از دورترین تار کششی تا مرکز نزدیک ترین آرماتور برحسب mm ؛

S: فاصله بین آرماتورها بر حسب mm ؛

k_b : ضریبی است که میزان چسبندگی آرماتورها و بتن پیرامونی را بیان می‌کند. در صورتی که رفتاری مشابه میلگرد فولادی بدون پوشش داشته باشد، مقدار آن برابر ۱ است. اگر میزان چسبندگی کمتر از فولاد باشد، این مقدار بزرگتر از یک و اگر چسبندگی بهتر از فولاد باشد، این مقدار کمتر از یک است. با استفاده از تحقیقات انجام شده بر روی انواع سطح مقطع، مشخصات آرماتورهای متفاوت، نوع الیاف، نوع رزین و ویژگی های سطحی، مقدار k_b در محدوده ۰,۶ تا ۱,۷۲ می‌باشد که مقدار میانگین آن ۱,۱۰ است؛

خیز: مطابق آیین نامه $ACI 440.1R-06$ ضخامت تیر های مسلح شده توسط میلگرد FRP طبق رابطه ۴-۱۵ محاسبه می‌شود. جدول ۴-۲ نیز کمترین ضخامت مجاز برای دال های یکطرفه و تیرهای غیر پیش تنیده مسلح شده با FRP را به صورت ساده شده پیشنهاد می‌کند:

جدول ۴-۲: ضخامت پیشنهادی برای تیرها و دال های یکطرفه [۶]

کمترین ضخامت				
	تکیه گاه ساده	یک سر پیوسته	دو سر پیوسته	طره
دال های یک طرفه	$l/13$	$l/17$	$l/22$	$l/5.5$
تیر ها	$l/10$	$l/12$	$l/16$	$l/4$

$$\frac{l}{h} = \frac{48\eta}{5K_1} \left(\frac{1-k}{\varepsilon_f} \right) \left(\frac{\Delta}{l} \right)_{max} \quad (4-15)$$

که در آن:

η : برابر است با نسبت d/h ؛

k : طبق معادله ۱۷-۴؛

$\left(\frac{\Delta}{l}\right)_{max}$: محدودیت خیز دهانه تحت بار سرویس؛

K_1 : پارامتری وابسته به شرایط مرزی است که برای بارگذاری یکنواخت و تکیه گاه ساده، یک سر

پیوسته، دو سر پیوسته و دهانه طره به ترتیب مقادیر ۱، ۰٫۸، ۰، ۰٫۶ و ۲، ۴ می باشد؛

ϵ_f : کرنش در میلگردهای FRP تحت بار سرویس در وسط دهانه به غیر از دهانه طره، برای طره مقدار

کرنش در تکیه گاه حساب می شود؛

ممان اینرسی موثر مقطع:

ممان اینرسی مقطع ترک خورده مطابق رابطه ۱۶-۴ بدست می آید:

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f A_f d^2 (1 - k)^2 \quad (16-4)$$

k مطابق رابطه ۱۷-۴ محاسبه می شود.

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad (17-4)$$

که در آن:

n_f : نسبت مدول الاستیسیته میلگردهای FRP به مدول الاستیسیته بتن می باشد؛

ممان اینرسی موثر مقطع از رابطه ۱۸-۴ یا ۱۹-۴ بدست می آید:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (18-4)$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (19-4)$$

که در آن:

I_g : برابر ممان اینرسی کلی مقطع و برابر $bh^3/12$ می باشد؛

β_d : ضریب کاهشده مطابق رابطه ۴-۲۰؛

M_a : بیشترین لنگر وارد بر عضو در مرحله ای که خیز محاسبه می شود بر حسب N.mm؛

$$\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}}\right) \leq 1.0 \quad (20-4)$$

محاسبه خیز با استفاده از روش مستقیم:

خیز در طولانی مدت، ناشی از اثر جمع شدگی^۱ بتن و خزش^۲، مطابق رابطه ۴-۲۱ محاسبه می شود:

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda(\Delta_i)_{sus} \quad (21-4)$$

که در آن:

λ : ضریبی مطابق رابطه ۴-۲۲؛

$(\Delta_i)_{sus}$: خیز آنی ناشی از بارهای پایدار بر حسب mm؛

$\Delta_{(cp+sh)}$: خیز آنی ناشی جمع شدگی و خزش بتن بر حسب mm؛

^۱ Shrinkage.

^۲ Creep.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (22-4)$$

با توجه به آنکه از اثر فولاد فشاری صرف نظر می‌کنیم ($\rho' = 0$)، بنابراین مقدار پارامتر λ

به ξ کاهش پیدا می‌کند. مقدار ξ بر اساس آیین نامه ACI 318، بدین صورت است که اگر مدت

زمان بارگذاری، ۵ سال و بیشتر باشد، برابر ۲،۰؛ اگر ۱۲ ماه باشد، برابر ۱،۴؛ اگر ۶ ماه باشد برابر ۱،۲

و اگر ۳ ماه باشد برابر ۱،۰ می‌باشد.

۴-۲-۳- خرابی ناشی از خزش و خستگی در مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای پلیمری:

قرار گیری عضو تحت بار ثابت، به صورت طولانی مدت می‌تواند منجر به خرابی ناگهانی سازه

بعد از گذشت یک دوره زمانی شود. این پدیده را پدیده خزش یا پدیده خستگی استاتیکی نامند. به

طور کلی الیاف کربن کمترین حساسیت، الیاف آرامید نسبتا حساس و الیاف شیشه، حساس ترین الیاف

نسبت به پدیده خزش می‌باشند. به منظور جلوگیری از خرابی ناشی از تنش‌های دائمی و پایدار و

همچنین تنش‌های متناوب وارد بر عضو و پدیده خستگی در این نوع مقاطع، سطح تنش در آرماتورهای

FRP که در شرایط فوق قرار می‌گیرند، بایستی محدود شود.

به دلیل آنکه سطح تنش در این حالات در منطقه الاستیک مصالح قرار دارند، تنش را می‌توان

از تحلیل الاستیک مقطع، محاسبه نمود. جهت جلوگیری از خرابی ناشی از پدیده خزش، محدودیت

تنش اعمال شده بر میلگردهای FRP مطابق رابطه ۴-۲۳، در نظر گرفته می‌شود:

$$f_{f,s} = M_s \frac{n_f d(1-k)}{I_{cr}} \quad (23-4)$$

که در آن:

$f_{f,s}$: سطح تنش میلگردهای FRP ناشی از بارهای دائمی بر حسب MPa؛

M_s : لنگر ناشی از بارهای سرویس بر حسب N.mm؛

d : ارتفاع تار خنثی بر حسب mm؛

k : نسبت ارتفاع تار خنثی به ارتفاع مؤثر مقطع مطابق رابطه ۴-۱۷؛

I_{cr} : ممان اینرسی مقطع ترک خورده بر حسب mm^4 مطابق رابطه ۴-۱۶؛

به طور تقریبی مقادیر محدود کننده سطح تنش برای مقابله با پدیده خزش برای $GFRP$ برابر $0.20f_{fu}$ ، برای $AFRP$ برابر $0.30f_{fu}$ و برای $CFRP$ برابر $0.55f_{fu}$ می باشد. اگر سازه در معرض پدیده خستگی قرار بگیرد، تنش در میلگردهای FRP بایستی به مقادیر فوق محدود شود. تنش در میلگردهای FRP را می توان طبق رابطه ۴-۲۳ محاسبه نمود که در آن M_s برابر لنگر ناشی از تمامی بارهای دائمی به انضمام بیشترین لنگری که از چرخه بارگذاری مربوط به پدیده خستگی بدست می آید، می باشد.

۴-۳- بررسی کمترین شکل پذیری مجاز بتن آرمه متداول بر اساس آیین نامه بتن ایران (آبا)

در این بخش شاخص شکل پذیری μ را برای چند مقطع مستطیلی بتن آرمه متداول که کمترین شکل پذیری را دارند حساب می کنیم و میانگین آن ها را به عنوان کمترین شکل پذیری مجاز، معیار قرار خواهیم داد. بر اساس آیین نامه آبا حداکثر آرماتور مجاز که در اعضای خمشی می توان استفاده نمود در حالت بالانس می باشد که طبق رابطه ۴-۲۴ بدست می آید.

$$A_{s,max} = A_{s,b} = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{\phi_c}{\phi_s} \times \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \times b \times d \quad (۴-۲۴)$$

که در آن:

b : عرض مقطع بر حسب میلی متر؛

d : عمق مؤثر بر حسب میلی متر؛

f_y : تنش جاری شدن فولاد بر حسب مگا پاسکال؛

f_c : حداکثر مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه بتن برحسب مگا پاسکال؛

Φ_c : ضریب تقلیل مقاومت بتن برابر ۰/۶؛

Φ_s : ضریب تقلیل مقاومت فولاد برابر ۰/۸۵؛

β_1 : ضریبی بر اساس مقاومت بتن. برای $f_c \leq 30$ برابر ۰/۸۵ و برای $f_c \geq 55$ برابر ۰/۶۵ و در سایر

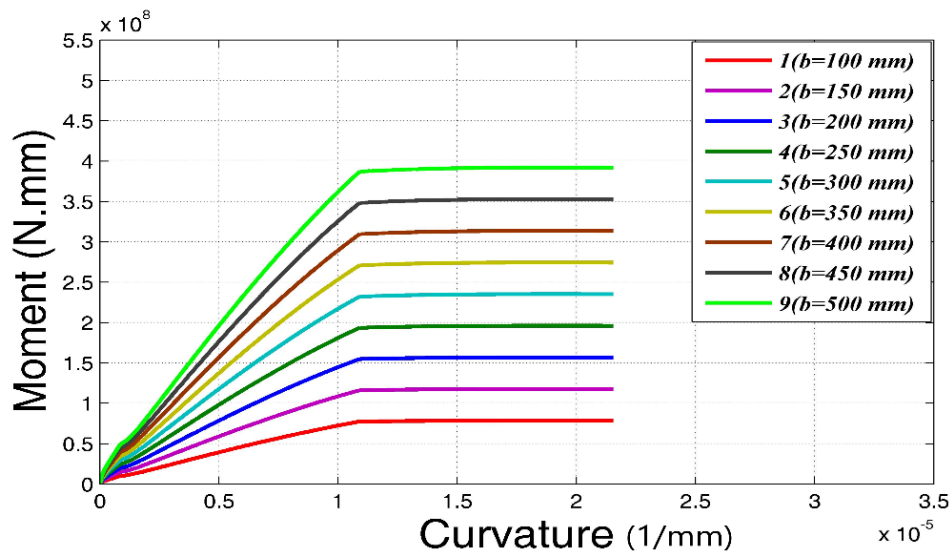
موارد مساوی $\beta_1 = 0.85 - 0.008(f_c - 30)$ می‌باشد.

۴-۳-۱- آنالیز حساسیت عرض مقطع بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس آبا

جدول ۳-۴ مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه آبا و مقدار شکل پذیری آن‌ها به ازای عرض مقطع‌های متفاوت را نشان می‌دهد. در تمامی نمونه‌ها بتن تحت کشش، در محدوده قبل از ترک خوردن لحاظ شده است، همچنین بتن تحت فشار طبق معادله هاگنستاد می‌باشد. تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگاپاسکال فرض شده است. شکل ۴-۱ نیز منحنی‌های ممان-انحنای متناظر را نشان می‌دهد.

جدول ۳-۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده براساس آبا برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای عرض مقطع‌های متفاوت

<i>Num.</i>	<i>b (mm)</i>	<i>d (mm)</i>	$A_s = A_{s,max} (mm^2)$	$F'c (MPa)$	μ
1	100	350	669	25	1.97
2	150	350	1004	25	1.97
3	200	350	1338	25	1.97
4	250	350	1673	25	1.97
5	300	350	2008	25	1.97
6	350	350	2342	25	1.97
7	400	350	2677	25	1.97
8	450	350	3012	25	1.97
9	500	350	3346	25	1.97



شکل ۴-۱: منحنی ممان-انحنای برای بتن متداول با فولاد حداکثر، به ازای عرض مقطع‌های متفاوت

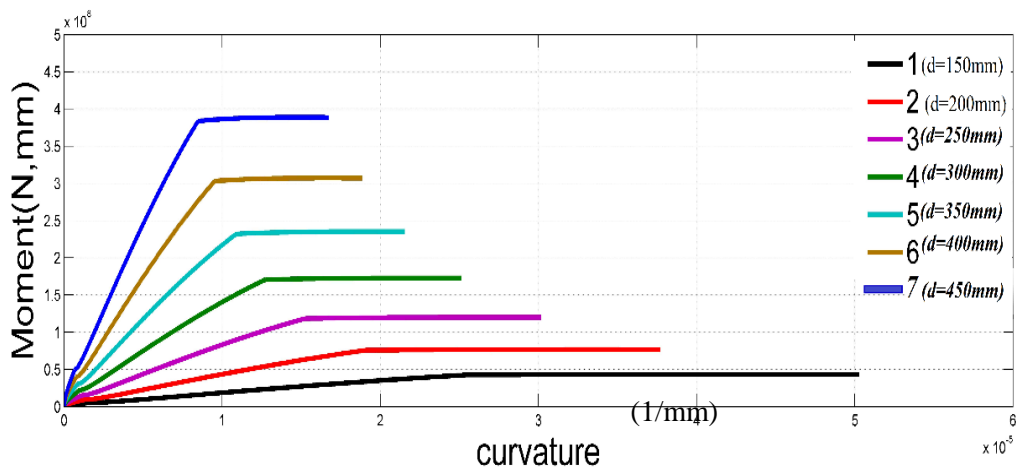
اثر عرض مقطع مستطیل شکل بر کمترین شکل‌پذیری مجاز، مطابق شکل ۴-۱، تنها بر روی عرض نقاط در لحظه جاری شدن و لحظه گسیختگی، بر روی منحنی ممان-انحنای می‌باشد. به عبارتی با افزایش عرض مقطع، ممان مقاوم افزایش داشته ولی انحنای مقطع ثابت می‌ماند. بنابراین با تغییر عرض مقطع، انحنای لحظه جاری شدن و لحظه گسیخته شدن هیچ تغییری نمی‌کند و این مقدار مستقل از عرض مقطع است. شایان‌ذکر است کمترین شکل‌پذیری مجاز در تمامی این موارد، مقدار ۱,۹۷ می‌باشد.

۴-۳-۲- آنالیز حساسیت عمق مؤثر مقطع بر شکل‌پذیری حداقل مجاز بر اساس آبا

جدول ۴-۴ مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین‌نامه آبا، و مقدار شکل‌پذیری آن‌ها به ازای عمق مؤثر متفاوت را نشان می‌دهد. در تمامی نمونه‌ها بتن تحت کشش، در محدوده قبل از ترک خوردن لحاظ شده است، همچنین بتن تحت فشار طبق معادله هاگنستاد می‌باشد. تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگاپاسکال فرض شده است. شکل ۴-۲ نیز منحنی‌های ممان-انحنای متناظر را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده براساس آبا برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای عمق مؤثر متفاوت (تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگا پاسکال فرض شده است).

Num.	$b(mm)$	$d(mm)$	$A_s=A_{s,max}(mm^2)$	$F'_c(MPa)$	μ
1	300	150	860	25	1.97
2	300	200	1147	25	1.968
3	300	250	1434	25	1.98
4	300	300	1721	25	1.97
5	300	350	2008	25	1.97
6	300	400	2295	25	1.978
7	300	450	2581	25	1.969



شکل ۴-۲: منحنی ممان-انحنای برای بتن متداول با فولاد حداکثر، به ازای عمق مؤثر متفاوت

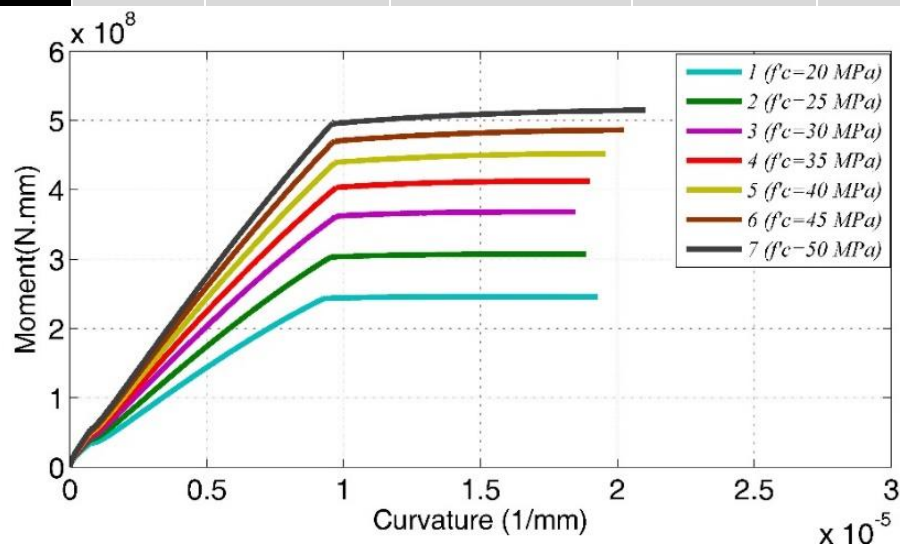
مطابق شکل ۴-۲ با افزایش عمق مؤثر، کاهش انحنای و افزایش ممان مقطع را شاهد هستیم. ولی نسبت انحنای لحظه گسیختگی به انحنای لحظه جاری شدن، مقدار ثابتی است، به عبارتی مقدار شکل پذیری، تغییر نکرده و به طور میانگین برابر ۱,۹۷ است.

۳-۳-۴- آنالیز حساسیت مقاومت فشاری بتن بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس آبا

جدول ۴-۵ مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه آبا، و مقدار شکل پذیری آن‌ها به ازای مقاومت‌های ۲۸ روزه بتن متفاوت را نشان می‌دهد. در تمامی نمونه‌ها بتن تحت کشش، در محدوده قبل از ترک خوردن لحاظ شده است، همچنین بتن تحت فشار طبق معادله هاگنستاد می‌باشد. تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگاپاسکال فرض شده است. شکل ۴-۳ نیز منحنی‌های ممان-انحنای متناظر را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۵: مشخصات نمونه‌های مدل شده براساس آبا برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای مقاومت‌های ۲۸ روزه بتن متفاوت

Num.	b(mm)	d(mm)	$A_s=A_{s,max}(mm^2)$	$F'c(Mpa)$	μ
1	300	400	1836	20	2.05
2	300	400	2295	25	1.968
3	300	400	2754	30	1.88
4	300	400	3061	35	1.92
5	300	400	3326	40	1.99
6	300	400	3547	45	2.08
7	300	400	3726	50	2.18



شکل ۴-۳: اثر مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن بر منحنی ممان-انحنای مقاطع بتن آرمه متداول

با بررسی جدول ۴-۵ و شکل ۴-۳ متوجه می‌شویم که با افزایش مقاومت بتن، انحنا لحظه گسیختگی ابتدا سیر نزولی داشته و سپس سیر صعودی را طی می‌کند. نقطه‌ای که رفتار نمودار ممان-انحنا تغییر می‌کند، نقطه نمونه‌ای است که از بتن ۳۰ مگا پاسکال استفاده شده. مقدار شکل پذیری در نمونه‌های متفاوت، مقادیر متفاوتی دارند ولی با تقریب خوبی می‌توان مقدار شکل پذیری را برابر ۲,۰۰ در نظر گرفت. علت خطاهای این بخش و تغییر رفتار در بعضی نمونه‌ها، به دلیل ماهیت بتن می‌باشد. بتن با مقاومت ۳۰ مگا پاسکال، در تقریب بلوک ویتنی و در نمودار β_1 بر حسب f_c نقطه‌ای است که نوع رفتار تغییر می‌کند؛ به عبارتی از نقاط عطف نمودار β_1 بر حسب f_c می‌باشد.

۴-۳-۴- آنالیز حساسیت مقاومت فشاری بتن بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس آبا

اثر تنش جاری شدن فولاد بر کمترین شکل پذیری مجاز بر اساس آیین نامه آبا بررسی گشته است و نتایج آن در جدول ۴-۶ آورده شده است. نتایج حاکی از آن است که با افزایش تنش جاری شدن فولاد، شکل پذیری کاهش می‌یابد. شکل پذیری برای مدل با $f_y = 200 \text{ MPa}$ برابر ۲,۲۶ و این مقدار به صورت نزولی نهایتاً برای مدل با $f_y = 600 \text{ MPa}$ برابر ۱,۸۳ بدست آمده است.

جدول ۴-۶: اثر تنش جاری شدن فولاد بر حداقل شکل پذیری مجاز بتن آرمه متداول بر اساس آیین نامه آبا

Num.	$b(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	f_y	$A_s=A_{s,max}(\text{mm}^2)$	$F'c(\text{Mpa})$	μ
1	200	400	200	3825	25	2.26
2	200	400	300	2266	25	2.07
3	200	400	400	1530	25	1.97
4	200	400	500	1112	25	1.85
5	200	400	600	850	25	1.83

۴-۴- بررسی کمترین شکل پذیری مجاز بتن آرمه متداول بر اساس آیین نامه بتن آمریکا (ACI 318-14)

در این قسمت شکل پذیری مقاطع مستطیلی با بیشترین فولاد گذاری مجاز (یا به عبارتی کمترین شکل پذیری مجاز) را بر اساس آیین نامه ACI 318-14 بررسی می‌کنیم. بر اساس آیین نامه ACI تا قبل از سال ۲۰۰۲ بیشترین آرماتور کششی مجاز برابر ۰,۷۵ آرماتور در حالت متعادل، مطابق رابطه ۴-۲۵ بوده است. در ویرایش‌های بعد از سال ۲۰۰۲ آیین نامه ACI 318، حداکثر فولاد در مقاطع خمشی چنان تعیین می‌شود که کرنش کششی خالص در دورترین تار فولاد کششی حداقل ۰,۰۰۴ باشد. بنابراین در ویرایش‌های جدید آیین نامه ACI، مطابق رابطه ۴-۲۶ بدست می‌آید.

$$A_{s,max} = 0.75A_{s,b} = 0.635 \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \times b \times d \quad (۲۵-۴)$$

$$A_{s,max} = \frac{600}{1400} 0.85 \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d = 0.364 \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d \quad (۲۶-۴)$$

β_1 ضریبی بر اساس مقاومت بتن که برای $f'_c \leq 30$ برابر ۰,۸۵ و برای $f'_c \geq 55$ برابر ۰,۶۵ و در سایر موارد مساوی $\beta_1 = 0.85 - 0.05(f'_c - 30)/7$ می‌باشد.

۴-۴-۱ محاسبه شکل پذیری با استفاده از روابط تحلیلی مطابق آیین نامه ACI 318-14

در این قسمت شکل پذیری مبتنی بر انحنای با استفاده از روابط تحلیلی و یک نمونه مثال عددی مورد بررسی قرار می‌دهیم. مقطعی با مشخصات $f'_c=25 \text{ MPa}$, $d=350 \text{ mm}$, $b=300 \text{ mm}$ و $f_y=400 \text{ MPa}$ موجود است. بیشترین آرماتور کششی مجاز طبق آیین نامه ACI طبق رابطه ۴-۲۶ محاسبه می‌شود.

$$A_{s,max} = 0.364 \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d = 0.364 \times 0.85 \times \frac{25}{400} \times 300 \times 350$$

$$= 2030 \text{ mm}^2$$

شکل پذیری کرنشی مطابق رابطه ۳-۱ به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_m}{\phi_y} = \frac{\left[\frac{\varepsilon_{c,max}}{(kd)_{max}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_y}{(d - kd)_y} \right]} = \frac{\varepsilon_{c,max}}{(kd)_{max}} \times \frac{(d - kd)_y}{\varepsilon_y}$$

در آیین نامه ACI، $(kd)_{max}$ همان c می‌باشد. جهت پیدا کردن c از معادله تعادل و شرط برابری نیروهای فشاری با نیروهای کششی استفاده می‌کنیم. در این صورت خواهیم داشت:

$$T = C$$

$$A_s f_y = 0.85 f'_c b \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

با قرار دادن مقادیر در رابطه بالا، مقدار c برابر خواهد شد با:

$$c = \frac{2030 \times 400}{0.85 \times 25 \times 300 \times 0.85} = 149.8 \text{ mm}$$

K نیز از رابطه ۴-۱۷ بدست می‌آید و مقدار آن برابر است با:

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{4700 \sqrt{f'_c}} = \frac{2 \times 10^5}{4700 \sqrt{25}} = 8.5$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2030}{300 \times 350} = 0.0193$$

$$k = \sqrt{2 \times 0.0193 \times 8.5 + (0.0193 \times 8.5)^2} - 0.0193 \times 8.5 = 0.43$$

بنابراین مقدار μ_ϕ برای این مقطع با فولاد گذاری حداکثر مطابق آیین نامه ACI 318-14 برابر مقدار زیر است:

$$\mu_\phi = \frac{0.003}{149.8} \times \frac{350 - 0.43 \times 350}{400/200000} = 1.99$$

۴-۴-۲- آنالیز حساسیت عرض مقطع بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس ACI 318-14

جدول ۴-۷ مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه ACI 318-14 و مقدار شکل پذیری آن‌ها به ازای عرض مقطع‌های متفاوت را نشان می‌دهد. در تمامی نمونه‌ها بتن تحت کشش، در محدوده قبل از ترک خوردن لحاظ شده است، همچنین بتن تحت فشار طبق معادله هاگنستاد می‌باشد. تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگاپاسکال فرض شده است.

جدول ۴-۷: مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه ACI 318-14 برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای عرض مقطع‌های متفاوت

Num.	b (mm)	d (mm)	$A_s=A_{s,max}(mm^2)$	F'c (MPa)	μ
1	100	350	677	25	1.92
2	150	350	1015	25	1.92
3	200	350	1353	25	1.92
4	250	350	1692	25	1.92
5	300	350	2030	25	1.92
6	350	350	2369	25	1.92
7	400	350	2707	25	1.92
8	450	350	3045	25	1.92
9	500	350	3384	25	1.92

۳-۴-۴- آنالیز حساسیت عمق مؤثر مقطع بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس ACI 318-

14

جدول ۸-۴ مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه ACI 318-14 و مقدار شکل پذیری آن‌ها به ازای عمق مؤثر متفاوت را نشان می‌دهد. در تمامی نمونه‌ها بتن تحت کشش، در محدوده قبل از ترک خوردن لحاظ شده است، همچنین بتن تحت فشار طبق معادله هاگنستاد می‌باشد. تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگاپاسکال فرض شده است.

جدول ۸-۴ مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه ACI 318-14 برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای عمق مؤثر متفاوت (تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگا پاسکال فرض شده است).

Num.	$b(mm)$	$d(mm)$	$A_s=A_{s,max}(mm^2)$	$F'c(MPa)$	μ
1	300	150	870	25	1.92
2	300	200	1160	25	1.92
3	300	250	1450	25	1.92
4	300	300	1740	25	1.92
5	300	350	2030	25	1.92
6	300	400	2320	25	1.92
7	300	450	2610	25	1.92

۴-۴-۴- آنالیز حساسیت مقاومت فشاری بتن بر شکل پذیری حداقل مجاز براساس ACI

318-14

جدول ۹-۴ مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه ACI 318-14 و مقدار شکل پذیری آن‌ها به ازای مقاومت‌های ۲۸ روزه بتن متفاوت را نشان می‌دهد. در تمامی نمونه‌ها بتن تحت کشش، در محدوده قبل از ترک خوردن لحاظ شده است، همچنین بتن تحت فشار طبق معادله هاگنستاد می‌باشد. تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگاپاسکال فرض شده است

جدول ۹-۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده بر اساس آیین نامه ACI 318-14 برای بتن متداول و فولاد حداکثر به ازای مقاومت‌های ۲۸ روزه بتن متفاوت

Num.	$b(mm)$	$d(mm)$	f_y	$A_s=A_{s,max}(mm^2)$	$F'c(MPa)$	μ
1	200	400	200	3094	25	3.14
2	200	400	300	2063	25	2.39
3	200	400	400	1547	25	1.92
4	200	400	500	1237	25	1.62
5	200	400	600	1031	25	1.41

اثر تنش جاری شدن فولاد بر کمترین شکل پذیری مجاز بر اساس آیین نامه ACI 318-14

بررسی گشته است و نتایج آن در جدول ۴-۱۰ آورده شده است.

جدول ۴-۱۰: اثر تنش جاری شدن فولاد بر حداقل شکل پذیری مجاز بتن آرمه متداول بر اساس آیین نامه ACI 318-14

Num.	$b(mm)$	$d(mm)$	$A_s=A_{s,max}(mm^2)$	$F'c(Mpa)$	μ
1	300	400	1856	20	2.03
2	300	400	2320	25	1.92
3	300	400	2785	30	1.85
4	300	400	3111	35	1.90
5	300	400	3398	40	1.94
6	300	400	3646	45	2.00
7	300	400	3860	50	2.07

نتایج به طور کلی حاکی از آن است که کمترین شکل پذیری تیرهای بتن آرمه متداول، بیشترین

وابستگی را به تنش جاری شدن آرماتورها دارد و با افزایش مقدار آن، شکل پذیری کاهش پیدا می‌کند.

در یک جمع بندی کلی تمامی نتایج بدست آمده از بررسی توسط آیین نامه آبا و آیین نامه ACI

318-14، کمترین شکل پذیری مجاز به طور تقریبی برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود. بررسی‌های انجام شده توسط Park and Ruitong در سال ۱۹۹۸ [۳۰] و Al-Hadad در سال ۱۹۹۵ [۳۱] نیز کمترین شکل پذیری بدست آمده طبق طراحی براساس آیین نامه ACI را برابر ۲ در بیان نموده اند که نتایج کار ما نیز همین نتیجه را نشان می‌دهد.

۴-۵- بررسی شکل پذیری چند نمونه تیر مربوط به ساختمان‌های متداول

در این قسمت، شکل پذیری چند تیر که حاصل از تحلیل و طراحی دقیق یک ساختمان با مشخصات جدول ۴-۱۱ می‌باشد را حساب می‌کنیم. طراحی این ساختمان طبق آیین نامه ACI 318-14 و با استفاده از نرم‌افزار مدل سازی ETABS نسخه ۲۰۱۵، صورت گرفته است و ضوابط لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، در آن اعمال شده است. پلان تیپ طبقات و یک برش از پلان، به ترتیب در اشکال ۶-۱ و ۶-۲ پیوست آمده است. در جدول ۴-۱۲، تیرهای انتخابی و مشخصات آن‌ها آورده شده است. به منظور ساده سازی، آرماتور گذاری خمشی برای بیشترین لنگر منفی و مثبت موجود در تیر بیان شده است و از بحث قطع میلگرد، صرف نظر شده است. مقادیر شکل پذیری هم برای لنگر منفی و هم برای لنگر مثبت محاسبه شده است.

جدول ۴-۱۱: مشخصات کلی ساختمان مدل شده در ETABS

اطلاعات مورد نیاز	
کاربری	مسکونی
محل پروژه	شهر اصفهان
تعداد طبقات	۴ طبقه به انضمام خرپشته
نوع خاک	تیپ III
نوع اسکلت	بتن آرمه
نوع سیستم سازه‌ای	قاب خمشی در هر دو جهت
نوع سقف	تیرچه بلوک
ارتفاع خالص طبقات	۲٫۹ متر
مقاومت مشخصه ۲۸ روزه بتن	۲۰ مگاپاسکال
تنش تسلیم آرماتورهای طولی	۴۰۰ مگاپاسکال

جدول ۴-۱۲: مشخصات تیرهای نمونه مربوط به ساختمان متداول

Num.	b(mm)	d(mm)	Location	As Top. (mm ²)	As Bot. (mm ²)	μ (Due to M ⁻)	μ (Due to M ⁺)
1	350	285	D-G,4: Story 4	883	479	4.37	5.80
2	350	285	B-E: Story4	700	418	5.14	6.08
3	350	285	A-C,2: Story 4	476	200	6.88	8.02
4	350	285	F-G,2: Story 4	659	376	5.38	6.53
5	350	335	4-3,A: Story3	849	410	5.39	7.37
6	350	335	D-G,4: Story 3	907	514	5.12	6.67
7	350	335	C-D: Story 3	1255	541	3.89	6.45
8	400	335	E-G: Story 2	1128	727	4.9	6.10
9	400	335	3-2,G: Story2	1264	1015	4.59	5.31
10	400	335	A-E: Story1	1538	1048	3.98	5.54
11	400	335	A-C,2: Story1	835	715	5.97	6.40

۴-۶- رویکرد استفاده از بتن پلیمری

در این بخش، نمونه‌های متفاوتی که بتن پلیمری جایگزین بتن آن گردیده و مسلح به میلگردهای FRP شده است را مورد آنالیز عددی قرار می‌دهیم. معادلات و منحنی‌های رفتاری این مصالح مطابق بخش ۳-۳-۳ می‌باشد. در این قسمت هر ۳ نوع میلگرد پلیمری متداول (GFRP, CFRP, AFRP) با ترکیب بتن پلیمری جایگزین بتن، مورد بررسی قرار می‌گیرند. به منظور مقایسه و درک بیشتر، ترکیب بتن متداول و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری نیز مدل شده‌اند.

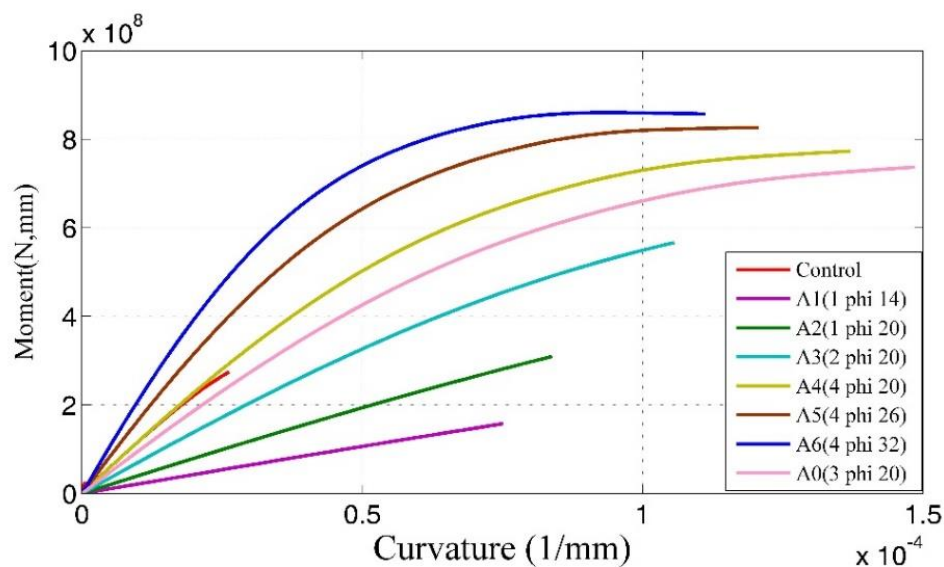
۴-۶-۱- ترکیب بتن پلیمری PCNA-0.5 و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری CFRP, AFRP و GFRP

در این قسمت مدل‌هایی که بتن پلیمری PCNA-0.5 جایگزین بتن آن، و میلگردهای پلیمری GFRP, AFRP, CFRP به‌عنوان میلگرد کششی در نظر گرفته شده است را مورد بررسی قرار می‌دهیم. جدول ۴-۱۳ مشخصات مدل‌هایی که از ترکیب بتن پلیمری PCNA-0.5 و میلگرد AFRP

حاصل شده است را بیان می کند. شکل ۴-۴ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می دهد.

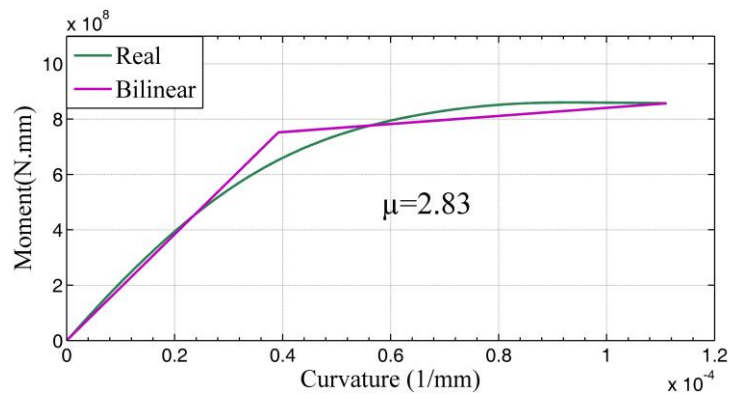
جدول ۴-۱۳: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد AFRP

ID	Control	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP
Tensile Rebar (Area)	3φ20	3φ20	1φ14	1φ20	2φ20	4φ20	4φ26	4φ32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect	Neglect	Neglect	Neglect	Neglect	Neglect	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	Concrete crushed.	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.
μ	1.52	2.29	1.84	1.85	1.96	2.35	2.55	2.83



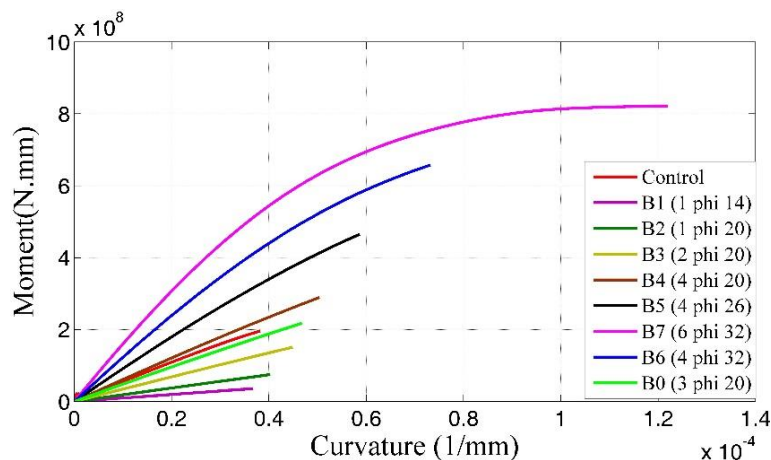
شکل ۴-۴: منحنی‌های ممان-انحنای مدل‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد AFRP

اکنون تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دوخطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در ردیف آخر جدول ۴-۱۳ بیان شده است. به عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل A6 در شکل ۴-۵ آورده شده است. نتایج دوخطی منحنی‌های Control، A1، A2 و A3 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، و موارد مطرح شده پیرامون کمترین شکل پذیری مجاز، مورد تأیید نمی‌باشد.



شکل ۴-۵: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای برای نمونه A6

جدول ۴-۱۴ مشخصات مدل‌هایی که بتن پلیمری PCNA-0.5 جایگزین بتن آن و میلگرد GFRP جایگزین فولاد کششی شده، بیان شده است. شکل ۴-۶ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد.

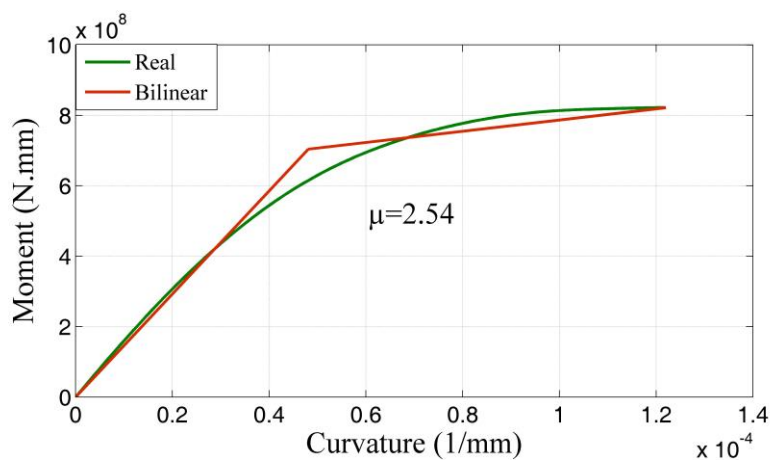


شکل ۴-۶: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد GFRP

جدول ۴-۱۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد GFRP

ID	Control	B0	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP
Tensile Rebar (Area)	3 ϕ 20	3 ϕ 20	1 ϕ 14	1 ϕ 20	2 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 26	4 ϕ 32	6 ϕ 32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad) (30Mpa)	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	Concrete crushed.
μ	1.59	1.90	N.C. (∞)	1.03	1.79	1.91	1.87	1.99	2.54

تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دوخطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در ردیف آخر جدول ۴-۱۴ بیان شده است. به عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل B7 در شکل ۴-۷ آورده شده است. نتایج دوخطی تمام مدل‌ها، به غیر از مدل B6 و B7 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، و موارد مطرح شده پیرامون کمترین شکل پذیری مجاز، مورد تأیید نمی‌باشد.



شکل ۴-۷: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای برای نمونه B7

جدول ۴-۱۵ مشخصات مدل‌هایی که بتن پلیمری PCNA-0.5 جایگزین بتن آن و میلگرد

CFRP جایگزین فولاد کششی گشته، بیان شده است. شکل ۴-۸ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۱۵: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد CFRP

ID	Control	C0	C1	C2	C3	C4	C5	C6
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400
<i>Tensile Rebar (Type)</i>	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP
<i>Tensile Rebar (Area)</i>	3 ϕ 20	3 ϕ 20	1 ϕ 14	1 ϕ 20	2 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 26	4 ϕ 32
<i>Concrete in compression</i>	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5	PCNA-0.5
<i>Concrete in tension</i>	Pre-peak	Neglect	Neglect	Neglect	Neglect	Neglect	Neglect	Neglect.
<i>Failure mode</i>	Concrete crushed.	Concrete crushed.	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.
μ	1.66	2.78	1.85	1.98	2.4	2.87	3.25	3.51

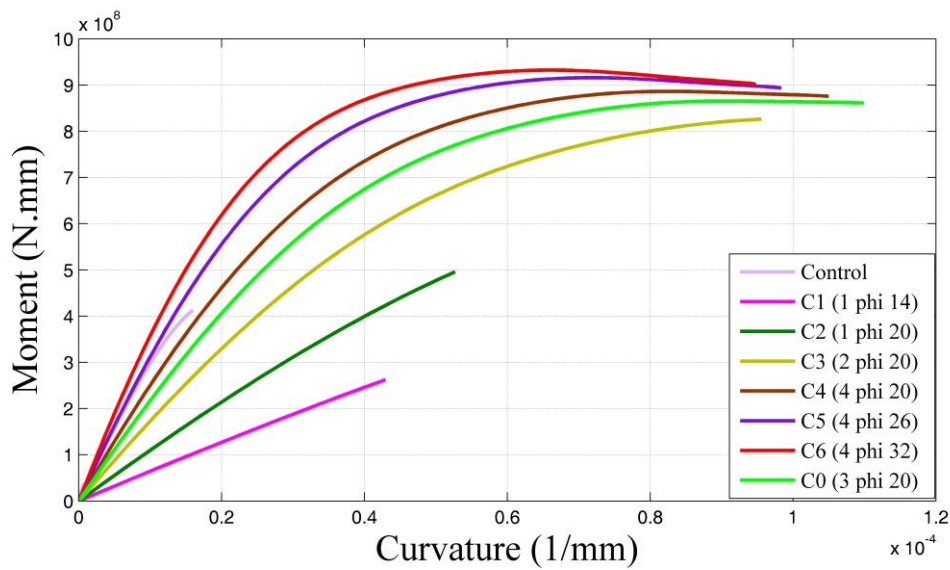
تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دو

خطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در ردیف آخر جدول ۴-۱۵ بیان شده است. به

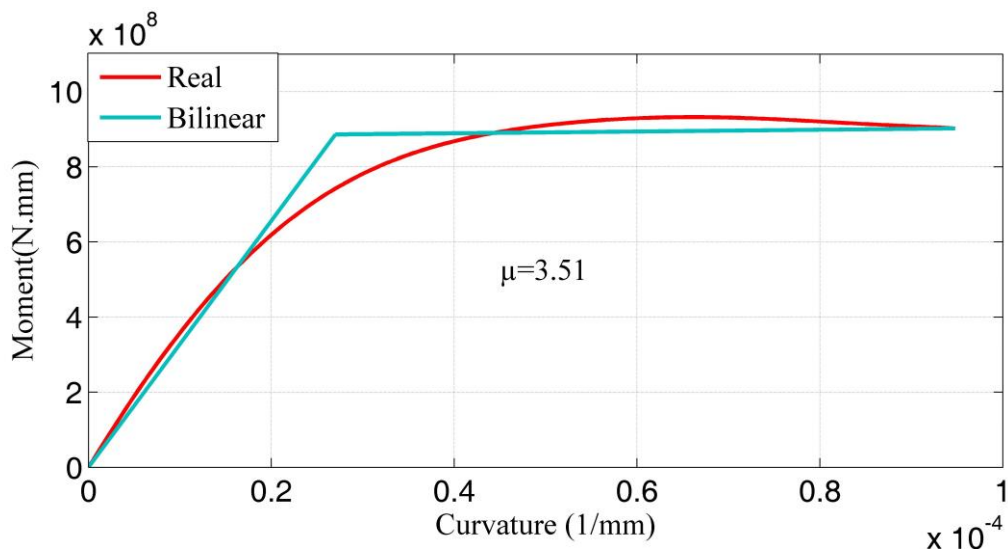
عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل C6 در شکل ۴-۹ آورده شده است. نتایج دوخطی منحنی‌های

C1 و C2 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، و موارد مطرح شده پیرامون کمترین شکل پذیری

مجاز، مورد تأیید نمی‌باشد.



شکل ۴-۸: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNA-0.5 و میلگرد CFRP



شکل ۴-۹: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای برای نمونه C6

۴-۶-۲- ترکیب بتن پلیمری PCNS-2.0 و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری CFRP, AFRP و

GFRP

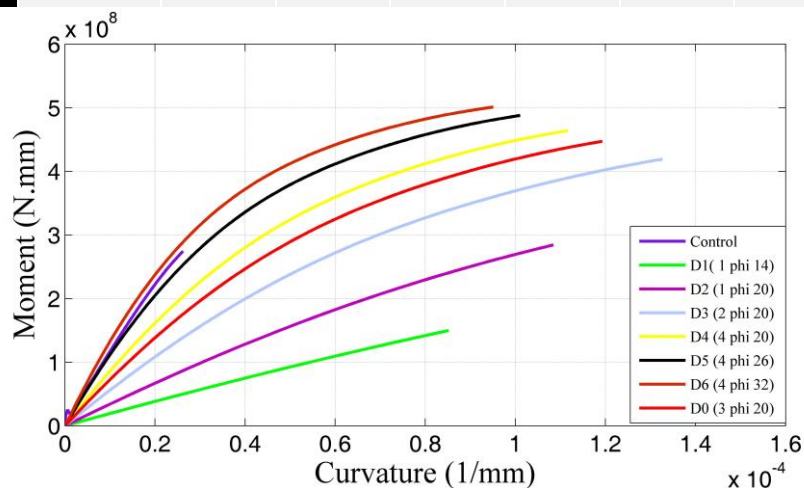
در این قسمت نمونه‌های که بتن پلیمری PCNS-2 جایگزین بتن آن، و میلگردهای پلیمری

CFRP, AFRP, GFRP به‌عنوان میلگرد کششی در نظر گرفته شده است را مورد بررسی قرار می

دهیم. جدول ۴-۱۶ مشخصات نمونه‌هایی که از ترکیب بتن پلیمری PCNS-2 و میلگرد AFRP حاصل شده است را بیان می‌کند. شکل ۴-۱۰ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد.

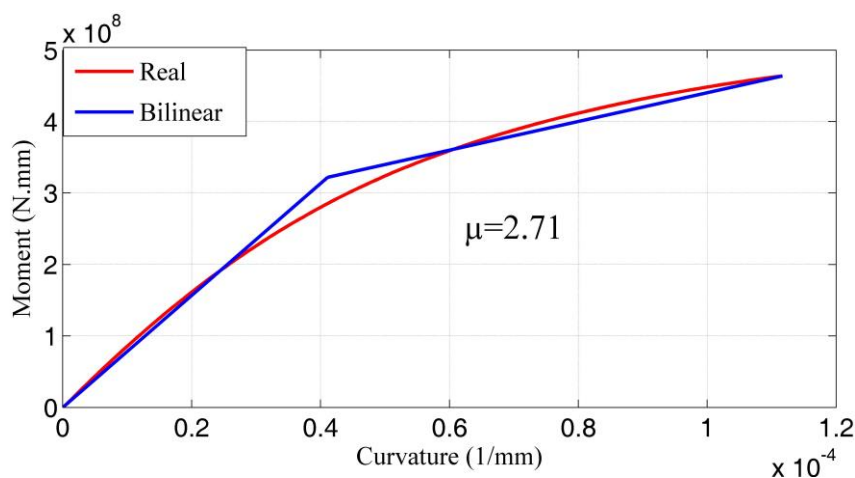
جدول ۴-۱۶: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد AFRP

ID	Control	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP
Tensile Rebar (Area)	3φ20	2φ20	1φ14	1φ20	2φ20	4φ20	4φ26	4φ32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	Concrete crushed.	FRP ruptured	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.
μ	1.52	2.65	1.99	2.12	2.49	2.71	2.93	3.14



شکل ۴-۱۰: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد AFRP

تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دو خطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در ردیف آخر جدول ۴-۱۶ بیان شده است. به عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل D4 در شکل ۴-۱۱ آورده شده است. نتایج دوخطی منحنی های D1 و D2 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، و موارد مطرح شده پیرامون کمترین شکل پذیری مجاز، مورد تأیید نمی‌باشد.

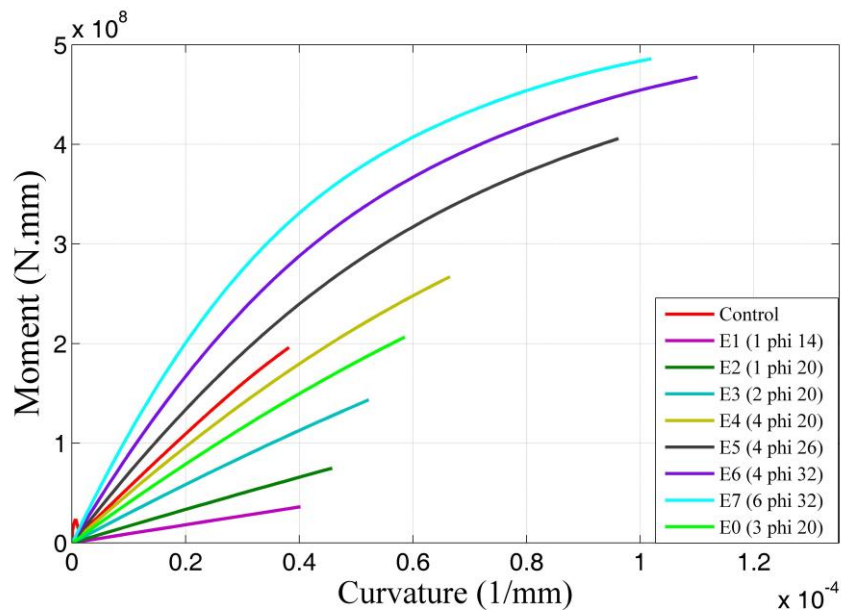


شکل ۴-۱۱: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای برای نمونه D4

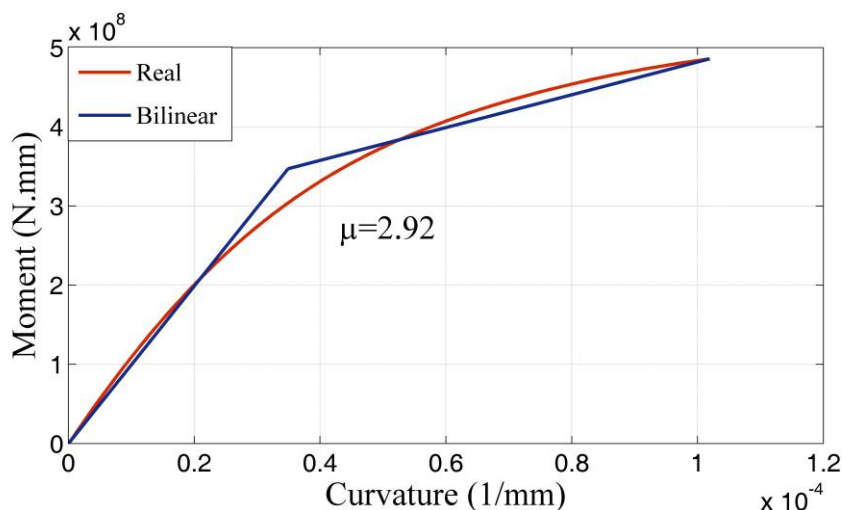
جدول ۴-۱۷ مشخصات نمونه‌هایی که بتن پلیمری PCNS-2.0 جایگزین بتن آن و میلگرد GFRP جایگزین فولاد کششی شده، بیان شده است. شکل ۴-۱۲ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دو خطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در ردیف آخر جدول ۴-۱۷ بیان شده است. به عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل E7 در شکل ۴-۱۲ آورده شده است. نتایج دوخطی تمام مدل‌ها، به غیر از مدل E5، E6 و E7 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، و موارد مطرح شده پیرامون کمترین شکل پذیری مجاز، مورد تأیید نمی‌باشد.

جدول ۴-۱۷: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد GFRP

ID	Control	E0	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP
Tensile Rebar (Area)	3φ20	3φ20	1φ14	1φ20	2φ20	4φ20	4φ26	4φ32	6φ32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.
μ	1.59	2.14	1.87	2.09	2.06	2.16	2.42	2.73	2.92



شکل ۴-۱۲: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد GFRP

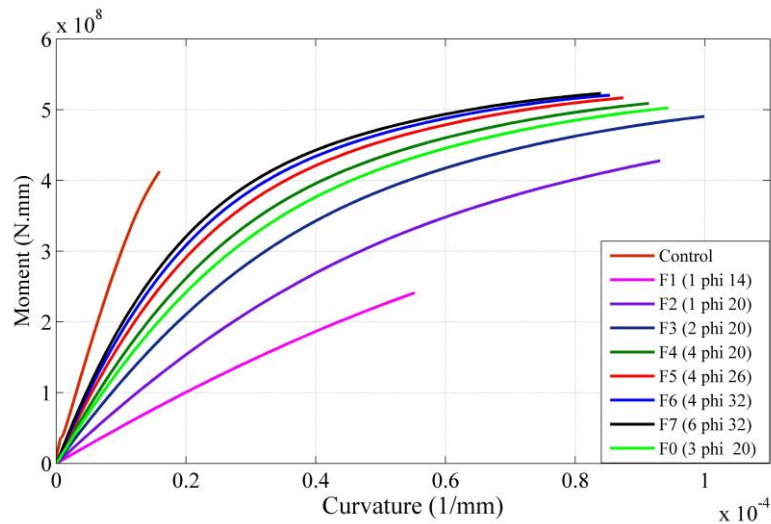


شکل ۴-۱۳: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای برای نمونه E7

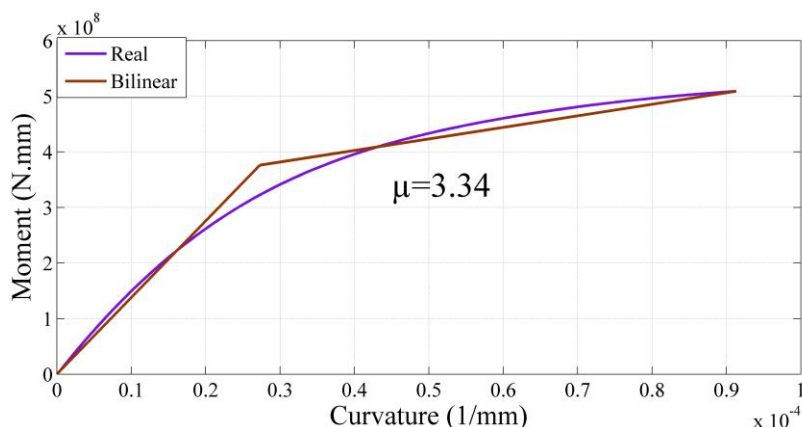
جدول ۴-۱۸ مشخصات نمونه‌هایی که بتن پلیمری PCNS-2.0 جایگزین بتن آن و میلگرد CFRP جایگزین فولاد کششی شده، بیان شده است. شکل ۴-۱۴ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دوخطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در ردیف آخر جدول ۴-۱۸ بیان شده است. به عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل F4 در شکل ۴-۱۵ آورده شده است. نتایج دوخطی منحنی F1 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، و موارد مطرح شده پیرامون کمترین شکل پذیری مجاز، مورد تأیید نمی‌باشد.

جدول ۴-۱۸: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد CFRP

ID	Control	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP
Tensile Rebar (Area)	3φ20	3φ20	1φ14	1φ20	2φ20	4φ20	4φ26	4φ32	6φ32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0	PCNS-2.0
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	Concrete crushed.	FRP ruptured	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.
μ	1.66	3.16	2.05	2.46	2.95	3.34	3.49	3.70	3.78



شکل ۴-۱۴: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-2.0 و میلگرد CFRP



شکل ۴-۱۵: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای برای نمونه F4

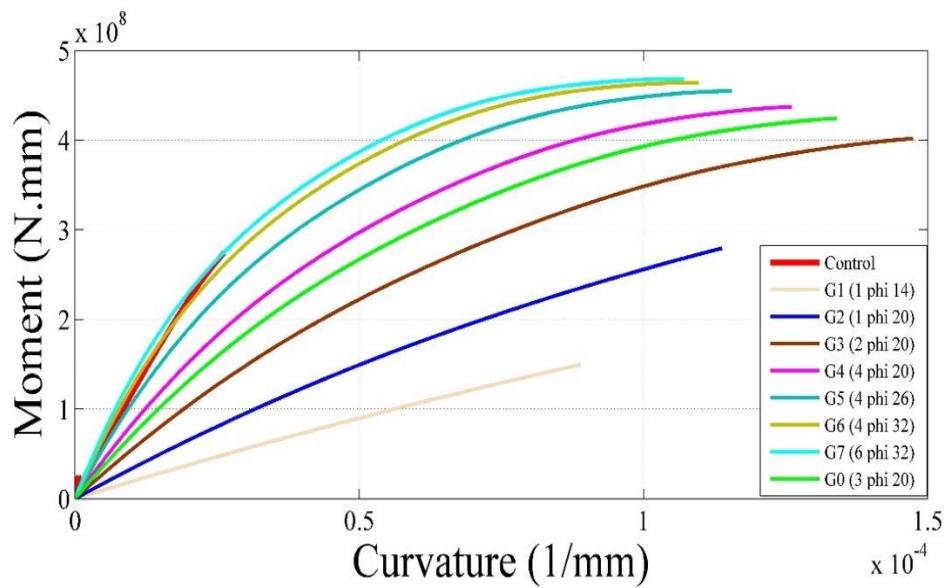
۴-۶-۳- ترکیب بتن پلیمری PCNS-0.5 و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری CFRP, AFRP و

GFRP

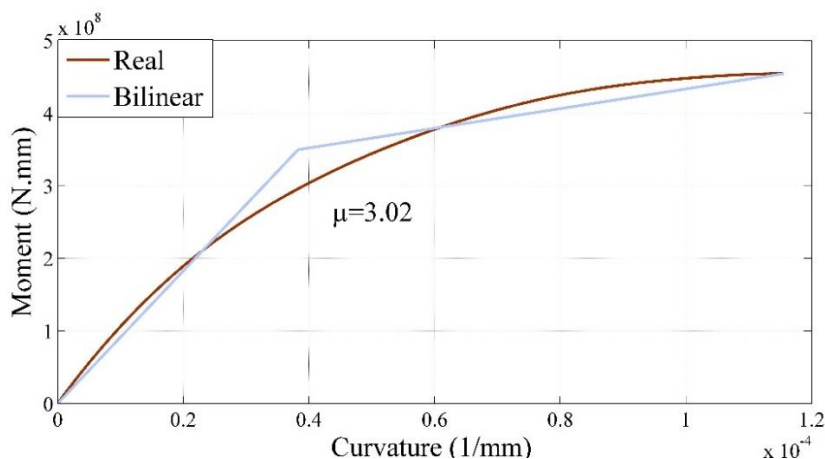
در این قسمت مدل‌هایی که بتن پلیمری PCNS-0.5 جایگزین بتن آن، و میلگردهای پلیمری CFRP, AFRP, GFRP به‌عنوان میلگرد کششی در نظر گرفته شده است را مورد بررسی قرار می‌دهیم. جدول ۴-۱۹ مشخصات نمونه‌هایی که از ترکیب بتن پلیمری PCNS-0.5 و میلگرد AFRP حاصل شده است را بیان می‌کند. شکل ۴-۱۶ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل‌پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دوخطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در ردیف آخر جدول ۴-۱۹ بیان شده است. به‌عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل G5 در شکل ۴-۱۷ آورده شده است. نتایج دوخطی منحنی G1 و G2 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، و موارد مطرح شده پیرامون کمترین شکل‌پذیری مجاز، مورد تأیید نمی‌باشد.

جدول ۴-۱۹: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد AFRP

ID	Control	G0	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP
Tensile Rebar (Area)	3φ20	3φ20	1φ14	1φ20	2φ20	4φ20	4φ26	4φ32	6φ32
Concrete in compression	Conventional 1 (Hognestad, 30Mpa)	PCNS- 0.5	PCNS- 0.5	PCNS- 0.5	PCNS- 0.5	PCNS- 0.5	PCNS- 0.5	PCNS- 0.5	PCNS- 0.5
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	FRP rupture d	FRP rupture d	FRP rupture d	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.
μ	1.52	2.72	2.08	2.32	2.45	2.78	3.02	3.32	3.38

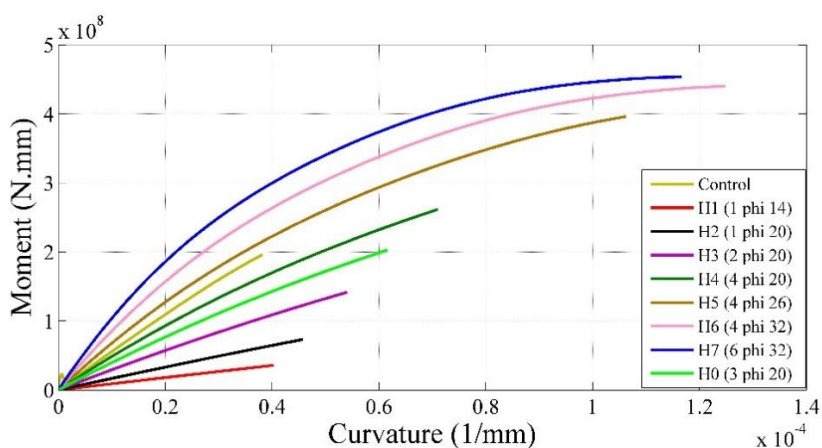


شکل ۴-۱۶: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد AFRP



شکل ۴-۱۷: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه G5

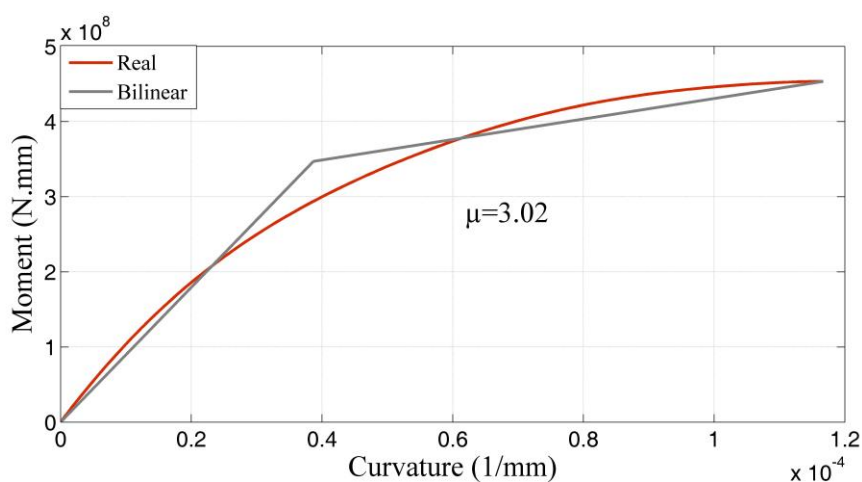
جدول ۴-۲۰ مشخصات نمونه‌هایی که بتن پلیمری PCNS-0.5 جایگزین بتن آن و میلگرد GFRP جایگزین فولاد کششی شده، بیان شده است؛ شکل ۴-۱۸ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دوخطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در ردیف آخر جدول ۴-۲۰ بیان شده است. به عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل H7 در شکل ۴-۱۹ آورده شده است. نتایج دوخطی منحنی‌های H1، H2، H3 و H4 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، و موارد مطرح شده پیرامون کمترین شکل پذیری مجاز، مورد تأیید نمی‌باشد.



شکل ۴-۱۸: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد GFRP

جدول ۴-۲۰: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد GFRP

ID	Control	H0	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP
Tensile Rebar (Area)	3φ20	3φ20	1φ14	1φ20	2φ20	4φ20	4φ26	4φ32	6φ32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.
μ	1.59	2.13	1.96	2.01	2.03	2.26	2.61	2.67	3.02



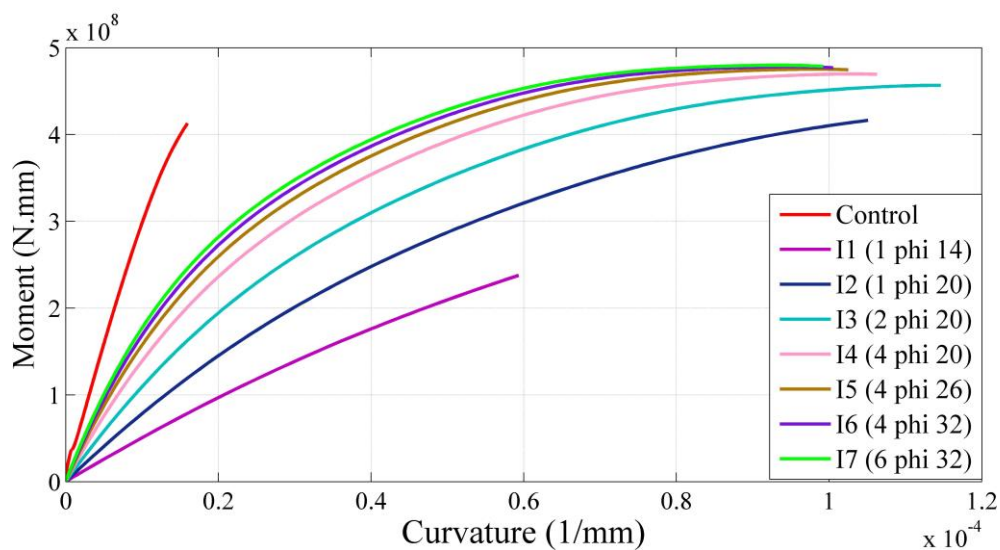
شکل ۴-۱۹: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای برای نمونه H7

جدول ۴-۲۱: مشخصات نمونه‌هایی که بتن پلیمری PCNS-0.5 جایگزین بتن آن و میلگرد CFRP جایگزین فولاد کششی شده، بیان شده است؛ شکل ۴-۲۰ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس

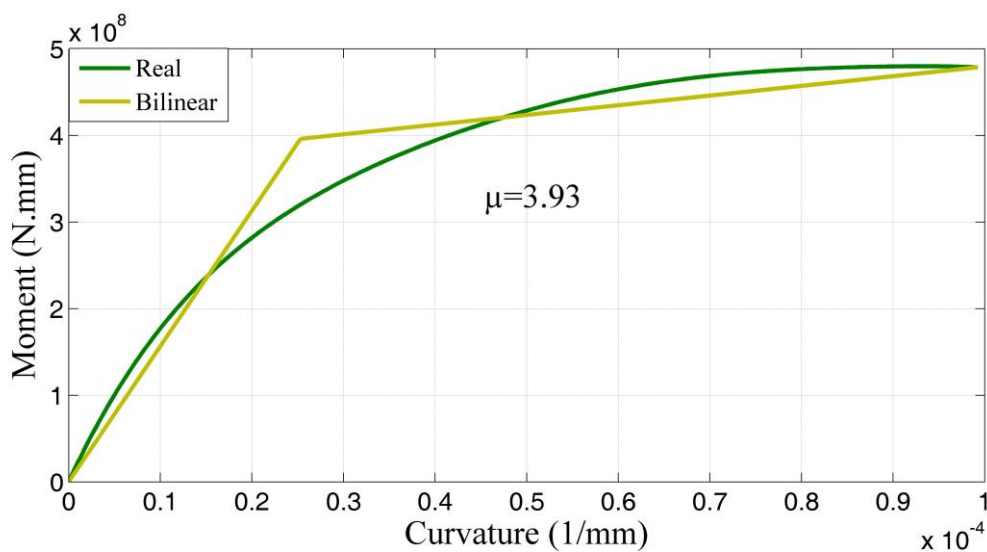
نمودار دو خطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در ردیف آخر جدول ۴-۲۱ بیان شده است. به عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل I7 در شکل ۴-۲۱ آورده شده است. نتایج دوخطی منحنی I1 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، و موارد مطرح شده پیرامون کمترین شکل پذیری مجاز، مورد تائید نمی‌باشد.

جدول ۴-۲۱: مشخصات نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد CFRP

ID	Control	I0	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
b (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300
d (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP
Tensile Rebar (Area)	3φ20	3φ20	1φ14	1φ20	2φ20	4φ20	4φ26	4φ32	6φ32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5	PCNS-0.5
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	Concrete crushed.	FRP ruptured	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.
μ	1.66	3.28	2.19	2.7	3.06	3.37	3.62	3.85	3.97



شکل ۴-۲۰: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PCNS-0.5 و میلگرد CFRP



شکل ۴-۲۱: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای برای نمونه I7

به طور کلی با استفاده از بتن پلیمری که نسبت به بتن متداول بسیار شکل پذیرتر می‌باشد، به این نتیجه رسیدیم که هرچه میلگرد FRP سخت‌تر (مدول الاستیسیته آن بیشتر) و مقدار میلگرد به کار رفته در مقطع بیشتر شود، مقاطع شکل پذیرتر می‌شوند. دلیل این امر آن است که در مقطعی که تحت لنگر مثبت قرار دارد، هرچه میلگرد کششی بیشتر و سخت‌تر شود، نیروی قسمت کششی مقطع افزایش

پیدا می‌کند بنابراین جهت به تعادل رسیدن و افزایش نیروی فشاری مقطع، بایستی تارخشی به سمت پایین حرکت کند؛ از طرفی دورترین تار فشاری بتن، به کرنش نهایی خود نزدیک تر می‌شود، تا آنکه دورترین تار فشاری بتن، به کرنش حداکثر خود می‌رسد و مد خرابی از گسیختگی آرماتور، به خرد شدن بتن فشاری تغییر می‌کند. در نمونه هایی که مد خرابی به خرد شدن بتن تغییر کرده است، با افزایش مقدار و سختی آرماتور کششی، انحنای نهایی کم می‌شود، به دلیل آنکه کرنش دورترین تار فشاری بتن به مقدار نهایی خود رسیده است و تغییر نمی‌کند و با افزایش ارتفاع تارخشی، انحنای نهایی کاهش پیدا می‌کند. ولی شکل پذیری کلی مقطع، افزایش پیدا می‌کند.

بنابراین با افزایش کرنش در دور ترین تار فشاری بتن، انحنای بیشتر می‌شود. نرخ افزایش انحنای متناسب با معادله رفتاری بتن پلیمری می‌باشد.

همچنین، هرچه مقاومت بتن پلیمری به کار رفته، بیشتر شود، ممان مقاوم مقطع نیز افزایش پیدا می‌کند. این رفتار، به دلیل آن است که با افزایش نیروی فشاری، نیروی کششی مقطع جهت اقناع شرط تعادل بیشتر شده و در نهایت لنگر مقاوم مقطع افزایش پیدا می‌کند.

با به کارگیری این نوع مقاطع در سازه‌ها، به دلیل افزایش ممان مقاوم، ابعاد مقاطع کاهش پیدا می‌کنند؛ بنابراین وزن سازه کمتر، نیروهای لرزه‌ای کمتر و هزینه‌های اجرا و قالب‌بندی کاهش می‌یابد، همچنین از لحاظ معماری، محدودیت‌های طراحی کمتر می‌شود.

استفاده از میلگرد کمتر در این مقاطع، مد خرابی را به گسیختگی آرماتور کششی تغییر داده، شکل پذیری کاهش و ممان مقاوم کمتر می‌شود، لذا این نوع طراحی توصیه نمی‌شود و تا حد امکان بایستی به منظور طراحی بهینه‌تر، از مقاطع با میلگرد بیشتر استفاده کنیم. این مطلب خلاف روند طراحی بتن آرمه متداول می‌باشد.

در این رویکرد به دلیل حذف مصالح سنگی درشت دانه، فواصل میلگردهای پلیمری را می‌توان کمتر کرد، لذا از نظر چینش میلگردها نسبت به بتن‌آرمه متداول محدودیت کمتری داشته و می‌توان مقادیر بیشتری میلگرد را در مقطع تعبیه نمود.

با افزایش میلگرد و سختی آن‌ها، اگر بتن پلیمری دارای رفتار نرم شدگی باشد، منحنی ممان-انحنای مقاطع ساخته شده با آن‌ها، دارای رفتار نرم شدگی می‌باشد. به عبارتی در این نوع مقاطع، شکل پذیری تابعی از رفتار بتن پلیمری بوده و با افزایش مقدار آرماتور کششی، نقش خصوصیات رفتاری بتن پلیمری، در شکل پذیری کلی مقطع، پررنگ‌تر می‌شود.

با افزایش مقدار میلگردها، شکل پذیری مقطع بیشتر شده. این افزایش گاهی آن‌چنان زیاد می‌شود که محدودیت‌های آیین‌نامه در خصوص کنترل خیز را اقلان نمی‌کند، این مورد از نکات مهمی می‌باشد که بایستی هنگام طراحی رعایت نمود. همچنین با افزایش مقدار آرماتور و سختی آرماتورهای به کار رفته، انحنای نقطه گسیختگی تا مرحله‌ای که مد خرابی به خرد شدن بتن فشاری تغییر کند، افزایش یافته و بعد از آن سیر نزولی دارد. ولی در هر صورت نرخ افزایش شکل پذیری صعودی می‌باشد.

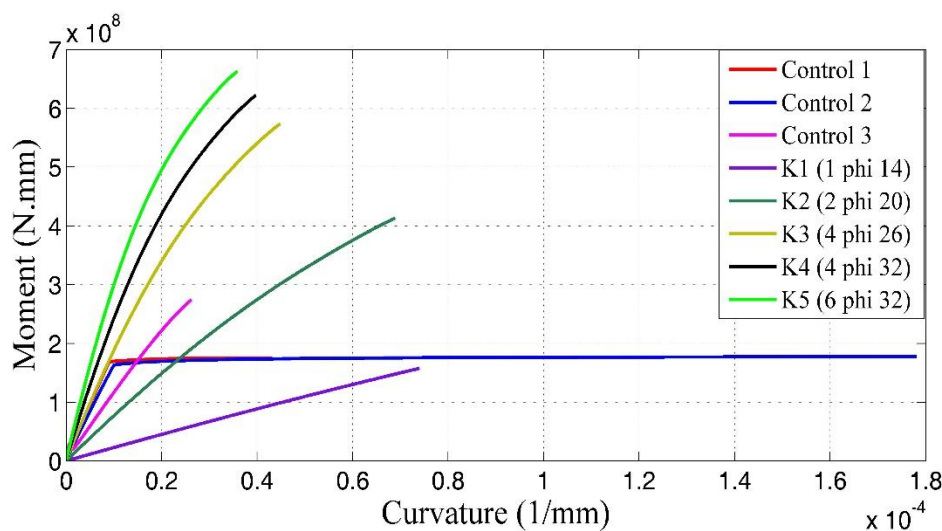
بتن پلیمری به کار رفته در این مقاطع، گران قیمت بوده و نسبت به بتن‌آرمه متداول هزینه‌های بسیار زیادتری را تحمیل می‌کند. از طرفی نحوه ساخت و اختلاط این نوع بتن، بسیار پیچیده بوده و نیاز به متخصصان مجرب و دستگاه‌های پیشرفته دارد. بنابراین استفاده از این رویکرد برای سازه‌های متداول و معمولی، توجیه اقتصادی ندارد.

در کل، با استفاده از رویکرد جایگزینی بتن پلیمری به جای بتن متداول، توانستیم با استفاده از هر ۳ نوع میلگرد پلیمری به شکل پذیری بیشتری از مقدار حداقل مجاز، دست پیدا کنیم.

۴-۶-۴- ترکیب بتن اصلاح شده پلیمری PMC-SBR و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری AFRP،

GFRP و CFRP

در این قسمت مدل‌هایی که بتن اصلاح شده پلیمری PMC-SBR جایگزین بتن آن، و میلگردهای پلیمری GFRP, AFRP, CFRP به عنوان میلگرد کششی در نظر گرفته شده است را مورد بررسی قرار می‌دهیم. جدول ۴-۲۲ مشخصات نمونه‌هایی که از ترکیب که بتن اصلاح شده پلیمری PMC-SBR و میلگرد AFRP حاصل شده است را بیان می‌کند. شکل ۴-۲۲ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. به منظور بررسی بیشتر، ترکیب بتن اصلاح شده پلیمری PMC-SBR و میلگرد فولادی متداول نیز مدل شده است. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دو خطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در جدول ۴-۲۰ بیان شده است. هم چنین شاخص شکل پذیری J-index را محاسبه نموده و در جدول ۴-۲۲ بیان شده است. نتایج دوخطی تمامی منحنی‌ها به غیر از Control 1 و Control 2 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، مورد تأیید نمی‌باشد.



شکل ۴-۲۲: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد AFRP

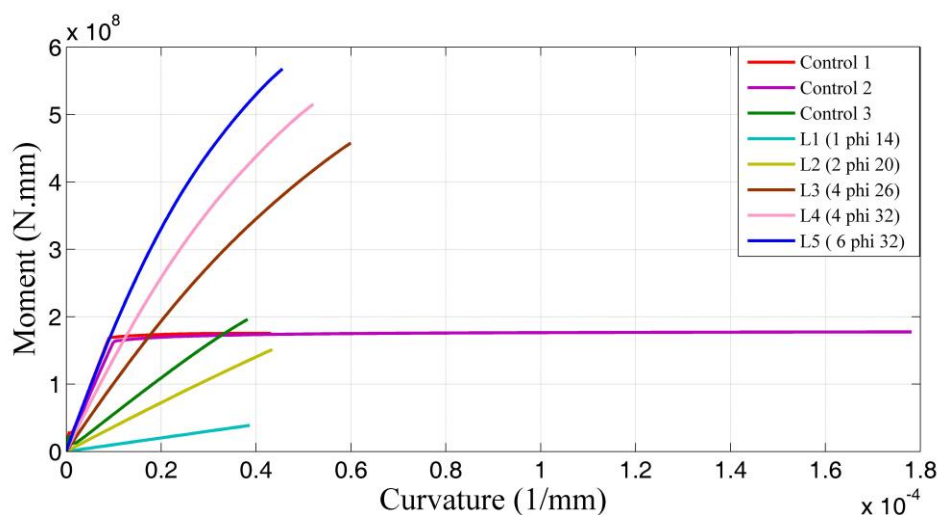
جدول ۴-۲۲: مشخصات نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد AFRP

ID	Control 1	Control 2	Control 3	K1	K2	K3	K4	K5
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	Steel (S500)	Steel (S500)	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP
Tensile Rebar (Area)	3 ϕ 20	3 ϕ 20	3 ϕ 20	1 ϕ 14	2 ϕ 20	4 ϕ 26	4 ϕ 32	6 ϕ 32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PMC-SBR	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PMC-SBR	PMC-SBR	PMC-SBR	PMC-SBR	PMC-SBR
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect	Pre-peak	Neglect.	Neglect	Neglect.	Neglect.	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.
J-index	5.8	37	5.3	12.47	31.8	30.53	30.14	29.78
μ	4.79	17.29	1.93	2.01	2.18	2.37	2.43	2.57

جدول ۴-۲۳: مشخصات نمونه‌هایی که بتن پلیمری PMC-SBR جایگزین بتن آن و میلگرد GFRP جایگزین فولاد کششی شده، بیان شده است؛ شکل ۴-۲۳ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دو خطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در جدول ۴-۲۳ بیان شده است. هم‌چنین شاخص شکل پذیری J-index را محاسبه نموده و در جدول ۴-۲۳ بیان شده است. نتایج دوخطی تمامی منحنی‌ها به غیر از Control 1 و Control 2 مطابق موارد بیان شده در بخش ۳-۴، مورد تأیید نمی‌باشد.

جدول ۴-۲۳: مشخصات نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد GFRP

ID	Control 1	Control 2	Control 3	L1	L2	L3	L4	L5
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	Steel (S500)	Steel (S500)	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP
Tensile Rebar (Area)	3φ20	3φ20	3φ20	1φ14	2φ20	4φ26	4φ32	6φ32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PMC-SBR	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PMC-SBR	PMC-SBR	PMC-SBR	PMC-SBR	PMC-SBR
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect	Pre-peak	Neglect.	Neglect	Neglect.	Neglect.	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.
J-index	5.8	37	5.4	1.57	7.11	31.08	31.03	30.2
μ	4.79	17.29	18.99	1.38	1.99	2.2	2.26	2.36

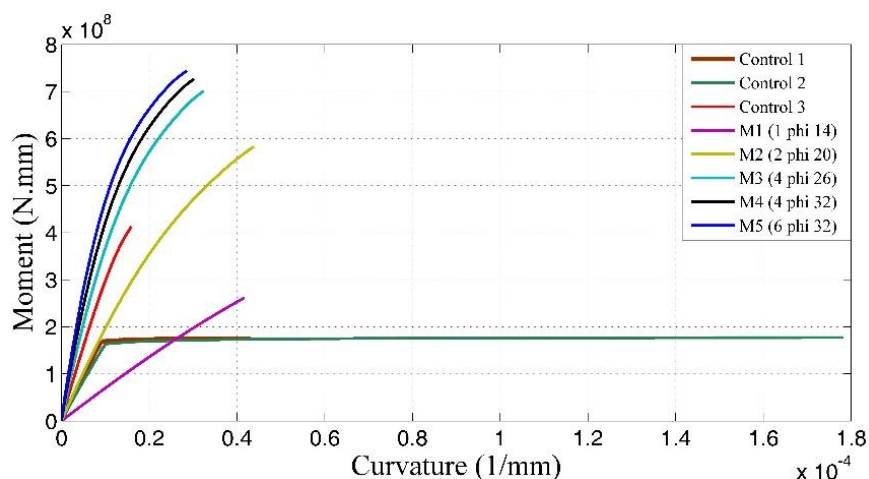


شکل ۴-۲۳: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد GFRP

جدول ۴-۲۴ مشخصات نمونه‌هایی که بتن پلیمری PMC-SBR جایگزین بتن آن و میلگرد CFRP جایگزین فولاد کششی شده، بیان شده است؛ شکل ۴-۲۴ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دو خطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در جدول ۴-۲۴ بیان شده است. هم چنین شاخص شکل پذیری J -index را محاسبه نموده و در جدول ۴-۲۴ بیان شده است.

جدول ۴-۲۴: مشخصات نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد CFRP

ID	Control 1	Control 2	Control 3	M1	M2	M3	M4	M5
b (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
d (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	Steel (S500)	Steel (S500)	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP
Tensile Rebar (Area)	3 ϕ 20	3 ϕ 20	3 ϕ 20	1 ϕ 14	2 ϕ 20	4 ϕ 26	4 ϕ 32	6 ϕ 32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PMC-SBR	Conventional (Hognestad, 30Mpa)	PMC-SBR	PMC-SBR	PMC-SBR	PMC-SBR	PMC-SBR
Concrete in tension	Pre-peak	Neglect	Pre-peak	Neglect.	Neglect	Neglect.	Neglect.	Neglect.
Failure mode	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.
J-index	5.8	37	4.55	12.12	30.45	29.5	29.38	29.37
μ	4.79	17.29	1.66	2.02	2.38	2.66	2.83	3.00



شکل ۴-۲۴: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده PMC-SBR و میلگرد CFR

در این رویکرد، هزینه‌های ساخت از حالت قبلی که بتن پلیمری بوده، بسیار کمتر می‌باشد؛ چرا که تنها کفایت مقداری از مواد پلیمری را به ترکیب بتن متداول اضافه شود. بنابراین نیاز به نیروی متخصص نیست و از طرفی مخلوط کردن، تولید و عمل‌آوری آن مشابه بتن متداول می‌باشد. بنابراین هزینه‌ها آن‌چنان افزایش نمی‌یابد.

ترکیب بتن اصلاح‌شده پلیمری با میلگرد فولادی متداول، شکل‌پذیری را بر اساس معیارهای متداول به طور قابل‌توجهی (نزدیک به ۴,۵ برابر) افزایش داده است، حال آنکه بر اساس همین معیارها، برای مقاطع مسلح شده با میلگرد FRP شکل‌پذیری خوبی نداشته و بایستی از معیارهای دیگر استفاده نمود.

به عبارتی، با آنکه کرنش گسیختگی بتن از مقدار $0,003$ به مقدار $0,01$ افزایش داشته و بیش از ۳ برابر شده است ولی تأثیر ۳ برابری بر روی شکل‌پذیری نمونه‌های مسلح شده با میلگرد FRP نداشته و با استفاده از معیارهای شکل‌پذیری متداول، نمونه‌ها شکل‌پذیر نشده‌اند. ولی با استفاده از معیار جدید J-index شکل‌پذیری نمونه‌ها افزایش چشمگیری داشته است. این معیار نو پا، معیاری معتبر بوده و

در آیین‌نامه‌های معتبر به آن استناد شده است. بنابراین به طور کلی می‌توان گفت شکل پذیری نمونه‌ها بهبود یافته است.

با افزایش مقدار و سختی میلگرد به کار رفته در مدل، منحنی‌های ممان انحنا از حالت خطی خارج شده، به عبارتی، اثر شکل پذیری بتن، در شکل پذیری کل مقطع بیشتر هویدا می‌شود. همچنین انحنای لحظه گسیختگی کاهش و ممان مقاوم مقطع افزایش پیدا می‌کند. علت این امر آن است که با افزایش مقدار و سختی آرماتور کششی، نیروی کششی مقطع زیاد، بنابراین جهت اقناع تعادل، تار خنثی به سمت پایین حرکت کرده و لذا انحنا کم می‌شود. با افزایش نیروی کششی (و به طبع نیروی فشاری) لنگر مقاوم مقطع نیز زیاد می‌شود. بر اساس معیارهای متداول، شکل پذیری به صورت صعودی می‌باشد.

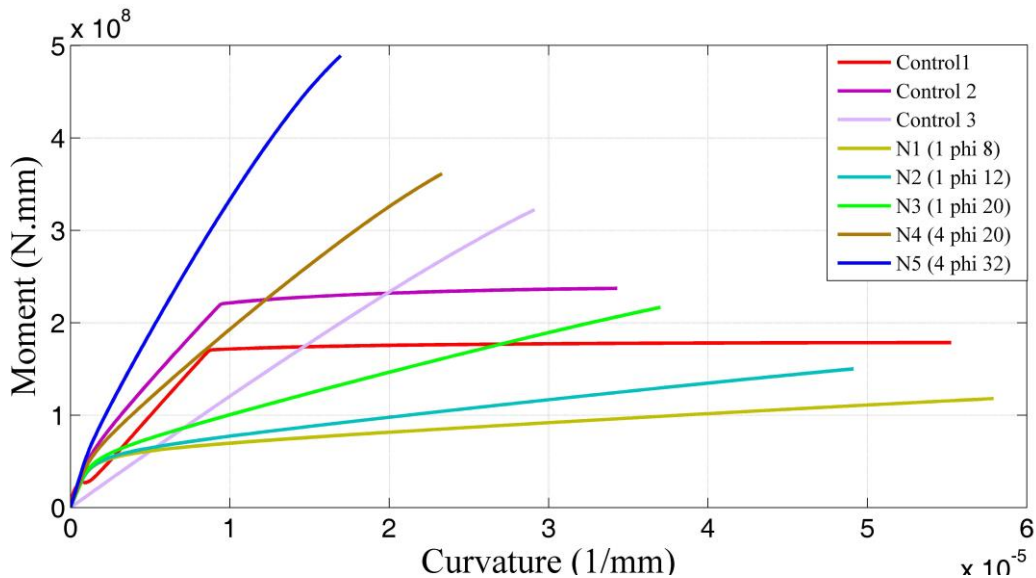
۴-۶-۵- ترکیب کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC) و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری

GFRP و CFRP, AFRP

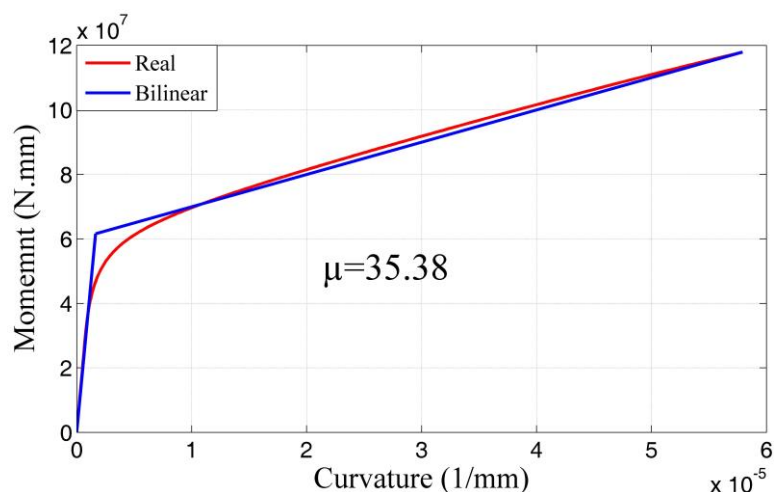
در این قسمت نمونه‌هایی که کامپوزیت سیمانی مهندسی شده جایگزین بتن آن، و میلگردهای پلیمری GFRP, AFRP, CFRP به عنوان میلگرد کششی در نظر گرفته شده است را مورد بررسی قرار می‌دهیم. جدول ۴-۲۵ مشخصات نمونه‌هایی که از ترکیب کامپوزیت سیمانی مهندسی و میلگرد AFRP حاصل شده است را بیان می‌کند. شکل ۴-۲۵ نیز منحنی ممان-انحنا مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دو خطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در جدول ۴-۲۵ بیان شده است. هم چنین شاخص شکل پذیری J-index را محاسبه نموده و در جدول ۴-۲۵ بیان شده است. به عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل N1 در شکل ۴-۲۶ آورده شده است.

جدول ۴-۲۵: مشخصات نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد AFRP

ID	Control 1	Control 2	Control 3	N1	N2	N3	N4	N5
<i>b</i> (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d</i> (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400
Tensile Rebar (Type)	Steel (S500)	Steel (S500)	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP	AFRP
Tensile Rebar (Area)	3φ20	3φ20	3φ20	1φ8	1φ12	1φ20	4φ20	4φ32
Concrete in compression	Conventional (Hognestad, 40Mpa)	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.
Concrete in tension	Pre-peak	Ecc.	Neglect	Ecc.	Ecc.	Ecc.	Ecc.	Ecc.
Failure mode	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.
J-index	6.39	6.12	5.88	6.66	6.86	6.84	6.43	6.25
μ	6.31	4.19	1.71	35.38	30.14	20.82	8.65	2.68

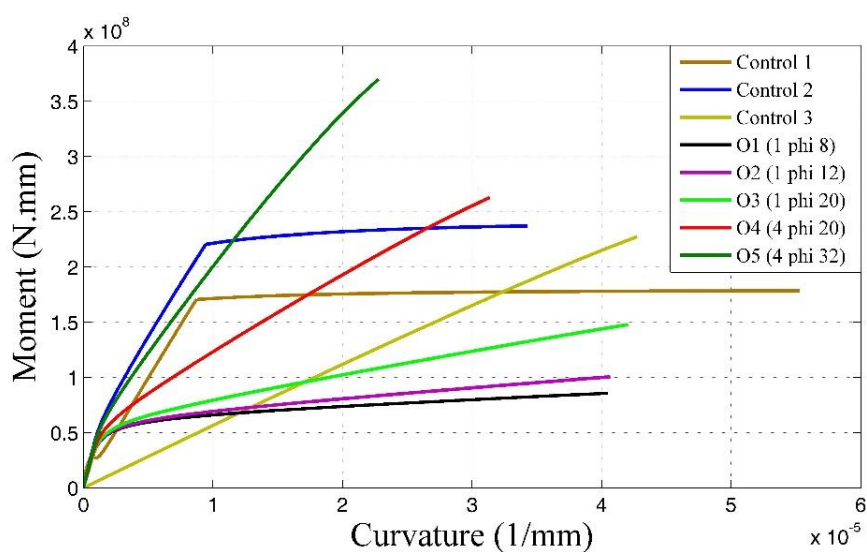


شکل ۴-۲۵: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد AFRP



شکل ۴-۲۶: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای نمونه N1

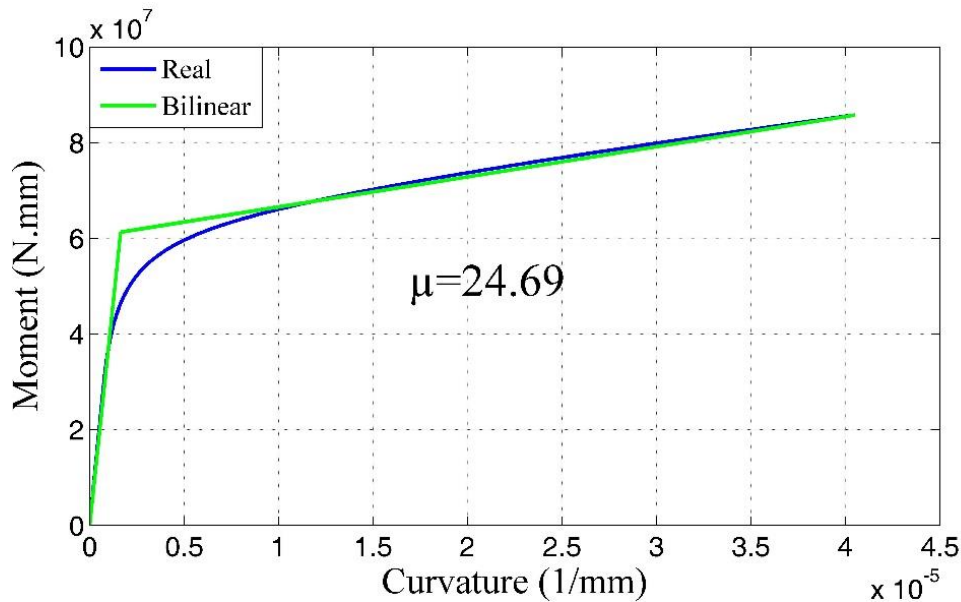
جدول ۴-۲۶ مشخصات نمونه‌هایی که کامپوزیت سیمانی مهندسی شده جایگزین بتن آن و میلگرد GFRP جایگزین فولاد کششی شده، بیان شده است؛ شکل ۴-۲۷ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دوخطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در جدول ۴-۲۶ بیان شده است. هم‌چنین شاخص شکل پذیری J-index را محاسبه نموده و در جدول ۴-۲۶ بیان شده است. به عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل O1 در شکل ۴-۲۸ آورده شده است.



شکل ۴-۲۷: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد GFRP

جدول ۴-۲۶: مشخصات نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد GFRP

ID	Control 1	Control 2	Control 3	O1	O2	O3	O4	O5
<i>b (mm)</i>	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d (mm)</i>	400	400	400	400	400	400	400	400
<i>Tensile Rebar (Type)</i>	Steel (S500)	Steel (S500)	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP	GFRP
<i>Tensile Rebar (Area)</i>	3φ20	3φ20	3φ20	1φ8	1φ12	1φ20	4φ20	4φ32
<i>Concrete in compression</i>	Conventional (Hognestad, 40Mpa)	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.
<i>Concrete in tension</i>	Pre-peak	Ecc.	Neglect	Ecc.	Ecc.	Ecc.	Ecc.	Ecc.
<i>Failure mode</i>	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	FRP ruptured	FRP ruptured	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.
<i>J-index</i>	6.39	6.12	5.93	3.48	4.00	5.71	6.72	6.41
<i>μ</i>	6.31	4.19	1.69	24.69	24.83	25.82	17.91	8.52

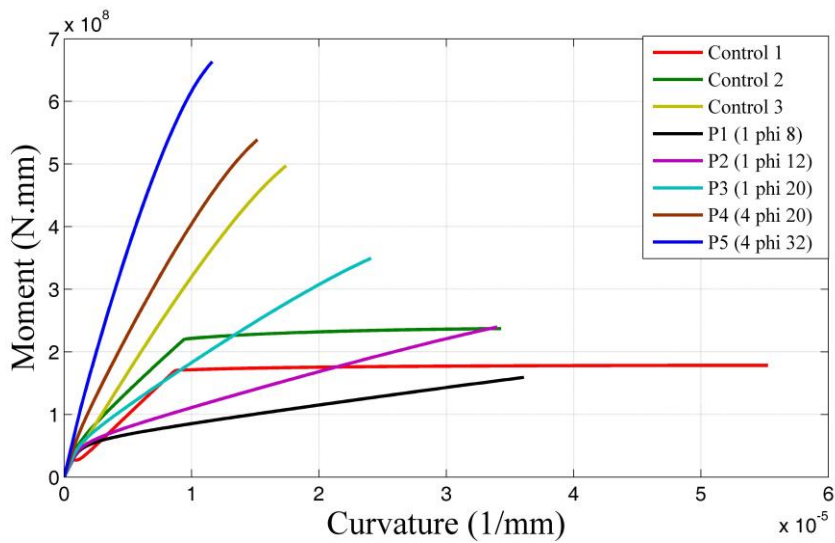


شکل ۴-۲۸: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای برای نمونه O1

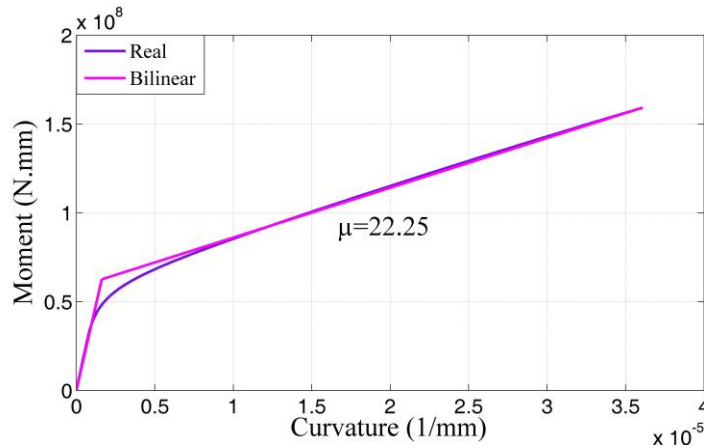
جدول ۴-۲۷ مشخصات نمونه‌هایی که کامپوزیت سیمانی مهندسی شده جایگزین بتن آن و میلگرد CFRP جایگزین فولاد کششی شده، بیان شده است؛ شکل ۴-۲۹ نیز منحنی ممان-انحنای مربوطه به آن‌ها را نشان می‌دهد. تمامی مدل‌ها را دوخطی کرده و شاخص شکل پذیری (μ) محاسبه شده بر اساس نمودار دو خطی را برای آن‌ها بدست می‌آوریم. مقادیر این شاخص در جدول ۴-۲۷ بیان شده است. هم چنین شاخص شکل پذیری J -index را محاسبه نموده و در جدول ۴-۲۷ بیان شده است. به عنوان نمونه، منحنی دوخطی شده مدل P1 در شکل ۴-۳۰ آورده شده است.

جدول ۴-۲۷: مشخصات نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد CFRP

ID	Control 1	Control 2	Control 3	P1	P2	P3	P4	P5
<i>b (mm)</i>	300	300	300	300	300	300	300	300
<i>d (mm)</i>	400	400	400	400	400	400	400	400
<i>Tensile Rebar (Type)</i>	Steel (S500)	Steel (S500)	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP
<i>Tensile Rebar (Area)</i>	3 ϕ 20	3 ϕ 20	3 ϕ 20	1 ϕ 8	1 ϕ 12	1 ϕ 20	4 ϕ 20	4 ϕ 32
<i>Concrete in compression</i>	Conventional (Hognestad, 40Mpa)	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.	C40, Hog.
<i>Concrete in tension</i>	Pre-peak	Ecc.	Neglect	Ecc.	Ecc.	Ecc.	Ecc.	Ecc.
<i>Failure mode</i>	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	FRP ruptured	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.	Concrete crushed.
<i>J-index</i>	6.39	6.12	5.77	5.14	6.79	6.46	6.00	5.77
μ	6.31	4.19	1.65	22.25	21.27	11.05	2.70	2.16



شکل ۴-۲۹: منحنی‌های ممان-انحنای نمونه‌های مدل شده ECC و میلگرد CFRP



شکل ۴-۳۰: منحنی دوخطی شده ممان-انحنای برای نمونه P1

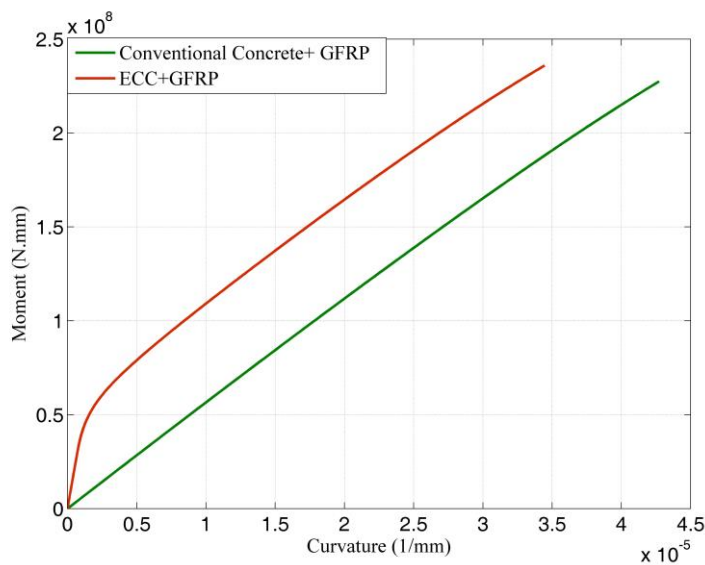
با بررسی نتایج این بخش، به این نتیجه می‌رسیم که ترکیب بتن مهندسی شده با میلگرد فولادی متداول، باعث کاهش شکل پذیری و افزایش لنگر مقاوم مقاطع می‌شود. این نتیجه شاید قابل انتظار نباشد، چرا که با افزایش شکل پذیری مصالح استفاده شده در ساخت مقطع، انتظار افزایش شکل پذیری را داریم که در این مقاطع این گونه نیست. دلیل این موضوع آن است که مقاومت کششی بتن بیشتر از حالت قبل شده و در محاسبات حضور پر رنگ‌تری دارد. به عبارتی در صورتی که مقطع مستطیلی تحت خمش مثبت قرار گیرد، پایین‌تر خنثی و در منطقه کششی حضور یک نیروی قابل توجه ناشی از بتن کششی را شاهد خواهیم بود. بنابراین جهت به تعادل رسیدن مقطع تار خنثی به سمت پایین حرکت

کرده تا کرنش میلگردهای FRP کمتر شده و در نتیجه نیروی آن‌ها کم شود و بتواند مقطع را به تعادل برساند، بنابراین انحنا کم می‌شود.

ترکیب بتن مهندسی شده با میلگرد پلیمری، باعث افزایش شکل پذیری مقطع می‌شود. دلیل این امر آن است که با به‌کارگیری بتن مهندسی شده، نیروی بتن کششی و کرنش در دورترین تار کششی بتن، در مقایسه با بتن متداول افزایش چشم‌گیری داشته است. از طرف دیگر، با استفاده از این نوع مصالح، سطح و قسمت بیشتری از بتن در کشش ایفای نقش می‌کند. بنابراین در منحنی ممان-انحنا، ناحیه قبل از ترک خوردگی، نمود بیشتری دارد. بنابراین رفتار قبل از ترک خوردگی و بعد از ترک خوردگی متفاوت بوده و این تفاوت که به صورت تغییر در شیب نمودار ممان-انحنا خود را نشان می‌دهد، شکل پذیری را فراهم می‌کند. به منظور بررسی بیشتر، طبق جدول ۴-۲۸ دو نمونه را مدل می‌کنیم که تنها تفاوت آن‌ها در بتن کششی می‌باشد؛ بدین صورت که مقاومت بتن فشاری برای هر دو نمونه ۴۰ مگاپاسکال، مقدار آرماتور $3\phi 20$ و از جنس GFRP می‌باشد. عرض مقطع ۳۰۰ میلی‌متر و ارتفاع موثر آن‌ها ۴۰۰ میلی‌متر می‌باشد. شکل ۴-۳۱، منحنی ممان-انحنا مربوط به آن‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۲۸: مشخصات مدل ترکیب ECC و GFRP و ترکیب بتن متداول با GFRP

<i>ID</i>	<i>Q1</i>	<i>Q2</i>
<i>Tensile Rebar (Area)</i>	<i>3φ20</i>	<i>3φ20</i>
<i>Concrete in tension</i>	<i>Neglect</i>	<i>Ecc.</i>
<i>Failure mode</i>	<i>Concrete crushed.</i>	<i>Concrete crushed.</i>
<i>μ</i>	-----	<i>19.46</i>



شکل ۴-۳۱: منحنی‌های ممان-انحنای مدل Q1 و Q2

با بررسی جدول ۴-۲۶ و شکل ۴-۳۱، درمی‌یابیم که انحنای نقطه نهایی در مدل Q2 کمتر از انحنای نهایی مدل Q3 می‌باشد. علت این امر آن است که با استفاده از ECC، در مقطعی که تحت لنگر مثبت قرار دارد، نیروی بتن کششی بیشتر از حالت متداول شده و بنابراین سهم نیروهای کششی افزایش می‌یابد، جهت اقناع شرط تعادل، تار خنثی به سمت پایین حرکت می‌کند تا قسمت فشاری بتن افزایش پیدا کند، از طرفی کرنش دورترین تار فشاری بتن همچنان ثابت و به مقدار حداکثر خود رسیده است، بنابراین انحنای کم می‌شود. و از طرفی مقدار لنگر مقاوم به دلیل افزایش نیروهای کششی و فشاری بیشتر می‌شود.

هرچه مقدار آرماتور و سختی آن بیشتر باشد، انحنای نهایی کمتر و لنگر مقاوم نهایی بیشتر می‌شود، بنابراین شیب نمودار بعد از نقطه ترک خوردگی بتن افزایش یافته و لذا شکل پذیری کمتر می‌شود.

فصل پنجم: نتیجه‌گیری و

پیشنهادها

۵-۱- نتیجه‌گیری و بحث

هدف اصلی از این پژوهش بررسی شکل پذیری مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای پلیمری بوده است. برای رسیدن به این هدف، ابتدا مقاطع بتن آرمه متداول (بتن مسلح به میلگردهای فولادی) مورد بررسی قرار گرفته و کمترین شکل پذیری مجاز با استفاده از مطالعه ابعادی و بررسی حالات و موارد گوناگون بر اساس آیین نامه آبا و آیین نامه ACI 318-14 محاسبه شده و ملاک قرار گرفته است. سپس رویکردهای گوناگون مورد بررسی قرار گرفته و در هر مورد مطالعه پارامترهای گوناگون انجام گرفته است. نتایج به دست آمده از هر قسمت در ادامه بیان می‌شوند.

۵-۱-۱- نتایج بررسی کمترین شکل پذیری مجاز

۵-۱-۱-۱- نتایج بررسی اثر عرض مقطع بر کمترین شکل پذیری مجاز

- اثر عرض مقطع مستطیل شکل بر کمترین شکل‌پذیری مجاز، مطابق شکل ۴-۱، تنها بر روی عرض نقاط در لحظه جاری شدن و لحظه گسیختگی، بر روی منحنی ممان-انحنای می‌باشد و انحنای لحظه جاری شدن و لحظه گسیخته شدن هیچ تغییری نمی‌کند و این مقدار مستقل از عرض مقطع است. شایان‌ذکر است کمترین شکل‌پذیری مجاز در تمامی این موارد، مقدار ۱,۹۷ می‌باشد.

۵-۱-۱-۲- نتایج بررسی تأثیر عمق مؤثر مقطع بر کمترین شکل‌پذیری مجاز

- نسبت انحنای لحظه گسیختگی به انحنای لحظه جاری شدن، مقدار ثابتی است، به عبارتی مقدار شکل‌پذیری، تغییر نکرده و به طور میانگین برابر ۱,۹۷ است.

۵-۱-۱-۳- نتایج بررسی تأثیر مقاومت ۲۸ روزه بتن مقطع بر کمترین شکل‌پذیری مجاز

با بررسی جدول ۴-۵، ۴-۹، شکل ۴-۳ متوجه می‌شویم که:

- با افزایش مقاومت بتن، انحنا لحظه گسیختگی ابتدا سیر نزولی داشته و سپس سیر صعودی را طی می‌کند. نقطه‌ای که رفتار نمودار ممان-انحنا تغییر می‌کند، نقطه نمونه‌ای است که از بتن ۳۰ مگاپاسکال استفاده شده.

- مقدار شکل پذیری در نمونه‌های متفاوت، مقادیر متفاوتی دارند ولی با تقریب خوبی می‌توان مقدار شکل پذیری را برابر ۲,۰۰ در نظر گرفت. البته کمترین شکل پذیری مجاز که بر اساس منحنی تقریبی دوخطی شده بدست می‌آید، به دلیل تقریب‌های استفاد شده، بایستی در جهت اطمینان بیشتر در نظر گرفته شود.

بنابراین نتیجه می‌گیریم که با تقریب خوبی و مستقل از عرض، عمق مؤثر و مقاومت بتن، کمترین شکل پذیری بر حسب منحنی ممان-انحنا به طور تقریبی برابر ۲ می‌باشد.

۵-۱-۲- نتایج استفاده از بتن پلیمری بر شکل پذیری مقاطع مسلح به میلگرد FRP و بحث

پیرامون آن

در این قسمت با استفاده از بتن پلیمری که مطابق شکل ۳-۳ علاوه بر داشتن منحنی تنش-کرنش شکل پذیر، دارای کرنش نهایی بین ۳ تا ۳,۵ درصدی بوده، مقاطع را مورد بررسی قرار داده‌ایم که نتایج زیر به دست آمده است:

- هرچه میلگرد FRP سخت‌تر (مدول الاستیسیته آن بیشتر) و مقدار میلگرد به کار رفته در مقطع بیشتر شود، مقاطع شکل پذیر تر می‌شوند.
- با استفاده از این رویکرد توانستیم با استفاده از هر ۳ نوع میلگرد پلیمری به شکل پذیری بیشتری از مقدار حداقل مجاز، دست پیدا کنیم.

- هرچه مقاومت بتن پلیمری به کار رفته، بیشتر شود، ممان مقاوم مقطع نیز افزایش پیدا می کند.
- استفاده از میلگرد کمتر در این مقاطع، مد خرابی را به گسیختگی آرماتور کششی تغییر داده، شکل پذیری کاهش و ممان مقاوم کمتر می شود، لذا این نوع طراحی توصیه نمی شود و تا حد مکان بایستی به منظور طراحی بهینه تر، از مقاطع با میلگرد بیشتر استفاده کنیم.
- با افزایش میلگرد و سختی آن ها، اگر بتن پلیمری دارای رفتار نرم شدگی باشد، منحنی ممان-انحنای مقاطع ساخته شده با آن ها، دارای رفتار نرم شدگی می باشد. به عبارتی در مقاطع پر میلگرد، شکل منحنی ممان-انحنای مقاطع، تابعی از شکل منحنی تنش-کرنش بتن پلیمری می باشد.
- با افزایش مقدار میلگردها، شکل پذیری مقطع بیشتر شده. این افزایش گاهی آن چنان زیاد می شود که محدودیت های آیین نامه در خصوص کنترل خیز را اقلان نمی کند، این مورد را در هنگام طراحی بایستی رعایت نمود.
- مصالح این نوع بتن گران قیمت بوده و نسبت به بتن آرمه متداول هزینه های بسیار زیادتری را به کارفرما در بر خواهد داشت. از طرفی نحوه ساخت و اختلاط این نوع بتن، بسیار پیچیده بوده و نیاز به متخصصان مجرب و دستگاه های پیشرفته دارد. بنابراین استفاده از این رویکرد برای سازه های متداول و معمولی، توجیه اقتصادی ندارد.

۵-۱-۳- نتایج ترکیب بتن اصلاح شده پلیمری PMC-SBR و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری

AFRP، CFRP و بحث پیرامون آن

- ترکیب بتن اصلاح شده پلیمری با میلگرد فولادی متداول، شکل پذیری را بر اساس معیارهای متداول به طور قابل توجهی (نزدیک به ۴,۵ برابر) افزایش می دهد.

- با اینکه کرنش گسیختگی بتن از مقدار $0,003$ به مقدار $0,01$ افزایش داشته ولی با استفاده از معیارهای شکل پذیری متداول تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی شکل پذیری نمونه‌های مسلح شده با میلگرد FRP مشاهده نمی‌شود.

۵-۱-۴- نتایج ترکیب کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC) و هر ۳ نوع میلگرد پلیمری

AFRP, CFRP و GFRP و بحث پیرامون آن

- الیاف به کار برده شده در این رویکرد، تغییری در روند بتن ریزی و ساخت بتن ایجاد نکرده و فرایند ساخت، اجرا و عمل‌آوری مشابه حالت متداول بوده است. بنابراین استفاده از این نوع رویکرد به صورت تجاری در اکثر پروژه‌ها مقدور می‌باشد.
- ترکیب کامپوزیت سیمانی مهندسی شده با میلگرد فولادی متداول، باعث کاهش شکل پذیری و افزایش مقاومت مقاطع می‌شود.
- با استفاده از کامپوزیت سیمانی مهندسی شده به جای بتن متداول، در مقاطع بتنی مسلح به میلگردهای FRP شکل پذیری بر اساس انحنا، به طور چشم‌گیری بهبود یافته است.
- مقدار آرماتور به کار رفته در مقاطع با شکل پذیری بر اساس انحنا، رابطه عکس دارد؛ به عبارتی هرچه مساحت میلگردهای پلیمری کمتر و سختی آن‌ها کاهش پیدا می‌کند، شکل پذیری در این گونه مقاطع، بهتر می‌شود.

۵-۲- پیشنهادها

همان‌گونه که در مقدمه بیان شد، استفاده از میلگردهای پلیمری در مقاطع پایه سیمانی، به یکی از راه‌کارهای مناسب جهت غلبه کردن بر مشکل خوردگی، هدایت الکتریکی و مغناطیسی آرماتورهای فولادی تبدیل گشته است؛ بنابراین جوامع علمی و مهندسی نیازمند مطالعه هرچه بیشتر در این خصوص بوده تا بتوان با شناخت هرچه بیشتر رفتار این نوع مقاطع، نقاط ضعف آن را برطرف نمود و نشریه‌ها و

آیین‌نامه‌هایی جهت طراحی و اجرا این نوع مقاطع در اختیار صنعت قرار داد، از این رو موارد زیر به مشتاقان عرصه علم و صنعت پیشنهاد می‌گردد:

- در این پژوهش تنها اثر خمش بر مقاطع مورد بررسی قرار گرفته است، لذا می‌توان به بررسی اثر نیروهای دیگر، مانند نیروی برشی، لنگر پیچشی و نیروی محوری پرداخت.
- مقاطع مورد بررسی در این پژوهش، مقاطع مستطیلی شکل برای المان‌های تیر بوده است، حال آنکه می‌توان المان‌های دیگری با مقاطع متفاوت‌تری، مانند دیوارهای برشی، شمع‌ها و... مورد مطالعه و بررسی قرار داد.
- مدل به کار رفته در این پژوهش تا حد زیادی توانسته است رفتار مقاطع را پیش بینی و بیان کند، بنابراین می‌توان بعد از این سراغ کار آزمایشگاهی رفت و با ساخت نمونه‌هایی با اندازه واقعی^۱ به طور دقیق‌تر و کامل‌تری رفتار مقاطع در سازه‌ها را بررسی نمود.
- برنامه نوشته شده در این پژوهش را می‌توان برای تحلیل و بررسی قاب‌ها، تعمیم داد تا رفتار کلی سازه مورد بررسی قرار گیرد.
- مطالعه عددی و آزمایشگاهی بر روی رویکردهای دیگر جهت بهبود شکل پذیری این نوع مقاطع. به‌عنوان مثال مطالعه پیرامون نحوه چینش میلگردها در مقطع.
- راهکاری دیگر که برای المان‌های تحت نیروی محوری تا کنون مورد بررسی قرار گرفته است، اثر دور پیچی می‌باشد که با افزایش کرنش و تنش بتن فشاری باعث بهبود عملکرد این نوع المان‌ها شده است. تعمیم این مورد برای المان‌های تحت خمش، از مواردی است که پیشنهاد می‌گردد. به عبارتی استفاده از خواص ناشی از دورپیچی، در منطقه فشاری مقطع بتنی.

^۱ Full Scale.

فصل ششم: پیوست

جدول ۶-۱: طرح اختلاط پایه بتن پلیمری [۲۳]

Epoxy resin	221
Epoxy hardener	96
Silica particle fillers	1200
Nanomaterial	wt. % of epoxy resin

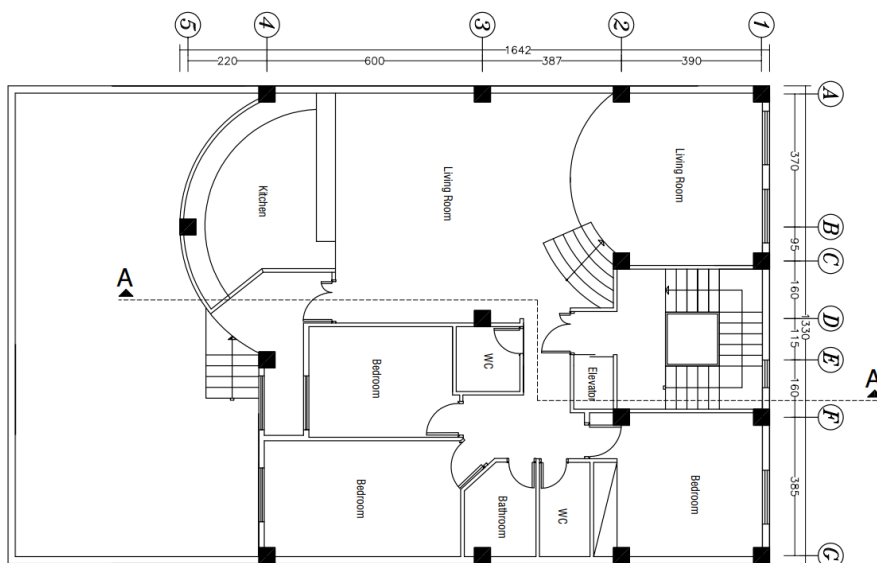
جدول ۶-۲: نوع و مقادیر استفاده شده از افزودنی های نانو در طرح اختلاط بتن های پلیمری [۲۳]

PCN	Nanoparticles	% weight of epoxy
PC-Neat	None	0%
PCNC-0.5		0.5%
PCNC-1.0	MWCNTs	1.0%
PCNC-2.0		2.0%
PCNA-0.5		0.5%
PCNA-1.0	ANPs	1.0%
PCNA-2.0		2.0%
PCNS-0.5		0.5%
PCNS-1.0	SNPs	1.0%
PCNS-2.0		2.0%

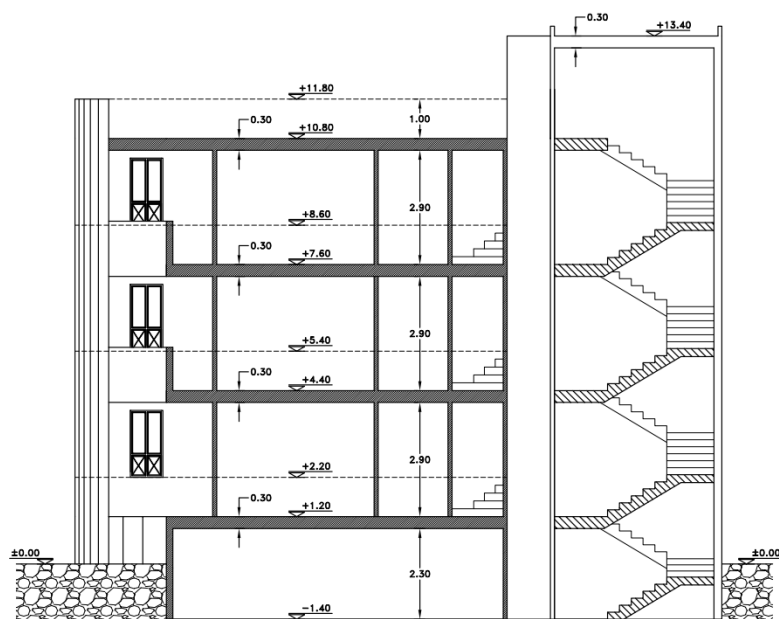
جدول ۶-۳: طرح اختلاط بتن اصلاح شده پلیمری PMC-SBR [۲۴]

Type of Concrete	Polymer- Cement Ratio (%)	Water- Cement Ratio (%)	Com-pressive	Relative Strength			Strength Ratio			
				Flexural	Direct Tensile	Shearing	σ_c^a/σ_t^b	σ_c/σ_t^c	σ_t/σ_t	σ_s^d/σ_c
Unmodified	0	60.0	100	100	100	100	6.88	12.80	1.86	0.174
SBR-Modified	5	53.3	123	118	126	131	7.13	13.84	1.94	0.185
	10	48.3	134	129	154	144	7.13	12.40	1.74	0.184
	15	44.3	150	153	212	146	6.75	10.05	1.49	0.168
	20	40.3	146	178	236	149	5.64	8.78	1.56	0.178

^aCompressive strength, ^bFlexural strength, ^cDirect tensile strength, ^dShearing strength.



شکل ۶-۱: پلان تیب طبقات ساختمان مدل شده در ETABS



شکل ۶-۲: برش A-A مربوط به پلان تیب طبقات ساختمان مدل شده در ETABS

فصل هفتم: منابع

- [1] Thomas Telford, (1998). *CEB-FIP Model Code*, Comite Euro_International du Beton, London.
- [2] ACI 318-14 (2014), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, an ACI Standard.
- [3] James K. Wight, James G. Macgregore, (2009). *Reinforced Concrete Mechanics and Design*, Sixth Edition, Library of Congress Cataloging-In-Publication Data
- [4] ACI 222R-01 (2009). *Protection of Metals in Concrete against Corrosion*, an ACI Standard.
- [5] Kwon H. W., (2013) “*11th International Operation & Maintenance Conference*”.
- [6] ACI 440.1R-09 (2009). *Guide For The Design And Construction Of Concrete Reinforced With FRP Bars*, American Concrete Institute.
- [7] T. Paulay, M. J. N. Priestley (1973) “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Buildings*”, A Wiley Interscience Publication.
- [8] H. Wang, A Belarbi (2011) “*Ductility Characteristics Of Fiber-Reinforced Concrete Beams Reinforced With FRP Rebars*” *J. O. Consrtaction And Building Materials*”.
- [9] Naaman Ae, Jeong Sm. (1995) “*Structural Ductility of Concrete Beams Prestressed With FRP Tendons*”. In: Taerwe L, Editor. *Proc of 2nd Int Rilem Symp (Frprxs-2)*, Non-Metric (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Rilem. London: E & Fn Spon; 379–86.
- [10] Jaeger Gl, Tadros G, Mufti Aa. (1997) “*The Concept of the Overall Performance Factor in Rectangular-Section Reinforced Concrete Beams*”. In: *Proc Of 3rd Int Symp On Non-Metallic (Frp) Reinforcement For Concrete Structures*, Vol. 2, Sapporo, Japan, P. 551–8.
- [11] Can/Csa-S6-06. (2006). “*Canadian Highway Bridge Design Code*”. Ontario, Canada: Canadian Standard Association;
- [12] Saleh H. Alsayed And Abdulrahman M., Alhozaimy (1999), “*Ductility Of Concrete Beamsreinforced With FRP Bars And Steel Fibers*”, *Journal Of Composite Materials*;, Vol.33, No.19.

[13] Archives Of Civil And Mechanical Engineering, Volume 16(2016), Issue 4, "Analysis Of Calculation Methods For Bending Concrete Elements Reinforced With FRP Bars", September, Pages 901–912.

[14], Muhammad N.S. Hadi, Qasim S. Khan¹, M. Neaz Sheikh, (2016) "Axial and Flexural Behavior of Unreinforced and FRP Bar Reinforced Circular Concrete Filled FRP Tube Columns", Construction and Building Materials Volume 122, Pages 43–53

[۱۵] غریب ب، سرافرازی م، رضوانی شریف م، (۱۳۹۳)، "مقایسه دال بتنی مسلح شده با میلگرد FRP و دال بتنی مسلح شده با میلگرد فولادی"، هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، بابل، دانشگاه صنعتی نوشیروانی.

[۱۶] میرزایی م، (۱۳۹۳)، پایان نامه ارشد، "بررسی رفتار تیرهای بتنی مسلح شده با میلگردهای FRP"، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی.

[۱۷] سید روح الله موسوی، (۱۳۹۰)، رساله دکتری تخصصی، "بررسی سختی و خیز تیرهای مسلح شده با میلگرد FRP به کمک آزمایش مودال و الگوریتم ژنتیک"، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

[18] Baji H., Ronagh H., (2015), "Reliability-Based Study On Ductility Measures Of RC Beams In ACI 318", ACI Structural Journal, Title No. 113-S33.

[۱۹] محمدی م، (۱۳۸۹)، "بررسی رفتار خمشی تیرهای بتنی سبک و مسلح شده با میلگردهای FRP"، دانشگاه مازندران.

[20] K. Wille, S. El-Tawil, A.E. Naaman, (April 2014) "Properties of Strain Hardening Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHP-FRC) Under Direct Tensile Loading" J. O. Cement and Concrete Composites, Volume 48, Pages 53–66.

[21] Jiaxin Chen, Nawawi Chouw (June 2016), "Compressive Behavior of Flax FRP Double Tube Confined Coconut Fiber Reinforced Concrete", J.O. Construction and Building Materials, Volume 112, Pages 666–673.

[22] H.M. Muntasir Billah, M. Shahria Alam (March 2012), "Seismic Performance Of Concrete Columns Reinforced With Hybrid Shape Memory Alloy (SMA) And Fiber Reinforced Polymer (FRP) Bars "J.O. Construction And Building Materials, Volume 28, Issue 1, Pages 730–742.

[23] A. Douba, M. Genedy, E. Matteo, U.F. Kandil, J. Stormont, M.M. Reda Taha (2016), "The Significance of Nanoparticles on Bond Strength of Polymer Concrete to Steel", International Journal of Adhesion and Adhesives, doi:10.1016/j.ijadhadh.2017.01.001

[24] Ohama- Yoshihiko (1995), "Handbook of Polymer-Modified Concrete and Mortars" Noyes, Building Materials Science.

[25] S. Pourfalah (2018), "Behaviour of Engineered Cementitious Composites and Hybrid Engineered Cementitious Composites at High Temperatures" J.O. Construction and Building Materials 158, pp921 -937.

[26] Park R. (1989), "Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages From Laboratory Testing". Bull NZ Soc Earthq Eng 1989; 22:155–66.

[۲۷] دستور العمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (۱۳۸۵)، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، نشریه شماره ۳۶۰.

[28] A. Meda, F. Minelli and G. A. Plizzari, (2012) "Flexural Behavior of RC Beams In Fibre Reinforced Concrete," Compos. Part B, no. 43, pp. 2930-2937.

[29] Park, R., and Ruitong, D., 1988, "Ductility of Doubly Reinforced Concrete Beam Sections," ACI Structural Journal, V. 85, No. 2, Mar.-Apr., pp. 217-225

[30] Al-Haddad, M. S., 1995, "Curvature Ductility of RC Beams Under Low and High Strain Rates," ACI Structural Journal, V. 92, No. 5, Sept.-Oct., pp. 526-534

Abstract

The major cause of deterioration on steel-reinforced concrete structures exposed to harsh environments, is corrosion of the reinforcing steel. Reinforcing bars made from fiber reinforced polymers, (FRP), are being proposed nowadays as a substitute for steel rebars in concrete subjected to aggressive environments, which may lead to premature corrosion of the steel, such as bridge decks and structures in marine environments. As concrete and FRP rebars are both brittle materials, ductility becomes a great concern. Unless ductility requirements are satisfied, FRP materials cannot be used reliably in structural engineering applications. The primary motivation of this thesis is to investigate the ductility of concrete beams reinforced with brittle FRP composite.

In this research, to overcome the lack of ductility of concrete sections reinforced with FRP bars, three approaches were considered; replacing conventional concrete with Polymer- Concrete (PC), replacing conventional concrete with Polymer-Modified-Concrete (PMC) and using ECC. In fact, the purpose of this innovation, is to use the ductility capacity of PC, PMC and ECC. The load-deflection behavior of reinforced concrete beams is calculated by a program in FORTRAN. The beams are discretized into multi-layered short elements. The moment-curvature diagram of each element is calculated by applying the assumptions that plane sections remain plane and that the strain in the reinforcement is the same as that in the surrounding concrete. Any stress-strain diagram can be used for concrete and steel. In order to verify the model, the results obtained from the model were compared with those of published paper. It was realized that this model could predict the maximum load carrying capacity with an accuracy of more than 95% compared to experimental results. Minimum ductility requirement of conventional concrete section reinforced with steel rebars, is studied based on ACI 318-14 and Iranian national building code, part 9. The results showed that minimum ductility requirement, approximately equal to 2.

Keywords: Ductility, Fiber-Reinforced-Polymers, Flexural Behavior, Moment-Curvature, Load-Deflection, Polymer Concrete, Polymer-Modified Concrete, Engineered-Cementitious Material.



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

MSc Thesis in Structural Engineering

**Ductility of Reinforced Concrete Section with
FRP Bars**

By: Masoud A.Rahimi

Supervisor:

Dr Farshid J.Alaee

September 2018