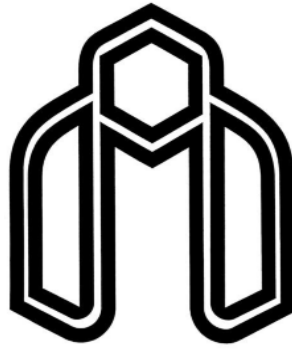


بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

گروه عمران - سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی رفتار ستون‌های بتن مسلح مستطیلی مقاوم شده با FRP

محقق:

محمد حاج صادقی

استاد راهنما:

دکتر فرشید جندقی علائی

استاد مشاور:

مهندس میثم جلالی

پایان نامه جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهار ۱۳۸۹

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده: عمران و معماری

گروه: عمران-سازه

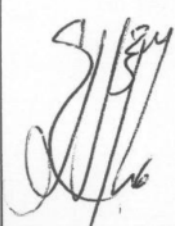
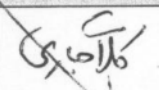
پایان نامه کارشناسی ارشد آقای محمد حاج صادقی

تحت عنوان: بررسی رفتار ستون های بتن مسلح مستطیلی مقاوم شده با FRP

در تاریخ ۱۳۸۹/۲/۶ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد

مورد ارزیابی و با درجه عالی مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	استاد مشاور	امضاء	استاد راهنما
	نام و نام خانوادگی : مهندس میثم جلالی		نام و نام خانوادگی : دکتر فرشید جندقی علایی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی : مهندس عباس محمدی		نام و نام خانوادگی : دکتر وحیدرضا کلاتجاری
			نام و نام خانوادگی : دکتر علی کیهانی

سرآغاز

به نام خدای که نام او راحت روح است و پیغام او مفتح قفوح است و سلام او وقت صبح
مؤمنان را صبح است و ذکر او مرهم دل مجروح است و مهربان او بنشینان را کشتی نوح است.
ای کریمی که بنشده عطای و ای حکیمی که پوشنده خطای و ای صدی که از ادراک خلق جدایی
و ای احدی که در ذات و صفات، بی همتایی و ای خالق که راهمائی و ای قادی که خدائی را سزائی،
جان ما را صفای خود ده و دل ما را هوای خود ده و چشم ما را ضیای خود ده
و ما را آن ده که آن به و مگذار ما را به که و مه.

الهی، عذر ما را بپذیر؛ بر عیب های ما مکیر. الهی در دل های ما جز تخم محبت خود مکار و برتن و جان های ما جز
الطاف و مرحمت خود منکار و بر کشته های ما جز باران رحمت خود مبار.

(یکی از مناجات های خواجه عبدالله انصاری)

تقدیم بہ:

پدر و مادر عزیز تر از جانم

آنانی کہ بار اہمائی ہا و زحمات بی دینشان مسیہ شرف و خوشبختی را آشکار ساختہ،

دعای خالصانہ شان بدرقہ راہ و وجودشان دگر می وجودم است.

آنانی کہ کوشیدند تا بدانم ہدف غائی وجود این است

کہ ہستی را پروردگار است بی مانند.

قدردانی

حال که به لطف و رحمت لایتناهی حضرت حق، مراحل این پایان نامه روبه اتمام نهاده، بر خود لازم دانسته تا از همه دوستانی که در پیشبرد

اهداف این پایان نامه ایجاب را مساعدت و یاری نموده اند، سپاس و قدردانی به عمل آورم.

ابتدا بر خود لازم می دانم تا از زحمات و پشتیبانی شایسته روزی، بی دریغ و بی شبه استاد محترم، جناب آقای دکتر فرید علایی که راهنمایی این

تحقیق را بر عهده داشته و از هر گونه راهنمایی و مساعدت مضائقه نگرفتند، شکر و قدردانی ویژه ای داشته باشم. بی شک بدون حمایت و پشتیبانی ایشان

انجام این تحقیق مقدور نمی بود.

هم چنین از جناب آقای مهندس میثم جلالی که به عنوان استاد مشاور، نقشی ارزنده و مکمل در انجام این پایان نامه داشتند سپاس گزاری

کرده و موفقیت ایشان در مقطع دکترای تخصصی عمران - سازه و دیگر مراحل زندگی را از خداوند متعال مسألت دارم.

از جناب آقای دکتر احمد احمدی ریاست محترم دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود به جهت مساعدت هایشان در طی دوره

کارشناسی ارشد قدردانی می نمایم.

در انتها سپاس گزاری کلیه دوستان و عزیزانی به متم که در مراحل مختلف تحصیلی مرا یاری نمودند؛ هر چند مجالی برای بیان نام تک تک این

دوستان نیست، لیکن همیشه خود را مرهون لطف و مهربانی آن ها دانسته و امید دارم به لطف الهی روزی توان جبران محبت هایشان را داشته باشم.

تعهد نامه

اینجانب محمد حاج صادقی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران - سازه، دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی رفتار ستون های بتن مسلح مستطیلی مقاوم شده با FRP، تحت راهنمایی دکتر فرشید جندقی علایی به عنوان استاد راهنمای اول متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه / رساله توسط اینجانب انجام شده و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه / رساله تا کنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام <<دانشگاه صنعتی شاهرود>> و یا <<shahrood university of technology>> به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه / رساله تاثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه / رساله رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، در مواردی که از موجود زنده (یا پافت های آن ها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، 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: ۱۳۸۹/۲/۶
امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق و نشر

• کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. 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 نمی باشد.

*متن این صفحه نیز باید در ابتدای نسخه های تکثیر شده پایان نامه / رساله وجود داشته باشد.

چکیده

امروزه استفاده از پلیمرهای مسلح شده با الیاف (FRP)، یکی از پرکاربردترین روش‌های مقاوم‌سازی اعضای بتن مسلح از جمله ستون‌ها می‌باشد. در اعضای فشاری لایه‌های FRP به دور ستون‌ها پیچیده شده و از طریق محصورکنندگی بتن، سبب افزایش مقاومت محوری آن‌ها می‌گردد.

اهتمام اصلی در این پایان‌نامه، مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن محصور شده با استفاده از نرم‌افزار ANSYS می‌باشد. به منظور مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن، از معیار تسلیم دراکر-پراگر که همان معیار بهبود یافته موهر-کولمب است، استفاده شده است. صحت مدل‌های ارائه شده بر مبنای نتایج حاصل از آزمایشات انجام شده توسط سایر محققین مورد تأیید قرار گرفته است.

در این تحقیق ابتدا بهبود اثر محصورکنندگی دورپیچ FRP بر ستون‌های بتن مسلح مستطیلی توسط اصلاح سطح مقطع ستون مورد بررسی قرار گرفته است. در این روش مقاوم‌سازی ستون، قبل از اقدام به دورپیچ کردن ستون، سطح مقطع آن توسط اجرای پوششی بتنی به اشکال دایروی و یا بیضوی اصلاح شده و سپس اقدام به دورپیچ کردن آن می‌شود. این کار سبب توزیع یکنواخت‌تر فشار محصورکنندگی دورپیچ FRP می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که تأثیر اصلاح سطح مقطع ستون از کارآمدترین و اقتصادی‌ترین روش‌های افزایش اثر محصورکنندگی است. البته محدودیت‌های معماری، کاربرد این روش را محدود می‌کند.

پس از آن تأثیر اعمال بار با خروج از مرکزی در ظرفیت باربری ستون‌های بتن مسلح مستطیلی مورد بررسی قرار گرفت. در ادامه این بررسی، دیاگرام اندرکنش بار-ممان ستون‌ها به دست آمده از اجزای محدود با دیاگرام‌های پیشنهادی ACI 440.2R-08 مقایسه شده است. نتایج حاصل از مدل‌ها حاکی از آن است که با اعمال خروج از مرکزیتی هر چند ناچیز، ظرفیت باربری ستون محصورشده به شدت کاهش می‌یابد. با افزایش خروج از مرکزی از کارایی محصورکنندگی کاسته شده؛ به طوری که در ناحیه کنترل کشش به خصوص نقطه خمش خالص، محصورشدگی ستون بسیار بسیار کم می‌شود. هم‌چنین مقایسه دیاگرام‌های حاصل از مدل‌سازی اجزای محدود و پیشنهادی ACI 440.2R-08 نشان می‌دهد که در ناحیه کنترل فشار، نتایج ACI محافظه‌کارانه بوده؛ با این وجود نتایج ویرایش ۲۰۰۸ این راهنمای طراحی، نسبت به ویرایش ۲۰۰۲ آن بسیار واقع‌گرایانه‌تر شده است.

واژگان کلیدی: اجزای محدود، ستون‌های بتن مسلح، محصورکنندگی، دورپیچ FRP.

فهرست مطالب:

فصل اول: کلیات	۱
۱-۱ - مقدمه	۲
۲-۱ - مقاومت سازی و اهمیت آن	۲
۳-۱ - تاریخچه سازه های بتن مسلح و اهمیت مقاومت سازی این سازه ها	۵
۴-۱ - مقاومت سازی ستون های بتن مسلح	۶
۱-۴-۱ - ژاکت بتن مسلح	۷
۲-۴-۱ - ژاکت فولادی	۹
۳-۴-۱ - پس کشیدگی	۱۰
۴-۴-۱ - ژاکت FRP	۱۲
۵-۱ - مفهوم محصورشدگی	۱۶
۶-۱ - اهمیت موضوع محصورشدگی بتن توسط FRP	۱۸
۷-۱ - آنچه در این پایان نامه انجام خواهد شد	۲۰
فصل دوم: آشنایی با مواد پلیمری الیافی	۲۲
۱-۲ - تاریخچه	۲۳
۲-۲ - کاربرد و شرایط استفاده	۲۵
۳-۲ - مواد تشکیل دهنده FRP	۲۵
۱-۳-۲ - رزین ها	۲۶

۲۶	۲-۳-۲ - الیاف
۳۱	۴-۲ - اشکال مختلف مورد استفاده FRP در مهندسی عمران
۳۲	۱-۴-۲ - میلگردهای FRP
۳۳	۲-۴-۲ - پوشش‌های FRP
۳۴	۵-۲ - خصوصیات مکانیکی
۳۴	۱-۵-۲ - چگالی
۳۵	۲-۵-۲ - اثرات دمایی بالا
۳۵	۳-۵-۲ - رفتار کششی
۳۵	۴-۵-۲ - رفتار فشاری
۳۶	۶-۲ - انتخاب نوع سیستم FRP
۳۶	۱-۶-۲ - ملاحظات محیطی
۳۷	۲-۶-۲ - ملاحظات بارگذاری
۳۷	۷-۲ - چرا از کامپوزیت‌ها برای تقویت و بهسازی سازه‌ها استفاده می‌کنند؟
فصل سوم: پیشینه تحقیقات انجام شده و مدل‌های ارائه شده برای تبیین رفتار بتن	
۴۰	محصور در FRP
۴۱	۱-۳ - پیشینه تحقیقات انجام شده در زمینه محصورشدگی بتن توسط FRP
۴۱	۱-۱-۳ - تعیین منحنی تنش-کرنش بتن محصور
۴۷	۲-۱-۳ - مطالعات پارامتری بر محصورشدگی بتن
۵۱	۳-۱-۳ - تأثیر ترکیبات بارگذاری بر محصورشدگی ستون‌های بتنی

۴-۱-۳ - محصورشدگیِ ستون بتن‌آرمه تحت بار محوری ثابت و بار جانبی لرزه‌ای.....	۵۳
۵-۱-۳ - مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن به وسیلهٔ نرم‌افزارهای اجزای محدود.....	۵۴
۲-۳ - مدل‌های ارائه شده برای پیش‌بینی رفتار بتن محصور در FRP.....	۵۵
۱-۲-۳ - مدل ارائه شده توسط صافی و همکاران [۱۸].....	۵۶
۲-۲-۳ - مدل ارائه شده توسط سامان و همکاران [۱۹].....	۵۸
۳-۲-۳ - مدل ارائه شده توسط توتانجی [۲۲].....	۵۹
۴-۲-۳ - مدل ارائه شده توسط کاربهری و گائو [۲۳].....	۶۱
۵-۲-۳ - روابط ارائه شده توسط زیائو و وو [۲۴].....	۶۲
۶-۲-۳ - روابط ارائه شده توسط سعادت‌منش و همکاران [۳۸].....	۶۳
۷-۲-۳ - مدل ارائه شده توسط لام و تنگ [۴۳ و ۴۴].....	۶۵
۳-۳ - ارزیابی تحقیقات انجام شده در زمینهٔ محصورکنندگیِ دورپیچ FRP.....	۶۷
فصل چهارم: نحوهٔ مدل‌سازی اعضای بتن‌آرمه در نرم‌افزار ANSYS (محصورنشده و محصورشده)	
۱-۴ - مقدمه.....	۶۹
۲-۴ - مروری بر مفهوم تحلیل غیرخطی.....	۷۰
۳-۴ - جایگاه و اهمیت کالیبراسیون نمونه‌ها.....	۷۱
۴-۴ - نکات قابل توجه در مدل‌سازی اجزای محدود یک عضو بتن‌آرمه.....	۷۳
۵-۴ - معرفی گزینه‌های المان‌ها، مدل‌های رفتاری و ثابت‌های حقیقی.....	۷۴
۶-۴ - مدل‌سازی بتن در نرم‌افزار ANSYS.....	۷۵
۷۶.....	

۷۶.....	۱-۶-۴ - المان SOLID65
۷۷.....	۲-۶-۴ - مصالح (مدل رفتاری) مورد استفاده در شبیه‌سازی بتن
۸۲.....	۷-۴ - مدل‌سازی آرماتورهای طولی و عرضی در نرم‌افزار ANSYS
۸۲.....	۱-۷-۴ - قابلیت مدل‌سازی آرماتور در المان SOLID65
۸۳.....	۲-۷-۴ - المان LINK8
۸۵.....	۳-۷-۴ - مصالح (مدل رفتاری) مورد استفاده در شبیه‌سازی فولاد آرماتورها
۸۶.....	۸-۴ - مدل‌سازی صفحات بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها در نرم‌افزار ANSYS
۸۶.....	۱-۸-۴ - المان SOLID45
۸۶.....	۲-۸-۴ - مدل‌های رفتاری در شبیه‌سازی صفحات بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها
۸۷.....	۹-۴ - نحوه مدل‌سازی یک عضو بتن‌آرمه در ANSYS
۹۱.....	۱۰-۴ - کالیبراسیون یک ستون بتن مسلح
۹۱.....	۱-۱۰-۴ - مشخصات مصالح ستون بتن مسلح NS-C-145-0
۹۲.....	۲-۱۰-۴ - نکات کلی مدل‌سازی اجزای محدود ستون بتن مسلح NS-C-145-0
۹۴.....	۳-۱۰-۴ - داده‌های ورودی اجزای محدود
۹۹.....	۴-۱۰-۴ - شبکه‌بندی مدل
۱۰۱.....	۵-۱۰-۴ - بارگذاری و شرایط تکیه‌گاهی
۱۰۲.....	۶-۱۰-۴ - روش تحلیل
۷-۱۰-۴	- نتایج به دست آمده از تحلیل اجزای محدود و مقایسه آنها با نتایج
۱۰۵.....	آزمایشگاهی

۱۱-۴ - مدل سازی محصورشدگی اعضای بتن مسلح در نرم افزار ANSYS.....۱۰۸

۱-۱۱-۴ - المان و مدل رفتاری، برای مدل سازی محصورشدگی بتن.....۱۰۸

۲-۱۱-۴ - کرنش خرابی صفحات FRP.....۱۱۲

۳-۱۱-۴ - محصورشدگی بتن، و نحوه مدل سازی آن در نرم افزار ANSYS.....۱۱۳

۴-۱۱-۴ - مدل سازی رفتار تنش-کرنش هسته بتنی محصور در دورپیچ FRP.....۱۱۴

۱۲-۴ - کالیبراسیون ستون بتن مسلح دایروی، محصورشده در دورپیچ FRP.....۱۱۴

۱-۱۲-۴ - محاسبه پارامترهای معیار تسلیم دراکر-پراگر (ستون های دایروی).....۱۱۵

۲-۱۲-۴ - مقایسه نتایج حاصل از تحلیل المان محدود و نتایج آزمایشگاهی.....۱۱۶

۱۳-۴ - کالیبراسیون ستون بتن مسلح مستطیلی، محصورشده در دورپیچ FRP.....۱۲۰

۱-۱۳-۴ - محاسبه پارامترهای معیار تسلیم دراکر-پراگر (ستون های مستطیلی).....۱۲۰

۲-۱۳-۴ - مقایسه نتایج حاصل از تحلیل المان محدود و نتایج آزمایشگاهی.....۱۲۲

۳-۱۳-۴ - زبان پارامتری ANSYS و ساخت مکرو.....۱۲۳

فصل پنجم: تحلیل اجزای محدود محصورشدگی ستون های بتن مسلح (توسط

نرم افزار ANSYS).....۱۲۵

۱-۵ - بهبود اثر محصورکنندگی دورپیچ FRP بر ستون های بتن مسلح مستطیلی توسط

اصلاح سطح مقطع ستون.....۱۲۶

۱-۱-۵ - مقدمه.....۱۲۶

۲-۱-۵ - نمونه ها.....۱۲۸

۳-۱-۵ - مدل اجزای محدود نمونه های اصلاح نشده و اصلاح شده.....۱۳۰

۴-۱-۵ - مد خرابی نمونه‌ها.....	۱۳۱
۵-۱-۵ - نتایج تحلیل اجزای محدود و بررسی آن.....	۱۳۲
۲-۵ - تأثیر اعمال بار با خروج از مرکزی در ظرفیت باربری ستون‌های بتن مسلح مستطیلی و ترسیم دیاگرام اندرکنش بار-ممان و مقایسه آن با دیاگرام پیشنهادی ACI 440.2R-08.....	۱۴۰
۱-۲-۵ - مقدمه.....	۱۴۰
۲-۲-۵ - نمونه‌ها.....	۱۴۳
۳-۲-۵ - مد خرابی نمونه‌ها.....	۱۴۵
۴-۲-۵ - نتایج تحلیل اجزای محدود و بررسی آن.....	۱۴۶
فصل ششم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات.....	۱۵۱
۱-۶ - پیش‌گفتار.....	۱۵۲
۲-۶ - مشخصات مدل‌ها.....	۱۵۲
۳-۶ - نتیجه‌گیری.....	۱۵۳
۱-۳-۶ - اصلاح سطح مقطع ستون.....	۱۵۳
۲-۳-۶ - تأثیر خروج از مرکزیت بار محوری.....	۱۵۵
۴-۶ - پیشنهادات.....	۱۵۶
پیوست ۱: بررسی برنامه ترسیم دیاگرام اندرکنش بار-ممان ستون‌های مستطیلی (DID).....	۱۵۷
۱-۷ - مقدمه.....	۱۵۸

۲-۷ - بررسی قسمت‌های مختلف برنامه.....	۱۵۸
پیوست ۲: محصورکنندگی FRP از دیدگاه آیین‌نامه ACI.....	۱۶۱
۱-۸ - مقدمه.....	۱۶۲
۲-۸ - استفاده از خاصیت محصورکنندگی FRP به منظور مقاوم‌سازی محوری.....	۱۷۳
۳-۸ - خدمت‌پذیری اعضا با بار محوری مقاوم‌شده با FRP.....	۱۷۷
۴-۸ - روند طراحی به منظور مقاوم‌سازی محوری ستون‌های بتن مسلح دایروی، دورپیچ‌شده با FRP.....	۱۷۸
۵-۸ - ستون‌های مقاوم‌شده تحت بار با خروج از مرکزی.....	۱۸۸
۶-۸ - تغییرات ACI 440.2R در ویرایش سال ۲۰۰۸.....	۲۰۵
۱-۶-۸ - ظرفیت نهایی بار محوری (خالص).....	۲۰۵
۲-۶-۸ - ظرفیت نهایی بار با خروج از مرکزیت.....	۲۰۷
مراجع:.....	۲۱۰

فهرست اشکال:

- شکل ۱-۱- خرابی‌های ناشی از زمین‌لرزه ۳
- شکل ۲-۱- یکی از اولین و بزرگ‌ترین سازه‌های بتن مسلح مربوط به سال ۱۹۱۰ میلادی ۶
- شکل ۳-۱- خرابی پایه یک پل در لس‌آنجلس به دلیل کمبود آرماتورهای عرضی ۷
- شکل ۴-۱- اجرای ژاکت بتن مسلح به منظور مقاوم‌سازی ستون با مقطع مستطیلی ۸
- شکل ۵-۱- ستون بتن مسلح مستطیلی مقاوم‌شده با ژاکت فولادی ۹
- شکل ۶-۱- پس‌کشیدگی خارجی جهت تقویت لرزه‌ای ستون بتن‌آرمه مربعی ۱۱
- شکل ۷-۱- پس‌کشیدگی داخلی جهت تقویت لرزه‌ای ستون بتن‌آرمه دایروی ۱۱
- شکل ۸-۱- دورپیچ کردن ستون‌های بتن مسلح مستطیلی با ژاکت FRP ۱۲
- شکل ۹-۱- روش‌های پوشش با FRP ۱۳
- شکل ۱۰-۱- دورپیچ کردن ستون بتنی دایروی با استفاده از دستگاه‌های مکانیکی ۱۴
- شکل ۱۱-۱- نمودار تنش-کرنش استوانه‌های بتنی در فشار هیدرواستاتیک [۷] ۱۷
- شکل ۱۲-۱- خرابی پایه یک پل در مد خرابی برشی بر اثر زمین‌لرزه ۱۸
- شکل ۱۳-۱- خرابی ستون در زلزله نورتریج به علت ناکافی بودن فشار محصورکنندگی آرماتور دورپیچ ۱۹
- شکل ۱-۲- نصب صفحات CFRP به منظور مقاوم‌سازی خمشی تیر ۲۴
- شکل ۲-۲- استفاده از کامپوزیت FRP در صنعت پایل (شمع) ۲۴
- شکل ۳-۲- اجزای تشکیل‌دهنده FRP ۲۵
- شکل ۴-۲- مقاطع I شکل از جنس کامپوزیت ۳۱
- شکل ۵-۲- میلگردهای کامپوزیتی از جنس کربن و شیشه ۳۲
- شکل ۶-۲- نمونه‌ای از پوشش‌های دست‌ساز از جنس شیشه ۳۳

شکل ۳-۱- نحوه شکست لوله‌های کامپوزیتی پر شده از بتن	۴۳
شکل ۳-۲- منحنی تنش-کرنش بتن محصور در FRP در مدل صافی و همکاران و مدل توتانجی [۱۸]	۵۷
شکل ۳-۳- مشخصات نمودار تنش-کرنش محوری در مدل سامان [۱۹]	۵۸
شکل ۳-۴- مشخصات منحنی تنش-کرنش در مدل کاربهری [۲۳]	۶۲
شکل ۳-۵- مدل پیشنهادی لام و تنگ برای بتن محصور در FRP [۴۳]	۶۶
شکل ۴-۱- مفهوم گام بارگذاری و زیرگام در تحلیل غیرخطی	۷۲
شکل ۴-۲- المان SOLID65 به همراه دستگاه مختصات محلی [۴۸]	۷۶
شکل ۴-۳- سطح سه بعدی شکست بتن در فضای تنش‌های اصلی بر اساس معیار شکست ویلیام-وارنک [۴۷]	۸۱
شکل ۴-۴- مدل در نظر گرفته شده برای بتن تحت تنش کششی و پس از ترک خوردگی [۴۷]	۸۱
شکل ۴-۵- جهت‌های المان پخش شده (Smeared)، با دستگاه مختصات SOLID65 [۴۸]	۸۳
شکل ۴-۶- المان LINK8 به همراه دستگاه مختصات محلی [۴۸]	۸۴
شکل ۴-۷- المان SOLID45 به همراه دستگاه مختصات محلی [۴۸]	۸۶
شکل ۴-۸- مراحل اعمال گام‌های بارگذاری	۹۰
شکل ۴-۹- جزییات ابعاد و آرماتورهای ستون NS-C-145-0	۹۱
شکل ۴-۱۰- مدل شبکه‌بندی شده ستون NS-C-145-0 با در نظرگیری تقارن نسبت به دو صفحه ۹۲	
شکل ۴-۱۱- مدل شبکه‌بندی شده ستون NS-C-145-0 و استفاده از خاصیت گسترش تقارن	۹۳
شکل ۴-۱۲- منحنی تنش-کرنش تک‌محوری فشاری بتن [۴۷]	۹۵
شکل ۴-۱۳- منحنی هاگنستاد و منحنی اصلاح شده آن [۳]	۹۶
شکل ۴-۱۴- تأثیر تعداد المان‌ها در دقت نتایج حاصل از اجزای محدود	۱۰۰

- شکل ۴-۱۵- شبکه‌بندی آرماتورهای طولی و عرضی ستون NS-C-145-0..... ۱۰۰
- شکل ۴-۱۶- شرایط تکیه‌گاهی و اعمال بار ستون NS-C-145-0..... ۱۰۱
- شکل ۴-۱۷- اعمال شرایط تکیه‌گاهی، به منظور مدل‌سازی تقارن در ستون NS-C-145-0..... ۱۰۱
- شکل ۴-۱۸- روش تکرار نیوتن-رافسون [۴۷]..... ۱۰۳
- شکل ۴-۱۹- رفتار همگرایی طول کمان [۵۱]..... ۱۰۴
- شکل ۴-۲۰- نمودارهای تنش-کرنش آزمایشگاهی و اجزای محدود نمونه NS-C-145-0..... ۱۰۵
- شکل ۴-۲۱- تغییر شکل ستون NS-C-145-0 (تغییر شکل‌ها ۱۶ برابر شده‌اند)..... ۱۰۶
- شکل ۴-۲۲- کانتور تنش محوری آرماتورهای ستون NS-C-145-0 (تغییر شکل‌ها ۱۶ برابر شده‌اند)..... ۱۰۶
- شکل ۴-۲۳- منحنی تنش-کرنش ستون بتنی (غیرمسلح) به دست آمده از اجزای محدود..... ۱۰۷
- شکل ۴-۲۴- الف) سطوح تسلیم در فضای سه بعدی تنش‌های اصلی، ب) معیار تسلیم دراکر-پراگر [۸]..... ۱۰۹
- شکل ۴-۲۵- نمودار تغییرات حجم بتن فشاری [۸]..... ۱۱۰
- شکل ۴-۲۶- المان SHELL41 به همراه دستگاه مختصات محلی [۴۸]..... ۱۱۲
- شکل ۴-۲۷- مدل اجزای محدود نمونه NS-C-145-3..... ۱۱۶
- شکل ۴-۲۸- منحنی تنش-کرنش ستون NS-C-145-3، به دست آمده از اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی..... ۱۱۷
- شکل ۴-۲۹- کانتور تنش محوری آرماتورهای نمونه NS-C-145-3..... ۱۱۷
- شکل ۴-۳۰- منحنی‌های تنش-کرنش بتن محصور نشده و محصور شده در FRP..... ۱۱۹
- شکل ۴-۳۱- منحنی تنش-کرنش ستون NS-R-2-175-3-40، به دست آمده از اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی..... ۱۲۲

- شکل ۵-۱- توزیع فشار محصورکننده در مقاطع دایروی و چهارگوش..... ۱۲۷
- شکل ۵-۲- مشخصات نمونه‌ها (ابعاد بر حسب میلی‌متر)..... ۱۲۸
- شکل ۵-۳- مدل اجزای محدود نمونه‌های مربعی به همراه مدل اصلاح‌شده آن‌ها..... ۱۳۰
- شکل ۵-۴- مدل اجزای محدود نمونه‌های مستطیلی به همراه مدل اصلاح‌شده آن‌ها..... ۱۳۰
- شکل ۵-۵- کانتور کرنش طولی دورپیچ FRP برای نمونه R-3 (اصلاح‌نشده)..... ۱۳۱
- شکل ۵-۶- کانتور تنش فشاری در وسط ارتفاع ستون‌های مربعی (اصلاح‌نشده) بر حسب مگاپاسکال..... ۱۳۲
- شکل ۵-۷- کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های مستطیلی (اصلاح‌نشده) بر حسب مگاپاسکال..... ۱۳۲
- شکل ۵-۸- توزیع تنش‌های پیرامونی در نمونه R-3، در بارهای اعمالی مختلف..... ۱۳۳
- شکل ۵-۹- توزیع تنش فشاری پیرامون وسط ارتفاع ستون‌های مستطیلی در هنگام اعمال بار نهایی..... ۱۳۳
- شکل ۵-۱۰- کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های دایروی بر حسب مگاپاسکال..... ۱۳۴
- شکل ۵-۱۱- کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های بیضوی بر حسب مگاپاسکال..... ۱۳۴
- شکل ۵-۱۲- منحنی‌های تنش-کرنش نمونه‌های مربعی..... ۱۳۶
- شکل ۵-۱۳- منحنی‌های تنش-کرنش نمونه‌های مستطیلی..... ۱۳۶
- شکل ۵-۱۴- منحنی‌های تنش-کرنش نمونه‌های دایروی..... ۱۳۷
- شکل ۵-۱۵- منحنی‌های تنش-کرنش نمونه‌های بیضوی..... ۱۳۷
- شکل ۵-۱۶- میزان تأثیر دورپیچ در ۱۲ نمونه اصلاح‌شده و اصلاح‌نشده..... ۱۳۹
- شکل ۵-۱۷- توزیع تنش محصورکننده جانبی ناشی از آرماتور عرضی و نمودار تنش-کرنش بتن محصورشده..... ۱۴۱

- شکل ۵-۱۸- توزیع تنش محصورکننده جانبی ناشی از دورپیچ FRP و نمودار تنش-کرنش بتن محصورشده [۳۶]..... ۱۴۲
- شکل ۵-۱۹- مشخصات نمونه‌ها، تحت بررسی اثر خروج از مرکزی بار (ابعاد بر حسب میلی‌متر) ... ۱۴۳
- شکل ۵-۲۰- کرنش طولی دورپیچ CFRP در نمونه R-3 در حالت اعمال بار با ۵٪ خروج از مرکزی ۱۴۵
- شکل ۵-۲۱- کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های مربعی، تحت بار محوری خالص بر حسب مگاپاسکال ۱۴۶
- شکل ۵-۲۲- کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های مستطیلی، تحت بار محوری خالص بر حسب مگاپاسکال ۱۴۶
- شکل ۵-۲۳- کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های مربعی تحت بار با ۱۰٪ خروج از مرکزی (مگاپاسکال) ۱۴۷
- شکل ۵-۲۴- کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های مستطیلی تحت بار با ۱۰٪ خروج از مرکزی (مگاپاسکال) ۱۴۷
- شکل ۵-۲۵- کانتور تنش فشاری نمونه S-5 در وسط ارتفاع نمونه در حالات مختلف بارگذاری (مگاپاسکال) ۱۴۸
- شکل ۵-۲۶- ظرفیت باربری نمونه‌های مربعی و مستطیلی در حالات مختلف بارگذاری ۱۴۹
- شکل ۵-۲۷- دیاگرام‌های بار-ممان نمونه‌های با سطح مقطع مربعی ۱۵۰
- شکل ۵-۲۸- دیاگرام‌های اندرکنش بار-ممان نمونه‌های با سطح مقطع مستطیلی ۱۵۰
- شکل ۶-۱- مقاومت‌های فشاری نرمال نمونه‌ها (اصلاح سطح مقطع) ۱۵۳
- شکل ۶-۲- کرنش‌های محوری نرمال نمونه‌ها (اصلاح سطح مقطع) ۱۵۳
- شکل ۷-۱- نمای کلی از صفحه اصلی برنامه DID ۱۵۸

- شکل ۲-۷- نمایی از بخش گرافیکی نرم افزار DID..... ۱۶۰
- شکل ۱-۸- استفاده از سیستم FRP جهت مقاوم سازی یک ستون بتن مسلح دایروی..... ۱۶۵
- شکل ۲-۸- دورپیچ کردن ستون مستطیلی با استفاده از FRP..... ۱۶۶
- شکل ۳-۸- محصورکنندگی FRP با استفاده از نوارهای FRP از قبل عمل آوری شده و اجرای مارپیچ آن..... ۱۶۶
- شکل ۴-۸- منحنی های تنش- کرنش بتن های محصور شده و محصور نشده..... ۱۶۹
- شکل ۵-۸- دیاگرام آزاد مخزن تحت فشار جدار نازک (در صفحه سطح مقطع)..... ۱۷۰
- شکل ۶-۸- دیاگرام اندرکنش شماتیک بار-ممان ($P - M$)، برای یک ستون بتن مسلح..... ۱۸۹
- شکل ۷-۸- دیاگرام اندرکنش بار-ممان اسمی..... ۲۰۴
- شکل ۸-۸- دیاگرام اندرکنش بار-ممان نهایی..... ۲۰۵
- شکل ۹-۸- سطح مقطع معادل دایروی (لام و تِنگ، ۲۰۰۳)..... ۲۰۷
- شکل ۱۰-۸- مدل تنش-کرنش بتن محصور شده توسط FRP..... ۲۰۸

فهرست جداول:

جدول ۱-۲ - چگالی انواع FRP و فولاد بر حسب Kg/m^3	۳۵
جدول ۱-۳ - نتایج آزمایشات انجام شده به وسیله پوربا و موفتی [۲۶]	۴۸
جدول ۲-۳ - نتایج حاصل از آزمایشات ونگ و وو [۲۹]	۵۱
جدول ۱-۴ - مشخصات ورودی بتن در نرم افزار برای مدل سازی ستون NS-C-145-0	۹۷
جدول ۲-۴ - مدول الاستیسیته و ضریب پواسون آرماتورهای طولی و عرضی ستون NS-C-145-0	۹۸
جدول ۳-۴ - تنش تسلیم و مدول مماسی آرماتورهای طولی و عرضی ستون NS-C-145-0	۹۸
جدول ۴-۴ - مدول الاستیسیته و ضریب پواسون صفحات بارگذاری صلب ستون NS-C-145-0	۹۹
جدول ۵-۴ - مقایسه نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود، برای نمونه NS-C-145-0	۱۰۶
جدول ۶-۴ - مقایسه نتایج تحلیلی و اجزای محدود، برای ستون بتنی (غیرمسلح)	۱۰۷
جدول ۷-۴ - مشخصات مکانیکی FRP، مورد استفاده در ستون NS-C-145-3 بر حسب گیگاپاسکال	۱۱۵
جدول ۸-۴ - مقادیر پارامترهای معیار دراگر-پراگر برای نمونه NS-C-145-3	۱۱۶
جدول ۹-۴ - نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود، برای ستون NS-C-145-3	۱۱۷
جدول ۱۰-۴ - درصد اختلاف نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود، برای ستون NS-C-145-3	۱۱۷
جدول ۱۱-۴ - مشخصات ستون NS-R-2-175-3-40	۱۲۰
جدول ۱۲-۴ - مشخصات بتن مصرفی ستون NS-R-2-175-3-40	۱۲۰
جدول ۱۳-۴ - مشخصات آرماتورهای ستون NS-R-2-175-3-40	۱۲۰
جدول ۱۴-۴ - مشخصات مکانیکی FRP، مورد استفاده در ستون NS-R-2-175-3-40 بر حسب گیگاپاسکال	۱۲۰
جدول ۱۵-۴ - پارامترهای معیار تسلیم دراگر-پراگر، به دست آمده از روابط مختلف، برای ستون	

۱۲۲.....	NS-R-2-175-3-40
۱۲۲.....	جدول ۴-۱۶- نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود، برای ستون NS-R-2-175-3-40
۱۲۲.....	جدول ۴-۱۷- درصد اختلاف نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود، برای ستون NS-R-2-175-3-40
۱۲۳.....	
۱۲۹.....	جدول ۵-۱- شناسه مدل‌های اجزای محدود نمونه‌های اصلاح‌نشده (اصلاح سطح مقطع)
۱۲۹.....	جدول ۵-۲- مشخصات نمونه‌های اصلاح‌نشده (اصلاح سطح مقطع)
۱۲۹.....	جدول ۵-۳- مشخصات نمونه‌های اصلاح‌شده (اصلاح سطح مقطع)
۱۲۹.....	جدول ۵-۴- مشخصات بتن مصرفی نمونه‌های اصلاح‌نشده و اصلاح‌شده (اصلاح سطح مقطع)
۱۲۹.....	جدول ۵-۵- پارامترهای معیار دراگر-پراگر نمونه‌های اصلاح‌نشده و اصلاح‌شده (اصلاح سطح مقطع)
۱۲۹.....	
۱۲۹.....	جدول ۵-۶- مشخصات آرماتورهای نمونه‌ها (اصلاح سطح مقطع)
۱۲۹.....	جدول ۵-۷- مشخصات مکانیکی FRP، مورد استفاده در نمونه‌های اصلاح‌شده بر حسب گیگاپاسکال
۱۲۹.....	
۱۳۵.....	جدول ۵-۸- تنش‌های فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های اولیه (اصلاح‌نشده) بر حسب مگاپاسکال
۱۳۵.....	
۱۳۵.....	جدول ۵-۹- تنش‌های فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های اصلاح‌شده بر حسب مگاپاسکال
۱۳۸.....	جدول ۵-۱۰- کرنش محوری نهایی نمونه‌های اصلاح‌نشده و نسبت افزایش آن‌ها
۱۳۸.....	جدول ۵-۱۱- کرنش محوری نهایی نمونه‌های اصلاح‌شده و نسبت افزایش آن‌ها
۱۴۴.....	جدول ۵-۱۲- ضخامت دورپیچ نمونه‌های تحت بررسی اثر بار خروج از مرکز
۱۴۴.....	جدول ۵-۱۳- مشخصات نمونه‌های تحت بررسی اثر بار با خروج از مرکزی
۱۴۴.....	جدول ۵-۱۴- مشخصات بتن مصرفی در نمونه‌های تحت بررسی اثر بار با خروج از مرکزی

جدول ۵-۱۵- پارامترهای معیار دراگر-پراگر در نمونه‌های تحت بررسی اثر بار با خروج از مرکزی. ۱۴۴

جدول ۵-۱۶- مشخصات آرماتورها در نمونه‌های تحت بررسی اثر بار با خروج از مرکزی ۱۴۴

جدول ۵-۱۷- مشخصات صفحات CFRP نمونه‌های تحت بررسی اثر بار با خروج از مرکزی بر حسب

گیگاپاسکال..... ۱۴۴

جدول ۸-۱- اطلاعات بار-ممان برای ۳ حالت..... ۲۰۳

فصل اول

کلیّات

۱-۱- مقدمه

در این فصل پس از بیان مفهوم مقاومسازی و اهمیت آن، متداولترین روشهای مقاومسازی ستونهای بتن مسلح و مزایا و معایب آنها ارزیابی میشود. سپس نمایی از تحقیقات انجام یافته در مورد بتن محصور در FRP ارائه شده و نتایج آن ارزیابی میشود. در انتهای فصل خلاصه اقدامات صورت گرفته در فصول بعدی بیان شده است.

۱-۲- مقاومسازی و اهمیت آن

از زمانی که اولین سازه‌ها توسط طبیعت یا به دست بشر شکل گرفتند، فرسایش یا تخریب باعث ضعف در کارایی آنها میشد. این کاستی‌ها قانون طبیعت هستند که حتی بر سازه‌های مدرن امروزی نیز اثر گذارند. سازه‌های مدرن از قبیل آسمان‌خراش‌ها و پل‌ها بسیار پرهزینه بوده و زمان ساخت طولانی مدت آنها گاهی باعث اختلالاتی در جامعه میشود.

از طرفی تغییر در جامعه اطراف ما منجر به دگرگونی سازه‌های مورد نیاز شده است. میزان حمل‌ونقل در حال افزایش است؛ سرعت وسائط نقلیه افزایش یافته و ... که همه به ایجاد تغییرات تقاضا در سازه‌های با دامنه عمر طولانی، منجر میشود. همچنین علوم مربوط به رفتار سازه‌ای گسترش یافته، که خود باعث آگاهی نسبت به عدم قابلیت مناسب برخی سازه‌هاست. بنابراین احیای سازه جهت رسیدن به کارایی مناسب، همواره مورد توجه بوده است. به روش‌های ارتقای سازه، عمدتاً برای بالا بردن ظرفیت باربری و نیز دیگر سطوح کارایی، مقاومسازی^۱ اطلاق میشود.

مقاومسازی به مجموعه عملیاتی گفته میشود که روی کل یا بخشی از سازه انجام میشود تا سازه بتواند بارها و سربارهای بیش‌تری نسبت به حالت اولیه تحمل کند و خصوصیات رفتاری بهتری از خود نشان دهد [۱].

۱ – Strengthening

در مورد تاریخچه و زمان پیدایش مقاومسازی به مفهوم کلی، نمی‌توان اظهار نظر کرد؛ اما مقاومسازی لرزه‌ای یا همان بهسازی لرزه‌ای به دنبال تغییرات عمده در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای معنا و مفهوم پیدا کرد؛ به طوری که پس از زلزله ۱۹۷۱ سانفرانسیسکو در کالیفرنیا، زلزله ۱۹۸۹ لوما پریتا در سانفرانسیسکو، زلزله نورث‌ریچ در سال ۱۹۹۴ و زلزله ۱۹۹۵ کوبه تغییرات عدیده‌ای در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای به خصوص در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد به وجود آمد. سازه‌های موجود توانایی اغناي آیین‌نامه‌های جدید را نداشته و در نتیجه نیاز به مقاومسازی آن‌ها احساس می‌شد [۲]. در شکل ۱-۱ تصاویری از زلزله‌های مذکور آورده شده است.

از چندین سال قبل و به دنبال فجایع بزرگ انسانی مانند فاجعه دلخراش بم که اثرات و مصائب آن تا کنون هم احساس می‌شود، بحث مقاومسازی تبدیل به یکی از مهم‌ترین مسائل روز کشور عزیزمان، ایران شد.

از آن زمان تا کنون تحقیقات مهم و قابل توجهی برای شناخت و مقابله با زمین‌لرزه صورت گرفته؛ اما باز هم کاستی‌هایی احساس می‌شود که امید است تا با همیاری و همکاری تمام ایرانیان در اقصی نقاط جهان، این مهم حاصل شود.



شکل ۱-۱- خرابی‌های ناشی از زمین‌لرزه

دلایل مختلفی برای نیاز به تقویت سازه‌های موجود وجود دارد. از جمله این دلایل می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- ۱- نیاز به تعمیر و تقویت سازه‌های آسیب دیده در اثر زلزله و یا پدیده‌های طبیعی دیگر.
 - ۲- نیاز به تقویت ساختمان‌هایی که اساساً بر طبق آیین‌نامه خاصی طراحی نشده و بنا به کاستی‌هایی آسیب‌پذیر تشخیص داده شده‌اند.
 - ۳- نیاز به تقویت سازه، بنا به تغییراتی که در آیین‌نامه‌های بارگذاری و یا مبانی طراحی ایجاد شده است.
 - ۴- تغییر کاربری سازه.
 - ۵- خطاهای محاسباتی.
 - ۶- اشتباه در ساخت، ضعف‌های اجرایی و عدم برآورده شدن نیازهای طراحی در حین عملیات اجرایی سازه.
 - ۷- فرسایش و افول سازه به دلایل مختلف.
- با توجه به این نکته که زمین‌لرزه مهم‌ترین عامل خسارت به سازه‌ها در مناطق لرزه‌خیز بوده و همچنین تغییرات در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای به مراتب بیش‌تر و سریع‌تر از آیین‌نامه‌های طراحی ثقیلی روی می‌دهد، لذا موضوع مقاوم‌سازی بیش‌تر در رابطه با نیروهای زلزله مطرح می‌شود [۱].
- قبل از UBC^۱ سال ۱۹۷۶ اعضای باربر سازه‌ای تنها بر اساس نیرو و کنترل مقاومت طراحی می‌شدند تا این‌که در این آیین‌نامه به مفاهیمی چون شکل‌پذیری توجه شد و همچنین در ضوابط جدید FEMA^۲ به مفاهیمی چون عمل‌کرد اشاره شده که روند و روش طراحی سازه بر اساس عمل‌کرد مطلوب با توجه به سطح خطر، انتخابی شده است [۲].

۱ – Uniform Building Code

۲ – Federal Emergency Management Agency

۱-۳- تاریخچه سازه‌های بتن مسلح و اهمیت مقاوم‌سازی این سازه‌ها

اگر چه گفته می‌شود سیمان از دیرباز توسط ایرانیان و رومیان به عنوان یک ماده ساختمانی به کار گرفته می‌شده است، اما سابقه ثبت " سیمان پرتلند " به ژوزف آسپدین انگلیسی در سال ۱۸۲۴ بر می‌گردد. از آن پس بتن غیرمسلح برای سال‌ها به عنوان یک ماده ساختمانی مناسب، تولید شد. سابقه استفاده از بتن مسلح به سال ۱۸۵۰ بر می‌گردد که ژوزف لامبوت فرانسوی یک قایق بتنی را که با شبکه‌ای از سیم‌های موازی مسلح شده بود، تولید کرد. با این حال اختراع بتن‌آرمه بیش‌تر به ژوزف مونیر فرانسوی نسبت داده می‌شود. وی در سال ۱۸۶۷، ابداع ساخت حوضچه‌ها و مخازن بتنی، مسلح به شبکه‌ای از سیم آهنی را برای خود ثبت نمود. از آن به بعد مونیر تا سال ۱۸۸۱، موارد متعددی از کاربرد بتن مسلح را از جمله در ساخت لوله‌ها و اجزای رابط خطوط آهن به نام خود به ثبت رساند. با این وجود گفته می‌شود که وی دانش مربوط به رفتار بتن‌آرمه و یا روش مناسب جهت محاسبات طراحی را نداشته است [۳].

در آمریکا ویلیام وارد نخستین ساختمان بتن‌آرمه را در سال ۱۸۷۵ در نیویورک بنا نمود. هم‌چنین تادیوس هیات که در ابتدا یک وکیل بود، در دهه ۱۸۵۰ تجربیاتی را در مورد تیر بتن‌آرمه انجام داد. وی میله‌های آهنی را در ناحیه کششی تیر قرار داد و در نزدیکی تکیه‌گاه آن را به طرف بالا خم کرده و در ناحیه فشاری مهار نمود. او هم‌چنین میله‌های قائمی را در نزدیکی تکیه‌گاه برای تحمل برش به کار برد. هیات در سال ۱۸۷۷ یک کتاب ۲۸ صفحه‌ای در ارتباط با موضوع تحقیقات خود منتشر کرد [۳].

هم‌چنین رانسام در دهه ۱۸۷۰ در شهر سانفرانسیسکو مواردی از استفاده بتن‌آرمه را تجربه نمود. وی در سال ۱۸۸۴، استفاده از میلگردهای آجدار را با پیچاندن میله‌هایی با سطح مقطع مربعی و به منظور فراهم نمودن چسبندگی بهتر بین فولاد و بتن، به نام خود ثبت کرد. هم‌چنین وی در سال ۱۸۹۰، ساختمان یک موزه دو طبقه به طول ۹۵ متر را به صورت بتن‌آرمه بنا نمود. این ساختمان در

زلزله ۱۹۰۶ سانفرانسیسکو و نیز آتش‌سوزی متعاقب این زلزله، آسیب جزئی دید که این عمل‌کرد و نیز عمل‌کرد مناسب سایر ساختمان‌های بتن‌آرمه در آن زلزله و آتش‌سوزی متعاقب، منجر به اقبال عمومی به این سیستم جدید ساختمان‌سازی گردید [۳]. در شکل ۱-۲ یکی از قدیمی‌ترین ساختمان‌های بتن‌مسلح نشان داده شده است.

با توجه به قدمت و مزایای بسیار بتن‌مسلح از آن زمان تا کنون بسیاری از سازه‌ها، در اقصی نقاط جهان با استفاده از این مصالح ساخته شده‌اند. با توجه به استفاده روز افزون از بتن‌مسلح در ساخت بناها و با توجه به دلایل ذکر شده در ابتدای این فصل بسیاری از این سازه‌ها نیاز به مقاوم‌سازی دارند. ستون‌ها نیز به عنوان اعضای مهم این سازه‌ها از این حقیقت مستثنی نیستند.



شکل ۱-۲- یکی از اولین و بزرگ‌ترین سازه‌های بتن‌مسلح مربوط به سال ۱۹۱۰ میلادی

۱-۴- مقاوم‌سازی ستون‌های بتن‌مسلح

در رابطه با مسئله مقاوم‌سازی، با توجه به خواسته‌ها از یک سو و نوع سازه، امکانات و شرایط از سوی دیگر، روش‌های متنوعی توسط مهندسين و محققين به منظور تقويت سازه پيشنهاد می‌شود. این بخش به بررسی مهم‌ترین و پرکاربردترین روش‌های بهسازی ستون‌های بتن‌مسلح اختصاص دارد.



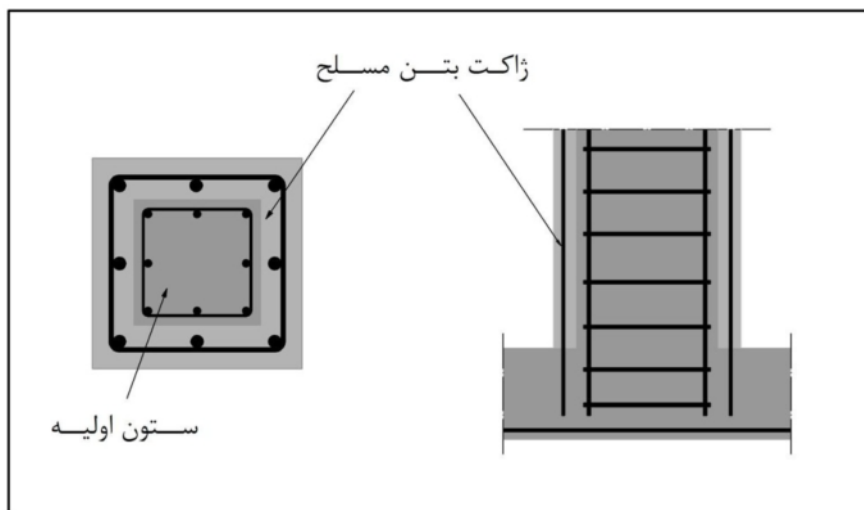
شکل ۱-۳- خرابی پایه یک پل در لس آنجلس به دلیل کمبود آرماتورهای عرضی

۱-۴-۱- ژاکت بتن مسلح^۱

ژاکت بتن مسلح علاوه بر آن که در افزایش مقاومت برشی و مقاومت خمشی مؤثر است، منجر به افزایش محصورشدگی هسته داخلی می‌گردد که این امر سبب افزایش مقاومت محوری ستون بتن مسلح می‌گردد [۲].

در این شیوه ابتدا قفسی از آرماتور پیرامون ستون فعلی اجراء شده که با استفاده از عناصر فولادی به ستون متصل می‌شود؛ سپس به اجرای قالب‌گذاری و بتن‌ریزی اقدام می‌شود. ستون خارجی اجراء شده پیرامون هسته مرکزی، علاوه بر این که در باربری عضو مشارکت داشته، با استفاده از خاصیت محصورکنندگی سبب افزایش کرنش و مقاومت نهایی بتن هسته مرکزی و در نتیجه افزایش ظرفیت باربری خمشی، برشی و محوری ستون می‌شود.

در شکل ۱-۴ یک ستون بتن مسلح مقاوم‌شده با ژاکت بتن مسلح آورده شده است.



شکل ۴-۱- اجرای ژاکت بتن مسلح به منظور مقاوم سازی ستون با مقطع مستطیلی

در ادامه به تعدادی از نقاط ضعف و قوت این روش اشاره می شود.

الف - مزایا:

۱- به دلیل افزایش ابعاد، سختی عضو افزایش یافته که این امر سبب کاهش تغییرشکل

جانبی عضو می شود.

۲- استفاده از این روش برای ستون های بلند باعث کاهش لاغری شده و سبب رفتار بهتر

عضو در مقابل کمانش می شود.

ب - معایب:

۱- افزایش زیاد بار مرده.

۲- محدودیت های معماری.

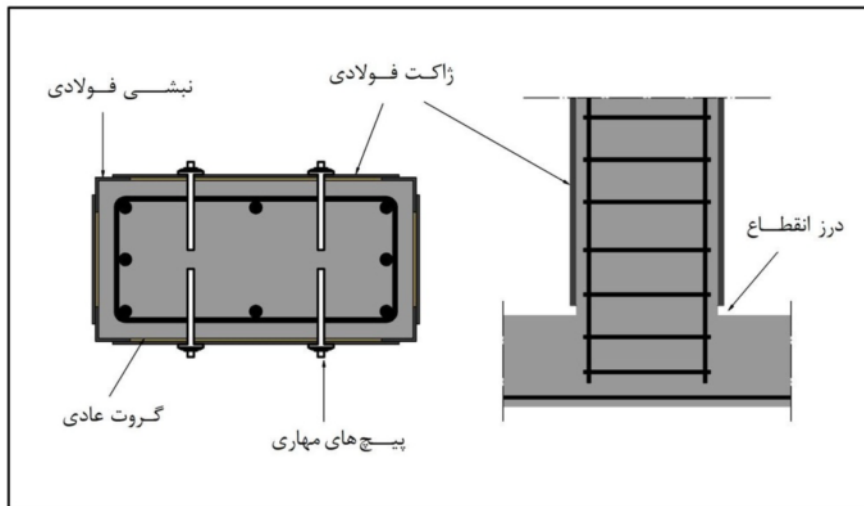
۳- زمان اجرای بالا.

۴- به دلیل افزایش ابعاد، سختی عضو افزایش می یابد؛ توزیع نیروی جانبی تغییر کرده، و در

نتیجه سهم بیش تری متناسب با افزایش ابعاد به اعضای مقاوم شده اختصاص پیدا می کند.

۱-۴-۲- ژاکت فولادی^۱

همان‌طور که در شکل ۵-۱ مشاهده می‌شود قفس فولادی از مقاطع نبشی به صورت طولی و تسمه‌های فولادی عرضی ساخته می‌شود. در عمل تسمه‌های فولادی عرضی به صورت جانبی تنیده می‌شوند که برای این کار از آچارهای مخصوص و یا پیش‌گرمایش استفاده می‌شود. فضای خالی بین قفس فولادی و بتن به طور معمول با ملات‌های مقاوم بدون افت حجمی^۲ پر می‌شود. بایستی در نظر داشت در جایی که محافظت فولاد در برابر خوردگی و آتش مطرح است از بتن‌پاشی (شاتکریت) استفاده می‌شود [۲]. این شیوه همانند ژاکت بتنی سبب محصورشدگی هسته مرکزی می‌شود.



شکل ۵-۱- ستون بتن مسلح مستطیلی مقاوم‌شده با ژاکت فولادی

در ذیل به تعدادی نقاط ضعف و قوت این روش اشاره می‌شود.

الف - مزایا:

۱- سرعت در اجراء.

۲- افزایش ناچیز سطح مقطع عضو.

۱ - Steel Jacketing

۲ - Non-Shrinkage

ب - معایب:

- ۱- هزینه نسبتاً بالا.
- ۲- کماتش ژاکت فولادی.
- ۳- تمایل به جداشدگی بتن و فولاد به دلیل تفاوت ضرایب پواسون.
- ۴- مقاومت کم نسبت به عوامل محیطی مانند خوردگی، آتش‌سوزی و ...

۱-۴-۳- پس کشیدگی^۱

در این روش با استفاده از تاندون‌های پس کشیده، به عضو مورد نظر بار محوری اضافه‌ای تحمیل می‌شود. با توجه به مقاومت فشاری بالای بتن نسبت به مقاومت کششی ناچیز آن، این عمل سبب بهبود رفتار ستون در مقابل تنش‌های کششی ناشی از خمش می‌شود؛ ضمن این‌که سبب کاهش تغییرمکان جانبی آن نیز می‌شود [۲].

پس کشیدگی ستون به دو صورت اعمال می‌شود:

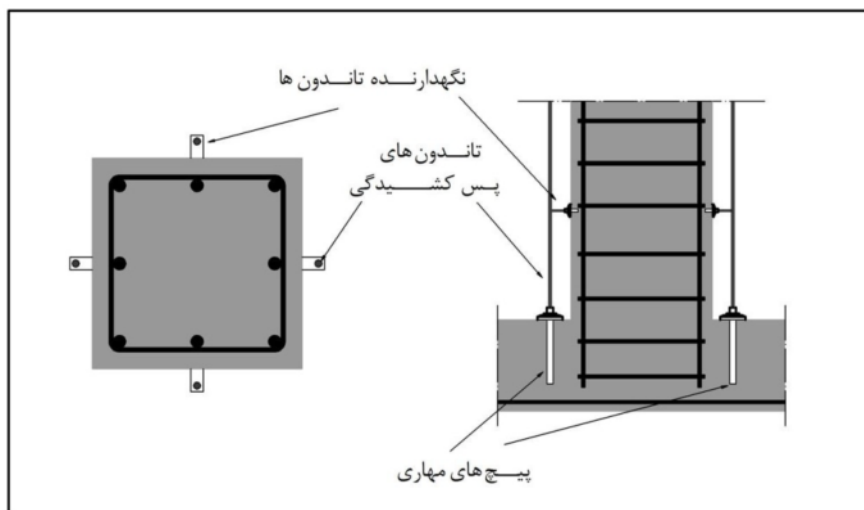
الف - خارجی:

همان‌طور که در شکل ۱-۶ مشاهده می‌شود در این شیوه، تاندون‌های پس کشیدگی در اطراف ستون قرار می‌گیرند. برای این منظور مهارهایی پیرامون ستون ایجاد شده که محل قرارگیری تاندون‌های پس کشیدگی هستند.

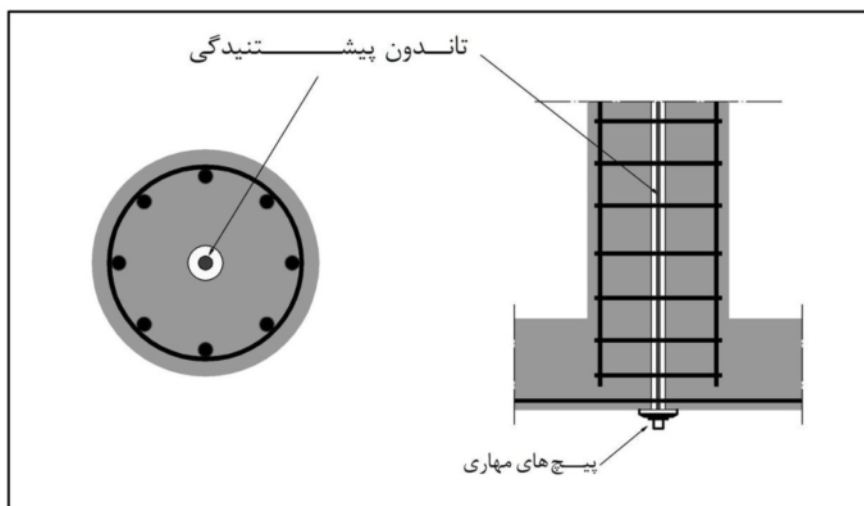
ب - داخلی:

همان‌طور که در شکل ۱-۷ مشاهده می‌شود در این روش محل قرارگیری تاندون با ایجاد حفره‌ای درون ستون و قرار دادن مهار در ابتدا و انتهای آن ایجاد می‌شود. وجود برخی محدودیت‌های اجرایی، کاربرد این روش را محدود می‌کند.

۱ - Post-Tensioning



شکل ۶-۱- پس کشیدگی خارجی جهت تقویت لرزه‌ای ستون بتن‌آرمه مربعی



شکل ۷-۱- پس کشیدگی داخلی جهت تقویت لرزه‌ای ستون بتن‌آرمه دایروی

در ذیل به تعدادی نقاط ضعف و قوت این روش اشاره می‌شود.

الف - مزایا:

- ۱- عمل‌کرد مناسب در برابر بارهای جانبی و کاهش تغییرمکان حاصل از این بارها.
- ۲- کنترل عرض ترک‌های کششی و به تبع آن محافظت از آرماتورهای طولی و عرضی در مقابل عوامل مخرب محیطی.

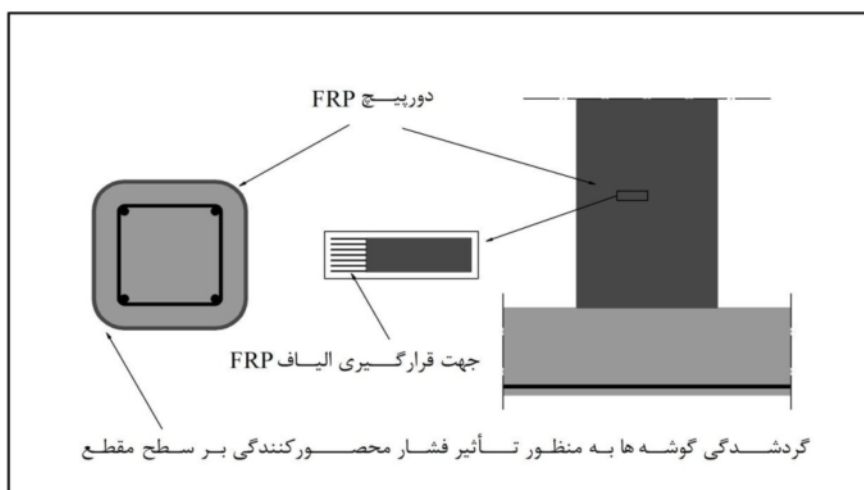
ب - معایب:

۱- هزینه نسبتاً بالا.

۲- نیاز به نیروی ماهر جهت اجراء و مشکلات اجرایی.

۱-۴-۴- ژاکت FRP^۱

وجود معایب و نقاط ضعف روش‌های سنتی محققین را بر آن داشت تا به دنبال روش‌هایی نوین باشند که معایب روش‌های گذشته را نداشته باشند. به همین علت استفاده از مواد مرکب ساخته شده از الیاف، در محیط رزین پلیمری به عنوان پلیمرهای مسلح شده با الیاف FRP، به عنوان یک ضرورت در جایگزینی مصالح سنتی و شیوه‌های موجود معرفی شده است. از ویژگی‌های اصلی کامپوزیت‌های پلیمری می‌توان به مقاومت مناسب در برابر خوردگی، سادگی اجرای در محل نصب و سبکی آن‌ها اشاره کرد. همچنین این مصالح به شکل‌های مختلف و در گستره‌ای از انواع ورق‌های چند لایه کارخانه‌ای گرفته، تا ورقه‌های خشک قابل نصب روی اشکال مختلف سازه‌ای در دسترس می‌باشند. در شکل ۸-۱ یک ستون بتن مسلح مقاوم شده با ژاکت FRP آورده شده است.



شکل ۸-۱- دورپیچ کردن ستون‌های بتن مسلح مستطیلی با ژاکت FRP

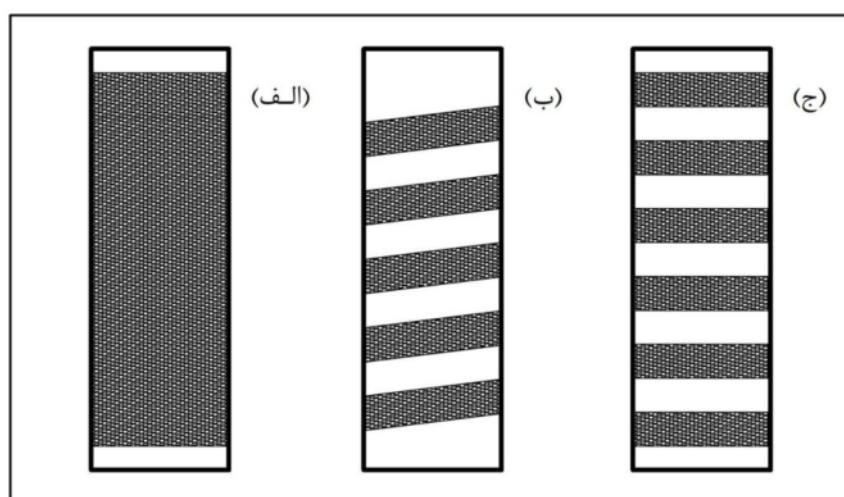
۱ - FRP jacket

روش‌های مختلفی برای تقویت (محصور کردن) ستون‌های بتن‌آرمه با استفاده از مواد کامپوزیتی FRP ابداع شده است. روش‌های مورد بحث علاوه بر تقویت ستون تحت فشارهای استاتیکی و افزایش شکل‌پذیری در تغییر شکل‌های جانبی زیاد، به بازسازی سازه‌های آسیب دیده در اثر زلزله نیز تعمیم داده می‌شود.

روش‌های تقویت را می‌توان بر اساس روش انتخاب شده برای ساخت مواد کامپوزیت FRP، به سه دسته طبقه‌بندی کرد: (الف) لایه پوششی؛ (ب) پوشش رشته‌ای، و (ج) پوسته پیش‌ساخته.

الف - پوشش لایه‌ای:

پوشش لایه‌ای درجا با مواد FRP روشی متداول برای تقویت ستون با مواد کامپوزیتی است. در این روش، ورقه‌های الیاف یک‌سویه یا ورقه‌های الیاف بافته‌شده را با رزین‌های پلیمری اشباع کرده و با فرآیند نصب‌تر به دور ستون می‌پیچند؛ به طوری که الیاف اصلی در جهت حلقه قرار گیرند. ستون را می‌توان با یک یا چند ورقه پوشش کامل داد. شیوه دیگر این است که سطح بیرونی ستون را با نوارهای FRP و به صورت یک مارپیچ پیوسته و یا به صورت حلقه‌های ناپیوسته پوشش دهیم؛ همان‌طور که در شکل ۹-۱ نشان داده شده است.



شکل ۹-۱- روش‌های پوشش با FRP

(الف) پوشش کامل، (ب) پوشش ناقص به صورت مارپیچ، (ج) پوشش ناقص به صورت حلقه

ب - پوشش رشته‌ای:

اساس پوشش رشته‌ای شبیه پوشش لایه‌ای است؛ با این تفاوت که در روش پوشش رشته‌ای به جای ورقه یا نوار کامپوزیت، از نوارهای الیاف پیوسته استفاده می‌شود؛ به گونه‌ای که می‌توان عملیات پوشش را با ماشین رشته پیچی رایانه‌ای به طور اتوماتیک همانند شکل ۱-۱۰ انجام داد. با این فرایند می‌توان پوسته FRP را با ضخامت، جهت‌گیری الیاف و حجم کنترل شده ایجاد نمود.



شکل ۱-۱۰- دورپیچ کردن ستون بتنی دایروی با استفاده از دستگاه‌های مکانیکی

ج - پوشش پوسته‌ای پیش‌ساخته:

ستون‌های بتنی موجود را می‌توان با پوسته‌های پیش‌ساخته از جنس FRP هم تقویت نمود. این پوسته‌ها تحت شرایط کنترل شده و از ورقه یا نوار الیاف ساخته می‌شوند که پیش از نصب در محل، آن‌ها را با رزین اشباع می‌کنند. این پوسته‌ها به شکل نیم‌دایره یا نیم‌مستطیل یا دایره کامل و یا به صورت رول پیوسته تولید می‌شوند تا بتوان آن‌ها را باز کرده و به دور ستون پیچید. برای آن‌که محصورکنندگی FRP مؤثر باشد، باید بین ستون و پوسته تماس کامل برقرار باشد. برای اطمینان از تماس کامل بین ستون و پوسته می‌توان یا پوسته را با استفاده از چسب به ستون چسباند و یا در حالتی که پوسته پیوسته است ملات یا سیمان را در درون فضاها بین پوسته و ستون تزریق نمود.

توجه به این نکته حائز اهمیت است که در مورد ستون‌های چهارگوش می‌بایست زوایای آن گرد شود. این امر از این جهت ضروری است که هر گونه اثر نامناسب گوشه‌های تیز بر مقاومت کششی FRP کاهش یافته و اثر حصار دور بتن بیش‌تر شود. به هر میزان بر شعاع گردش‌دهی افزوده شود به همان میزان بر کارایی و فشار محصورکننده دورپیچ افزوده می‌شود. در این حالت ژاکت FRP به طور مستقیم در باربری وارد عمل نمی‌شود؛ بلکه با افزایش مقاومت فشاری بتن، ظرفیت باربری ستون را افزایش می‌دهد. اتصال بین بتن و صفحات FRP با استفاده از چسب‌های مخصوص تأمین می‌شود [۴].

خاصیت محصورکنندگی FRP می‌تواند تأمین‌کننده دو هدف باشد [۴]:

- ۱- افزایش ظرفیت باربری محوری ستون.
 - ۲- افزایش ظرفیت جابجائی جانبی ستون.
- در ذیل به تعدادی نقاط ضعف و قوت این روش اشاره می‌شود.

الف - مزایا:

- ۱- راحتی در ساخت، حمل و اجراء.
- ۲- زمان اجرای بسیار کوتاه.
- ۳- ماندگاری و مقاومت بالا در مقابل حملات مواد شیمیایی و ...
- ۴- تأثیر ناچیز بر هندسه عضو مقاوم‌شده.

ب - معایب:

- ۱- هزینه نسبتاً بالا.
- ۲- نیاز به نیروی ماهر جهت اجراء.
- ۳- فقدان استانداردها و آیین‌نامه‌های طراحی.

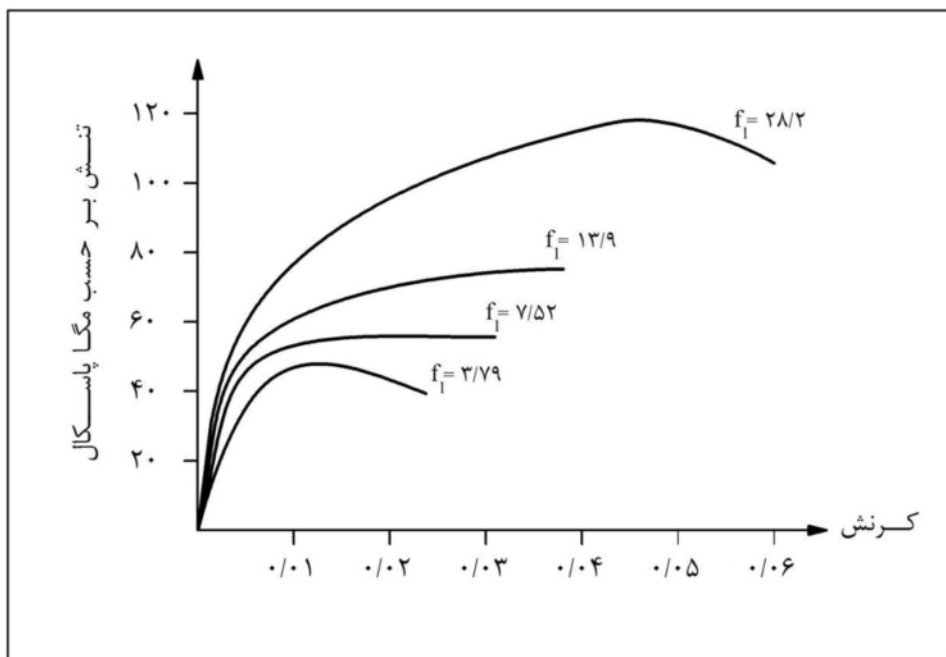
۱-۵- مفهوم محصورشدگی

با توجه به اثر پواسون، کرنش طولی بتن تحت فشار، سبب ایجاد کرنش جانبی در مقطع عضو بتنی شده و با ایجاد ترک‌های داخلی پیش‌رونده، کرنش جانبی به سرعت افزایش می‌یابد. کرنش جانبی در صورت محصور بودن بتن، سبب ایجاد نیروی کششی در اعضای محصورکننده و در نتیجه، اعمال فشار جانبی به هسته بتنی می‌گردد. بتن در کشش به وسیله ترک‌های درون صفحه گسیخته شده و در فشار در جهت موازات امتداد نیرو ترک خورده، متلاشی می‌شود. بر خلاف رفتار غیرهمسان بتن به جهت این ترک‌های درون صفحه‌ای، بیش‌تر بتن ماده‌ای همسان فرض می‌شود و برای ساده‌سازی مدل‌های رفتاری، ضریب پواسون آن ثابت فرض می‌شود [۵۶]. به بیان دیگر، اگر در یک عضو بتنی تحت فشار، در جهت عمود بر ترک‌هایی که در ناحیه فشاری ایجاد می‌شوند، نیرویی وارد شود، باعث محدود شدن توسعه ترک‌ها شده و مقاومت مقطع را افزایش می‌دهد.

در سال ۱۹۲۸، ریچارت و همکارانش با استفاده از نتایج آزمایش‌های انجام گرفته به منظور تعیین مقاومت استوانه‌های بتنی که تحت فشار مایع محصور شده بودند، رابطه (۱ - ۱) را پیشنهاد نمودند. اگر k_1 ، ضریب اثر بخشی محصورکنندگی باشد، این محققین مقدار آن را برابر ۴/۱ در نظر گرفته و در سال ۱۹۲۹ مدل خود را برای بتن محصور در فولاد نشان دادند [۷].

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + k_1 \frac{f_l}{f'_c} \quad (1 - 1)$$

در این رابطه f'_{cc} و f'_c به ترتیب مقاومت فشاری محوری نمونه محصورشده و مقاومت تک‌محوری نمونه محصورنشده می‌باشد. f_l نیز فشار محصورکننده جانبی است. این فشار در زمانی که بار محوری وارد می‌شود ثابت مانده؛ در حالی که نیروی محوری تا شکست نمونه افزایش پیدا می‌کند. کرنش محوری متناظر با تنش محوری اعمال شده در فشارهای محصورکننده هیدرواستاتیکی متفاوت، مطابق شکل ۱۱-۱ رسم گردیده است [۷].



شکل ۱-۱۱- نمودار تنش-کرنش استوانه‌های بتنی در فشار هیدرواستاتیک [۷]

از جمله اثرات این اقدام، افزایش ظرفیت باربری و ایجاد عمل‌کرد شکل‌پذیر در ستون بتنی می‌باشد. محصورشدگی جلوگیری از انبساط شعاعی بتن به وسیله اعمال فشار جانبی می‌باشد. در عمل این فشار حاصل عکس‌العمل اعضای محصورکننده عضو مورد نظر در اثر تمایل به افزایش تغییرشکل جانبی به علت اعمال کرنش محوری در عضو می‌باشد.

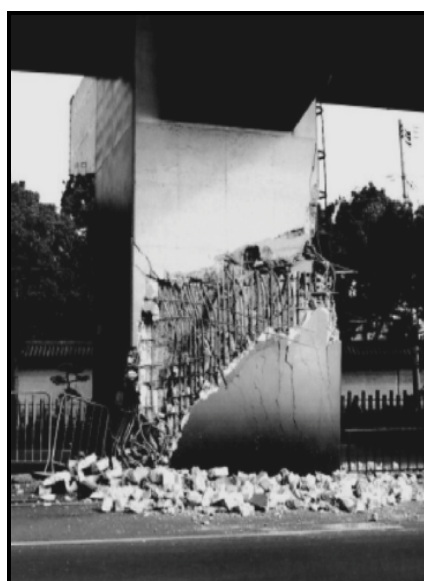
دو تأثیر مذکور، از مهم‌ترین علل محصور نمودن ستون‌های بتن به منظور تقویت و بهبود رفتار یک سازه می‌باشد. یکی از روش‌های تقویت ستون‌های بتنی دایروی، پیچیدن پلیمرهای مسلح به الیاف یا همان FRP به دور ستون می‌باشد. در یک تعریف کلی، کامپوزیت FRP از دو جزء اصلی تشکیل یافته است. جزء اول الیافی با رفتار کاملاً الاستیک، خطی و شکننده و با مقاومت کششی بسیار بالا هستند. جزء دوم، چسب یا رزین می‌باشد. این چسب‌ها الیاف را در کنار هم در محل مورد نظر نگه می‌دارد و سهم چندانی در باربری کامپوزیت ندارد [۸].

۱-۶- اهمیت موضوع محصورشدگی بتن توسط FRP

یکی از روش‌های بسیار کارا در بهبود عمل‌کرد ستون‌های بتن‌آرمه، محصور نمودن بتن در این اعضا می‌باشد و این موضوع به دلایل زیر حائز اهمیت است:

الف - از مشاهدات زلزله‌های گذشته بر می‌آید که ستون در ساختمان‌های بتنی و هم‌چنین در پل‌ها، به عنوان یکی از اعضای بسیار حساس این سازه‌ها می‌باشد. محصور نمودن ستون‌های سازه به عنوان یکی از روش‌های بسیار کارا در جلوگیری از شکست برشی و افزایش مقاومت بتن، مورد توجه خاص محققین می‌باشد [۹ و ۱۰]. در شکل ۱-۱۲ خرابی پایه یک پل در مد خرابی برشی بر اثر زمین‌لرزه نشان داده شده است.

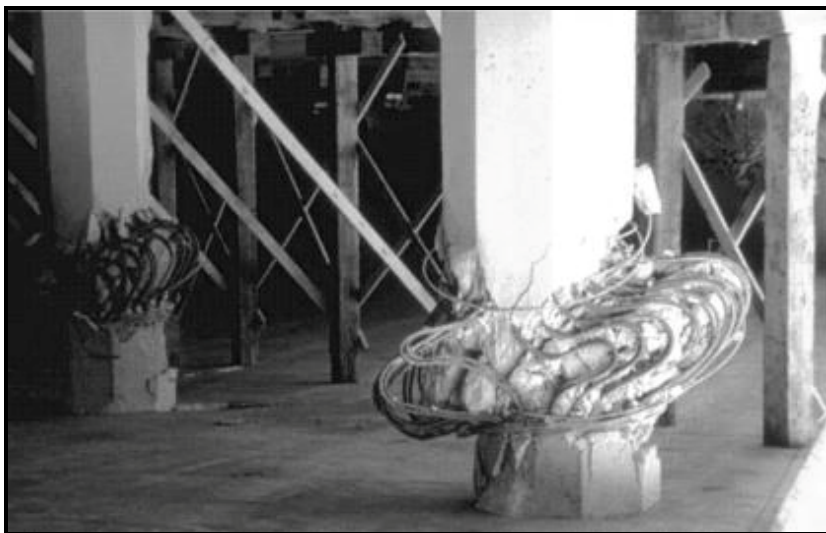
وقتی یک ستون تحت بار زلزله قرار می‌گیرد، ظرفیت جذب انرژی توسط ستون، به جای ظرفیت باربری آن، مسئله اصلی و مورد توجه می‌باشد. مرسوم است که ظرفیت جذب انرژی در ستون بتنی به وسیله پوشش فلزی و یا غلاف بتن‌آرمه افزایش داده می‌شود. این دو روش علاوه بر مشکلات اجرایی و افزایش وزن مرده ستون، سبب افزایش قابل توجه سختی ستون می‌شود و این خود ممکن است منجر به اضافه شدن نیروهای حاصل از زلزله بر سازه و به خصوص عضو مقاوم‌شده گردد [۹].



شکل ۱-۱۲- خرابی پایه یک پل در مد خرابی برشی بر اثر زمین‌لرزه

ب - افزایش میزان باربری به دلیل تغییر کاربری سازه‌ها و همچنین به دلیل افزایش حجم ترافیک بر سازه‌های استراتژیکی همچون پل‌ها، امری اجتناب ناپذیر است. مقاوم‌سازی ستون‌ها در برخی سازه‌ها به عنوان عضو باربر محوری، در چند سال اخیر مورد توجه قرار گرفته و یکی از کارآمدترین و سریع‌ترین روش‌ها، محصور نمودن ستون توسط دورپیچ FRP است [۱۱].

ج - وجود برخی نقایص در اجرای ستون‌های بتن‌آرمه، به دلیل ضعف آیین‌نامه‌های گذشته و یا به دلیل اشتباهات اجرایی، اعمال راه‌کارهای مناسب در بهسازی و جبران نقایص این عضو سازه‌ای را حائز اهمیت نموده است. در شکل ۱-۱۳ عدم محصورشدگی کافی به علت فاصله زیاد آرماتورهای دورپیچ سبب تخریب ستون گردیده است [۱۱].



شکل ۱-۱۳- خرابی ستون در زلزله نورتریج به علت ناکافی بودن فشار محصورکنندگی آرماتور دورپیچ

در سال‌های اخیر تلاش‌های فراوانی جهت درک و ترویج استفاده از ترکیبات پلیمری به منظور مقاوم‌سازی و بهسازی سازه‌های بتنی انجام شده است که به دنبال گسترش حوزه کاربرد این مصالح در تقویت اعضای مختلف سازه‌های بتن‌آرمه و به منظور کاربردی نمودن این دانش فنی، روش‌های طراحی، دستوالعمل‌های محاسباتی تدوین گردیده‌اند که از آن جمله می‌توان به راهنمایی‌های طراحی ACI 440.2R آمریکا، CSA کانادا و FIP اروپا اشاره نمود.

۱-۷- آن چه در این پایان نامه انجام خواهد شد

مطالب این تحقیق در شش فصل و یک پیوست ارائه گردیده است. فصل اول، یعنی فصل حاضر با بیان مفهوم مقاومت سازی، اهمیت آن به خصوص در رابطه با اعضای بتن مسلح و انواع روش های مقاومت سازی ستون های بتن مسلح آغاز گردیده است. در ادامه فصل به تبیین موضوع محصورشدگی و اهمیت آن اقدام شده است.

در فصل دوم به بیان تاریخچه، شرایط استفاده، ساختار و مواد تشکیل دهنده FRP و انواع آن از حیث جنس و شکل اقدام شده است. این فصل با بررسی مزایا و معایب انواع FRP و شرایط و ملاحظات کاربردی آن پیگیری شده و در انتهای آن نیز دلایل استفاده از این کامپوزیت در زمینه مقاومت سازی ذکر شده است.

در فصل سوم به تاریخچه تحقیقات انجام شده و مدل های ارائه شده برای تبیین رفتار بتن محصور در FRP توسط محققین اختصاص یافته است. انتهای فصل نیز به ارزیابی این تحقیقات اختصاص یافته است.

در فصل چهارم، پس از بیان اجمالی روش اجزای محدود و مفهوم تحلیل غیرخطی، نحوه مدل سازی یک عضو بتن مسلح در نرم افزار ANSYS توضیح داده شده است. در این فصل پس از آشنایی نسبتاً جامع با نحوه مدل سازی بتن مسلح در نرم افزار، به مدل سازی یک ستون بتن مسلح و یک ستون بتنی غیرمسلح اقدام شده و در انتهای فصل نیز با مدل سازی دو ستون محصورشده دایروی و مستطیلی، نحوه مدل سازی محصورشدگی در ستون بتن مسلح به صورت عملی تبیین شده است که صحت مدل ها نیز بر اساس نتایج آزمایشگاهی موجود به اثبات رسیده است.

در فصل پنجم نیز با استفاده از مطالب ارائه شده در فصل چهارم، به بررسی ۲ موضوع زیر اقدام شده است:

۱- بهبود اثر محصورکنندگی دورپیچ FRP بر ستون‌های بتن مسلح مستطیلی توسط اصلاح سطح مقطع ستون.

۲- تأثیر اعمال بار با خروج از مرکزی در ظرفیت باربری ستون‌های بتن مسلح مستطیلی و ترسیم دیاگرام اندرکنش بار-ممان و مقایسه آن با دیاگرام پیشنهادی ACI 440.2R-08. به منظور تعیین سریع و دقیق دیاگرام‌های پیشنهادی ACI برنامه‌ای به زبان VB.NET توسط نگارنده نوشته شد.

در فصل ششم به جمع‌بندی نتایج به دست آمده از فصل پنجم اختصاص داشته و در انتهای آن پیشنهادات نگارنده آورده شده است.

در پیوست ۱ نیز به توضیح بیش‌تر در رابطه با برنامه DID که به منظور ترسیم دیاگرام‌های اندرکنش ستون‌های بتن مسلح مستطیلی بر اساس آیین‌نامه ACI نوشته شده است اختصاص دارد. در پیوست ۲ نیز دیدگاه راهنمای طراحی ACI 440.2R در مورد محصورکنندگی FRP، نکات و الزامات طراحی به همراه دو مثال آورده شده است.

فصل دوم

آشنایی با موادّ پلیمری الیافی

۲-۱- تاریخچه

یک کامپوزیت از یک یا چند ماده که با یکدیگر ترکیب شده‌اند، تشکیل می‌گردد. با توجه به اجزای انتخاب شده و نحوه ترکیب آن‌ها با یکدیگر، تغییرات بسیار زیادی در مشخصات کامپوزیت می‌توان ایجاد نمود. استفاده از مواد مرکب ساخته شده از الیاف در محیط پلیمری به عنوان پلیمرهای مسلح شده با الیاف یا همان FRP در بهسازی و مرمت سازه‌ها طی ۵۰ سال اخیر از رشد قابل توجهی برخوردار بوده است؛ که دلیل عمده آن نیاز به افزایش عمر بهره‌برداری و ارتقای اساسی زیرساخت در تمامی نقاط دنیا می‌باشد.

چوب یک مثال خوبی از کامپوزیت می‌باشد. الیاف سلولزی چوب، مقاومت مورد نیاز را تأمین می‌کند و این الیاف به وسیله شیرۀ گیاه در کنار یکدیگر نگه داشته می‌شوند. بتن آرمه مثال دیگری از کامپوزیت می‌باشد. آرماتورهای فولادی مقاومت کششی بسیار خوبی را تأمین می‌کنند و بتن نیز مقاومت فشاری را تأمین نموده و بار کششی و فشاری را به فولاد منتقل می‌کند. کامپوزیت‌های FRP، یکی از جدیدترین ترکیبات در مهندسی سازه به شمار می‌روند.

استفاده کاربردی از مواد FRP به سال‌های جنگ جهانی دوم بر می‌گردد. در آن زمان از FRP به عنوان یک ماده پلیمری در ساخت سازه‌های نظامی استفاده می‌شد. پس از جنگ جهانی ابتدا FRP به صورت یک جسم شیشه‌ای جامد برای ساخت چوب ماهی‌گیری و گلف، پایه پرچم و چوب اسکی و ... مورد استفاده قرار می‌گرفت. به تدریج به دلیل مقاومت کششی و فشاری بالا و همچنین قابلیت نارسایی الکتریکی در ساخت تجهیزات الکتریکی به کار رفت. سهولت در تولید و امکان دستیابی به شکل‌های پیچیده این ترکیبات نسبتاً گران موجب شد که به سرعت جای خود را در میان طراحان باز کند. در سال ۱۹۶۵ تکنولوژی FRP با تولید رزین‌های مخصوص گسترش یافت. پس از آن در اروپا از سیستم‌های FRP به عنوان جایگزینی برای ورق‌های فولادی متصل به نواحی کششی قطعات بتنی جهت افزایش مقاومت خمشی استفاده شد. تحقیقات در این زمینه تقریباً از سال‌های ۱۹۳۰ به بعد در

آمریکا آغاز شده بود؛ ولی بررسی جدی این مسئله به اواسط سال‌های ۱۹۸۰ بر می‌گردد. در این سال‌ها کشورهایی نظیر آلمان و ژاپن تحقیقات آزمایشگاهی زیادی در این زمینه انجام داده‌اند. در ژاپن برای اولین بار از FRP برای تقویت ستون‌های بتنی استفاده شد.

پس از وقوع زلزله Hyogoken-Nanbu در ژاپن در سال ۱۹۹۵ استفاده از این مواد به طور قابل ملاحظه‌ای در این کشور افزایش یافت. در سوئیس برای اولین بار FRP در تقویت پل‌های بتنی به کار گرفته شد [۴]. امروزه استفاده از FRP در ساخت‌وساز و مقاوم‌سازی انواع سازه‌ها رو به افزایش است. در شکل ۱-۲ و شکل ۲-۲ نمونه‌هایی از کاربردهای FRP آورده شده است.



شکل ۱-۲- نصب صفحات CFRP به منظور مقاوم‌سازی خمشی تیر



شکل ۲-۲- استفاده از کامپوزیت FRP در صنعت پایل (شمع)

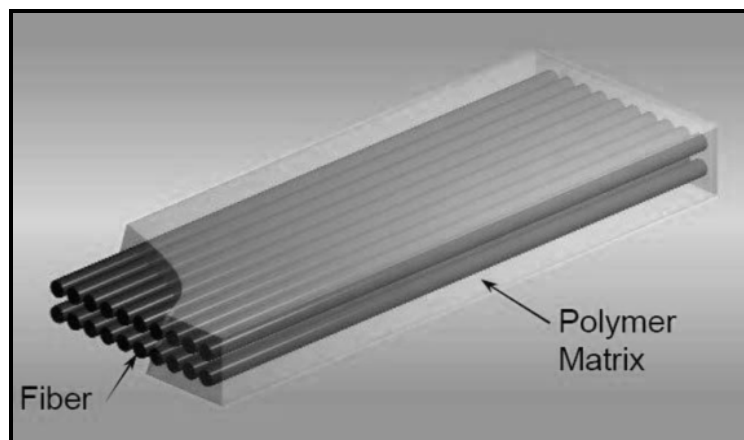
۲-۲- کاربرد و شرایط استفاده

سیستم‌های FRP می‌توانند به منظور بازسازی یا حفظ استحکام یک عضو سازه‌ای فرسوده، مرمت یا مقاوم‌سازی عضو سازه‌ای سالم به منظور تحمل بارهای افزایش یافته به سبب تغییر کاربری سازه و یا جبران خطاهای طراحی و اجراء به کار روند. این سیستم‌ها با نصب بر روی دال‌ها، تیرها و ستون‌ها در ساختمان‌های مسکونی، تجاری، صنعتی، تکیه‌گاه‌های ماشین‌آلات تأسیسات سنگین، سازه‌های آبی از قبیل کانال‌ها، پل‌ها، مخازن و منابع آب و مایعات، سیلوها و برج‌های خنک‌کننده مورد استفاده قرار می‌گیرند.

برای استفاده از سیستم FRP در پروژه‌های خاص، لازم است وضعیت موجود سازه از قبیل ظرفیت باربری، شناسایی نقایص و عوامل آن و شرایط سطوح بتن ارزیابی شود. ارزیابی کمی می‌تواند شامل، بازرسی دقیق میدانی و اخذ اطلاعات لازم، مروری بر مدارک طراحی موجود سازه اجراء شده و تحلیل سازه باشد [۱۲].

۳-۲- مواد تشکیل‌دهنده FRP

همان‌طور که در شکل ۳-۲ نشان داده شده است FRP نوعی ماده کامپوزیت متشکل از دو بخش الیاف تقویتی (فیبر) است که به وسیله یک ماتریس رزین از جنس پلیمر احاطه شده است.



شکل ۳-۲- اجزای تشکیل‌دهنده FRP

۲-۳-۱- رزین‌ها

طیف گسترده‌ای از رزین‌های پلیمری شامل اندودها، خمیرها، پرکننده‌ها، بتونه‌ها و چسب‌ها در سیستم‌های FRP استفاده می‌شوند. از جمله متداول‌ترین رزین‌ها می‌توان به اپوکسی‌ها، وینیل‌استرها و پلی‌استرها اشاره کرد که در گستره وسیعی از شرایط محیطی به کار می‌روند. از مهم‌ترین خواص این رزین‌ها می‌توان به مقاومت بالا، قابلیت چسبندگی عالی به بسیاری از مواد هم‌چون فلزات، بتن، چوب، شیشه و سرامیک، مقاومت شیمیایی بالا به ویژه در محیط‌های قلیایی و ... اشاره نمود [۱۳].

نقش اصلی رزین‌ها در مواد کامپوزیت را می‌توان به صورت زیر برشمرد:

۱- انتقالِ برش از الیافِ تقویتی به مادهٔ مجاور.

۲- محافظت از الیاف در برابر شرایط محیطی.

۳- جلوگیری از خسارت مکانیکی وارد به سیستم FRP.

۴- کنترل کمانش موضعی الیاف تحت فشار.

۲-۳-۲- الیاف

الیاف اصلی‌ترین عنصر در سیستم FRP است که سختی و مقاومت این سیستم را تشکیل داده و بالاترین کسر حجمی^۱ را در ساختار آن در بر می‌گیرد. عمل کرد الیاف تقویتی بستگی به جهت قرارگیری الیاف، طول، شکل، جنس و ترکیب آن با رزین پلیمری دارد. بنابراین انتخاب صحیح هر یک از این مشخصه‌ها تأثیر به سزایی در خصوصیات مختلف آن نظیر جرم‌مخصوص، استحکام کششی، استحکام فشاری، مکانیزم شکست، قیمت و دیگر خواص آن خواهد داشت.

عمده‌ترین الیاف مصرفی در ساختار سیستم FRP، شیشه، کربن و آرامید می‌باشد که در ادامه

هر یک به اختصار تشریح می‌شوند [۱۴].

۱ - Volume Fraction

الف - الیاف شیشه:

این الیاف بالاترین حجم مصرف را دارند و عمومی‌ترین نوع الیاف مصرفی در ساختار مواد مرکب می‌باشند. این الیاف به ۴ دسته تقسیم می‌شوند:

(a) E-Glass: این نوع الیاف شیشه متداول‌ترین نوع موجود در بازار هستند که کم‌ترین مقدار مواد قلیایی در ساخت آن‌ها به کار می‌رود.

استفاده عمده این الیاف در صنعت است. مدول الاستیسیته این الیاف $E = 72/5 \text{ Gpa}$ و مقاومت نهایی آن‌ها $\sigma_u = 3400 \text{ MPa}$ و حداکثر کرنش قابل تحمل آن‌ها $\epsilon_u = 2/5 \%$ است. همچنین عایق بسیار مناسب در برابر الکتریسیته می‌باشد.

(b) Z-Glass: این نوع الیاف مقاومت بسیار زیادی در مقابل محیط‌های قلیایی دارند و به صورت الیافی برای مسلح کردن بتن به کار می‌روند.

(c) A-Glass: این نوع الیاف شیشه که درصد مواد قلیایی موجود در آن‌ها بسیار زیاد است امروزه از چرخه تولید خارج گردیده‌اند.

(d) S-Glass: این دسته از الیاف، مقاومت و مدول الاستیسیته بسیار زیادی دارند و بیش‌تر در صنایع هوافضا و تحقیقات فضایی به کار می‌روند [۱۴].

برخی از ویژگی‌های این الیاف عبارتند از:

الف - مزایا:

- ۱- قیمت نسبتاً پایین.
- ۲- استحکام کششی بالا.
- ۳- مقاومت شیمیایی بالا.
- ۴- عایق بودن حرارتی و الکتریکی.

ب - معایب:

۱- شکنندگی.

۲- مقاومت خستگی به نسبت پایین.

۳- مدول به نسبت پایین نسبت به دیگر الیاف.

۴- حساسیت به سایش.

عنصر اصلی تشکیل‌دهنده این الیاف دی اکسید سیلیکن (SiO_2) بوده که بین ۵۰-۷۰ درصد وزن شیشه را به خود اختصاص داده است. انواع اشکال موجود الیاف شیشه عبارتند از: الیاف به صورت نخ (yarn)، رشته‌ای (roving)، پارچه‌ای در انواع بافت‌ها (ساده، زاویه‌دار و چند لایه زاویه‌ای در اوزان مختلف)، سوزنی و نمدی (با الیاف به طول ۲۵ cm و الیاف بلند پیوسته)، نواری و به صورت سه بعدی (ترکیبی از سوزنی، پارچه زاویه‌دار و رشته‌ای) [۱۴].

ب - الیاف آرامید:

این الیاف در دهه ۷۰ میلادی وارد بازار شدند و دارای ترکیبات عالی آروماتیک از کربن، هیدروژن، اکسیژن و نیتروژن می‌باشند. همچنین از طریق ریسندگی محلول پلی‌آمید با زنجیره بلند تهیه می‌شوند.

برخی از ویژگی‌های این الیاف عبارتند از:

الف - مزایا:

۱- جرم مخصوص پایین.

۲- مدول کششی بالا.

۳- استحکام کششی بالا.

۴- مقاومت در برابر ضربه.

ب - معایب:

۱- مقاومت فشاری پایین.

۲- مشکلات برش کاری.

۳- حساسیت به نور ماورای بنفش و نور خورشید.

انواع الیاف آرامید عبارتند از: ۱- الیاف بلند، ۲- الیاف کوتاه.

الیاف بلند به صورت‌های مختلف از قبیل نخ، رشته‌ای، پارچه‌ای در انواع بافت و وزن و به صورت ترکیبی با الیاف کربن و شیشه (که در این حالت می‌توان محدودیت‌های موجود در هر یک را تا حدی با الیاف دیگر پوشش داد) یافت می‌شوند. الیاف کوتاه در اندازه‌های ۱ mm تا ۲۵ mm جهت ترکیبات قالب‌گیری استفاده می‌شوند [۱۴].

ج - الیاف کربن:

الیاف کربن شامل آلیاژی از کربن آمرف و کربن گرافیتی است. اتم‌های کربن در صفحات موازی از شش‌ضلعی منظم تشکیل شده‌اند که این صفحات توسط نیروهای واندروالس به یکدیگر نگاه داشته شده و در هر صفحه بین اتم‌های کربن پیوندهای بسیار قوی کووالانسی وجود دارد.

الیاف کربن را می‌توان به دو دسته تقسیم کرد:

(a) الیاف مصنوعی: این الیاف که با نام شیمیایی پلی‌آکریلونیتریل (PAN) شناخته می‌شوند، مقاومت بسیار زیادی دارند (تا بیش از ۳۷۰۰ MPa)؛ ولی قیمت این الیاف گران است. سه نوع از الیاف PAN موجود است:

• نوع I سخت‌ترین نوع الیاف کربن است که بیش‌ترین مدول الاستیسیته را دارا می‌باشند.

$$(E = 380 \text{ GPa} , \varepsilon_u = 1.5 \% , \sigma_u = 2000 \text{ MPa})$$

• نوع II که مقاوم‌ترین نوع الیاف کربن است.

$$(E = 240 \text{ GPa} , \varepsilon_u = 1 \% , \sigma_u = 2800 \text{ MPa})$$

• و در انتها نوع سوم که نرم‌ترین این سه نوع الیاف با مقاومتی بین نوع I و II است.

(b) الیاف با مبنای قیری: که از تقطیر زغال‌سنگ به دست می‌آیند، از الیاف PAN ارزان‌تر

هستند؛ ولی مقاومت و مدول الاستیسیته کم‌تری دارند.

$$(E = 37/4-140 \text{ Gpa} , \varepsilon_u = 21 \% , \sigma_u = 760-2350 \text{ MPa})$$

برخی از نقاط ضعف و قوت این الیاف عبارتند از:

الف – مزایا:

۱- استحکام کششی بالا.

۲- مدول کششی بالا.

۳- وزن مخصوص پایین.

۴- ضریب انبساط حرارتی پایین.

۵- استحکام خستگی بالا.

ب – معایب:

۱- پایین بودن مقاومت در برابر ضربه (شکندگی).

۲- بالا بودن هدایت الکتریکی.

۳- کرنش پایین در زمان شکست.

۴- قیمت بسیار بالا.

از قابلیت‌های ویژه الیاف کربن باقی ماندن خواص در محدوده دمایی ۲۰۰۰ درجه سانتی‌گراد

(در محیط خلاء و غیراکسیدی) است؛ البته این خصوصیات برای استفاده در مواد مرکب با بستر

پلیمری چندان مفید نبوده ولی کاربردهای ویژه‌ای در نیروگاه‌های هسته‌ای و کوره‌های سنتزکننده

دارد.

انواع الیاف بلند به صورت‌های مختلف از قبیل نخ، رشته‌ای، پارچه‌ای ساده بافت، نمدی و نواری و غیره در انواع اوزان وجود دارند. از طرفی الیاف کوتاه در اندازه ۱ mm الی ۲۵ mm جهت ترکیبات قالب‌گیری در پلاستیک‌ها و در اندازه ۵ mm موجود می‌باشند [۱۴].

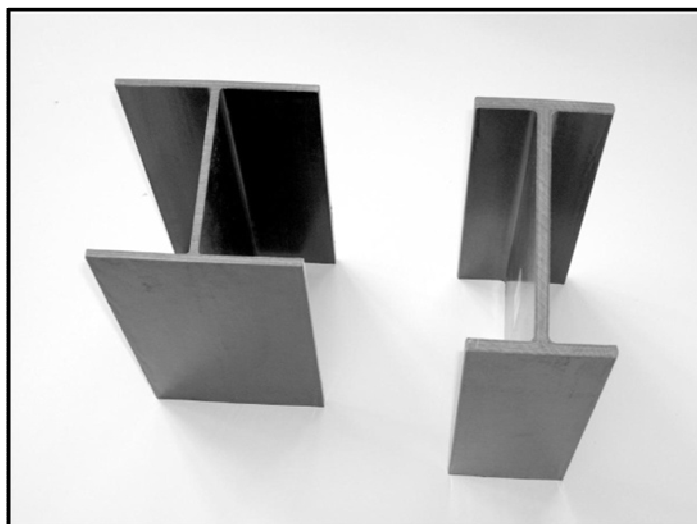
۴-۲- اشکال مختلف مورد استفاده FRP در مهندسی عمران

در حال حاضر دو نوع کلی از کامپوزیت‌های FRP در ساخت و بهسازی سازه‌ها در مهندسی عمران به کار می‌روند. این دو نوع عبارتند از:

۱- میلگردهای کامپوزیت.

۲- کامپوزیت‌های پوششی.

علاوه بر این دو نوع، مقاطع ساخته شده کامپوزیت به صورت I شکل، نبشی و ... نیز امروزه در نقاط مختلفی از جهان تولید می‌شوند و تحقیقات متعددی در سراسر دنیا روی این نوع از کامپوزیت‌های FRP، انجام شده و این تحقیقات هنوز هم ادامه دارد [۱۲]. در شکل ۴-۲ نمونه‌ای از مقاطع I شکل از جنس کامپوزیت آورده شده است.



شکل ۴-۲- مقاطع I شکل از جنس کامپوزیت

در این قسمت مطالبی در مورد میلگردها و پوشش‌های FRP بیان می‌شود.

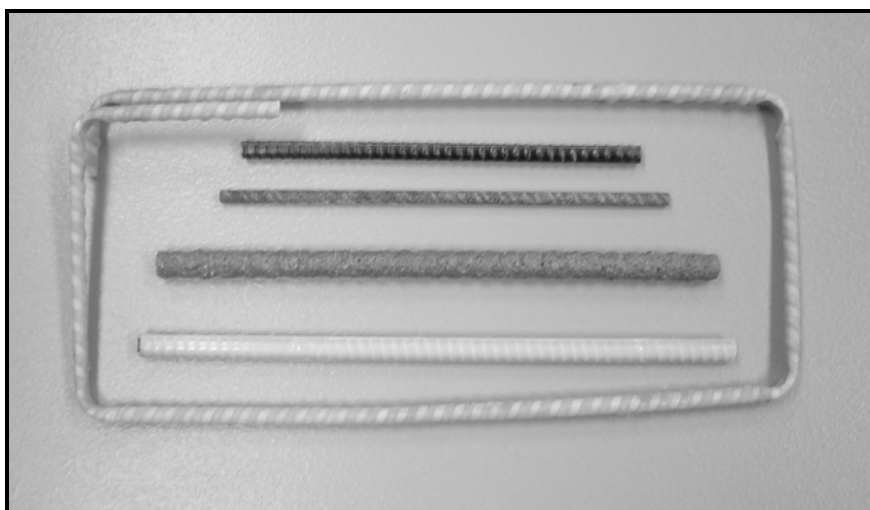
۲-۴-۱- میلگردهای FRP

یکی از کاربردهای FRP، استفاده از آن به صورت میلگرد است. بسیاری از سازه‌های بتن‌آرمه در محیط‌های خورنده در اثر حمله سولفات‌ها، کلریدها و انواع مواد خورنده دیگر، دچار خرابی‌های مختلفی از قبیل ریزش بتن پوشش و خوردگی آرماتور می‌شوند. تعمیر این سازه‌ها هزینه بسیار زیادی را در بر خواهد داشت؛ به طوری که هر ساله در سراسر دنیا به منظور تعمیر و تعویض سازه‌های بتن‌آرمه خسارت دیده میلیون‌ها دلار هزینه صرف می‌شود.

برای رفع این مشکل تکنیک‌های مختلفی وجود دارد. از بین این روش‌ها می‌توان به حفاظت کاتدیک و همچنین به پوشش اپوکسی روش آرماتورها اشاره کرد. با این وجود، هر یک از این روش‌ها موفقیت نسبی داشته‌اند. برای رفع کامل این مشکل، جایگزینی تمام آرماتورهای سازه‌های بتن‌آرمه توسط یک ماده مقاوم در برابر خوردگی راه حل مناسبی است.

به دلیل مقاومت بسیار بالای FRP در مقابل خوردگی کارخانجات متعددی هستند که میلگردهای FRP تولید می‌کنند [۱۲].

در شکل ۲-۵ انواع میلگردهای کامپوزیتی از جنس‌های گوناگون نشان داده شده است.



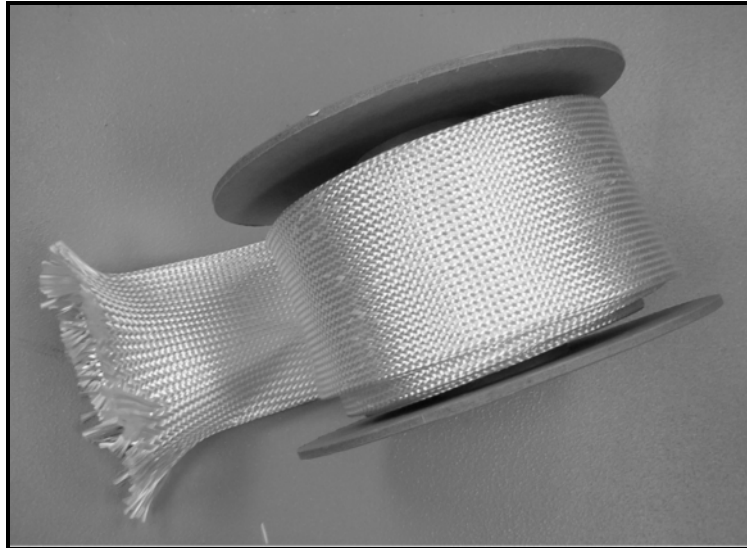
شکل ۲-۵- میلگردهای کامپوزیتی از جنس کربن و شیشه

۲-۴-۲- پوشش‌های FRP

بیش‌تر برای بهسازی رفتار سازه‌های موجود یا تعمیر خرابی‌های ایجاد شده در سازه‌های موجود به کار می‌روند. این پوشش‌ها به طور معمول به پیرامون یک عضو بتن‌آرمه می‌چسبند. سه نوع از این پوشش‌ها برای تعمیر و بهسازی رفتار سازه‌ها به کار می‌روند [۱۲].

الف - پوشش‌های دست‌ساز^۱:

در این نوع پوشش، ابتدا سطح عضو بتن‌آرمه آماده شده و یک لایه چسب روی آن مالیده می‌شود. سپس الیاف بافته‌شده را در یک راستا یا چند راستا با دست روی سطح می‌چسبانند. به این ترتیب پس از خشک شدن، یک لایه پوشش کامپوزیت به صورت چسبیده به عضو ایجاد می‌شود. در این روش الیاف قبل از استفاده در کارخانه به صورت گونی (یک‌جهته یا چندجهته) بافته می‌شوند [۱۲].



شکل ۲-۶- نمونه‌ای از پوشش‌های دست‌ساز از جنس شیشه

ب - ورقه‌ها یا صفحات پیش‌ساخته شده کامپوزیت:

در این حالت کامپوزیت‌ها به صورت صفحات یا تسمه‌های یک‌جهته ساخته می‌شوند. در اعضای تخت مانند دال‌ها و تیرها تسمه‌های پیش‌ساخته FRP روی سطح تمیز شده عضو با استفاده از چسب، چسبانده می‌شوند. عرض این تسمه‌ها به طور معمول بین ۵۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر متغیر است [۶].

در این تکنیک استفاده از کامپوزیت‌ها، سطح اعضای بتن‌آرمه مورد نظر ابتدا با ماسه و تحت فشار هوا (Sandblast) به خوبی تمیز و سپس مضرس می‌شود تا از چسبندگی کافی بین بتن و FRP اطمینان حاصل شود. برای ستون‌ها از ورقه‌های پیش‌ساخته که در آن‌ها الیاف به صورت حلقه‌ای قرار دارند استفاده می‌شود. پس از آماده‌سازی سطح عضو بتنی، یک لایه چسب روی آن قرار می‌گیرد و صفحه مورد نظر در راستای مشخص بر روی عضو چسبانده می‌شود و با کشیدن غلتک‌های دستی روی ورقه چسبانده‌شده، چسب اضافی از بین ورقه و بتن خارج می‌گردد [۱۲].

ج - ورقه‌های ماشینی:

در این سیستم الیاف به صورت خشک یا پیش‌آغشته‌شده به چسب به کار می‌روند. یک محفظه حرارتی یا کوره نگه‌دارنده همراه برای عمل‌آوری کامل لایه‌های چسبیده به عضو بتن‌آرمه به کار می‌روند [۱۲].

۲-۵- خصوصیات مکانیکی

۲-۵-۱- چگالی

چگالی مصالح FRP در محدوده ۱۲۰۰ تا ۲۱۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب است که ۴ تا ۶ بار کم‌تر از چگالی فولاد است. این کاهش چگالی می‌تواند منجر به کاهش هزینه حمل‌ونقل، سهولت در جابجایی مصالح و همچنین کاهش بار مرده سازه تقویت‌شده گردد [۴].

جدول ۲-۱- چگالی انواع FRP و فولاد بر حسب Kg/m^3

Steel	GFRP	CFRP	AFRP
۷۹۰۰	۱۲۰۰-۲۱۰۰	۱۵۰۰-۱۶۰۰	۱۲۰۰-۱۵۰۰

۲-۵-۲- اثرات دمایی بالا

در دمای بالاتر از T_g ، مدول الاستیسیته پلیمر با توجه به تغییرات ساختار مولکولی آن کاهش می‌یابد. دمای T_g بستگی به نوع رزین دارد ولی در محدوده ۶۰ تا ۸۲ درجه سانتی‌گراد است. در یک کامپوزیت FRP، الیاف که خصوصیات حرارتی بهتری نسبت به رزین دارند، می‌توانند مقداری از بار را در جهت طولی تا دمای نهایی تحمل خود انتقال دهند. این دما برای الیاف شیشه، آرامید و کربن به ترتیب ۱۷۵، ۱۰۰۰ و ۲۷۵ درجه سانتی‌گراد است [۴].

۲-۵-۳- رفتار کششی

در بارگذاری کشش مستقیم، مصالح FRP قبل از گسیختگی هیچ‌گونه رفتار خمیری ندارند. رفتار کششی مصالح FRP با یک نوع الیاف، توسط یک رابطه تنش-کرنش خطی الاستیک تا هنگام شکست که به طور ناگهانی اتفاق می‌افتد، مشخص می‌شود. مقاومت کششی و سختی مصالح FRP به عوامل متعددی بستگی دارد. از آن‌جا که در مصالح FRP الیاف نقش اصلی در باربری دارند، نوع الیاف، جهت قرارگیری و همچنین مقدار آن‌ها مهم‌ترین نقش را در خواص کششی مصالح FRP ایفاء می‌کنند [۴].

۲-۵-۴- رفتار فشاری

سیستم‌های تقویت‌کننده FRP که به صورت پوشش بتنی عمل می‌کنند، نباید به عنوان تقویت‌کننده فشاری مورد استفاده قرار گیرند. مقاومت فشاری سیستم FRP (در صورت عدم کمانش الیاف آن) با الیاف شیشه، کربن و آرامید به ترتیب حدود ۵۵، ۷۸ و ۲۰ درصد مقاومت کششی آن‌ها می‌باشد [۴].

۲-۶- انتخاب نوع سیستم FRP

۲-۶-۱- ملاحظات محیطی

شرایط محیطی به‌طور ویژه‌ای بر رزین‌ها و الیاف انواع سیستم‌های FRP تأثیر می‌گذارد. مشخصات مکانیکی (برای مثال مقاومت کششی، کرنش و مدول الاستیسیته) بعضی از سیستم‌های FRP به واسطه قرار گرفتن در معرض عوامل محیطی مانند محیط قلیایی، آب نمک، مواد شیمیایی، اشعهٔ فرابنفش، درجه حرارت‌های بالا، رطوبت بالا و دوره‌های یخ زدن و آب شدن کاهش می‌یابد. بعضی از ملاحظات محیطی مهم که وابسته به طبیعت سیستم‌ها هستند در زیر ذکر شده‌اند [۴].

الف - محیط قلیایی یا اسیدی:

عملکرد سیستم FRP در محیط‌های قلیایی و اسیدی در بیش‌تر اوقات بستگی به رزین و الیاف تقویت‌کننده دارد و الیاف کرین خشک و غیراشباع یا بدون محافظ در برابر عوامل محیطی اسیدی و قلیایی مقاوم هستند. در حالی‌که الیاف شیشه در بیش‌تر اوقات نسبت به این عوامل حساس بوده و خواص آن‌ها تنزل پیدا می‌کنند. با وجود این‌که یک رزین مناسب می‌تواند از تأثیر این عوامل روی الیاف محافظت نماید [۴].

ب - انبساط حرارتی:

سیستم‌های FRP ممکن است خصوصیات انبساط حرارتی متفاوتی نسبت به بتن داشته باشند؛ ضمن آن‌که، خصوصیات انبساط حرارتی الیاف و پلیمر تشکیل‌دهنده سیستم FRP می‌توانند تغییر کنند. الیاف شیشه، ضریب انبساط حرارتی مشابه با بتن دارند. محاسبه تغییرات کرنش ناشی از حرارت، پیچیده بوده و به متغیرهایی مانند راستای الیاف، درصد حجمی الیاف (نسبت حجم الیاف به حجم کل) و ضخامت لایه‌های چسب وابسته است [۴].

ج - رسانایی الکتریکی:

الیاف شیشه و آرامید در عایق‌بندی الکتریکی مؤثرند؛ در حالی که الیاف کربن رسانا هستند. به همین دلیل برای جلوگیری از خوردگی الکتروشیمیایی فولاد، مصالح FRP با پایه کربن نباید در تماس مستقیم با فولاد باشند [۴].

۲-۶-۲- ملاحظات بارگذاری

شرایط بارگذاری بر سیستم‌های FRP با الیاف مختلف تأثیر می‌گذارد. لازم است سیستم FRP بر پایه دانش مربوط به رفتار سیستم تحت شرایط مورد نظر انتخاب شود. بعضی از مهم‌ترین ملاحظات بارگذاری که مربوط به رفتار سیستم است به شرح زیر می‌باشند:

الف - تحمل ضربه: سیستم‌های با الیاف شیشه و آرامید رفتار بهتری نسبت به سیستم‌های با الیاف کربن در برابر ضربه از خود نشان می‌دهند [۴].

ب - گسیختگی ناشی از ضربه و خستگی: سیستم‌های با الیاف کربن مقاومت زیادی در برابر گسیختگی خزشی تحت بارهای مداوم و پیوسته و همچنین گسیختگی ناشی از خستگی تحت بارهای نوسانی از خود نشان می‌دهند. سیستم‌ها با الیاف شیشه نسبت به هر دو شرایط بارگذاری، حساس‌تر می‌باشند [۴].

۲-۷- چرا از کامپوزیت‌ها برای تقویت و بهسازی سازه‌ها استفاده می‌کنند؟

در انتهای این فصل و پس از بررسی کامپوزیت‌ها و بیان خواص آن‌ها، دلایل گوناگونی که سبب می‌شوند کامپوزیت‌های FRP به عنوان یک ماده مناسب برای تقویت و افزایش ظرفیت باربری سازه‌های موجود مطرح گردند ذکر می‌گردد. این عوامل عبارتند از:

- ۱- قابلیت از FRP که در مراجع موجود با نام قابلیت خیاطی شدن^۱ شناخته شده است [۱۵].
- سبب می‌شود که این ماده با انعطاف‌پذیری زیاد بتواند سختی و مقاومت لازم را برای عضو تقویت‌شده در راستاهای مختلف به وجود آورد (منظور از انعطاف‌پذیری، حالت فیزیکی کامپوزیت است).
- ۲- وزن سبک کامپوزیت‌ها سبب شده است که استفاده از این مواد در مرمت و بهسازی سازه‌ها دارای چهار خاصیت ممتاز باشد که عبارتند از [۱۵]:
- ۱-۲- حداقل بودن وزن اجرای اضافه شده برای تقویت.
- ۲-۲- سهولت حمل و نقل و کاربرد.
- ۳-۲- حداقل بودن میزان نیاز به ماشین‌آلات سنگین.
- ۴-۲- افزایش ضریب ایمنی محیط کار.
- ۳- قابلیت جذب انرژی کامپوزیت‌ها به نسبت زیاد است. این قابلیت در تحمل و جذب انرژی ناشی از زلزله تأثیر مهمی دارد. این قابلیت می‌تواند سبب شود که FRP به صورت یک مستهلک‌کننده انرژی کار کند. این مسئله بیش‌تر در دال‌ها و اتصالات تقویت‌شده با ورقه‌های کامپوزیت به چشم می‌خورد [۱۵].
- علاوه بر این خصوصیات می‌توان در یک نگاه کلی خصوصیات زیر را به عنوان مزایای استفاده از کامپوزیت‌ها و به ویژه ورقه‌های FRP ذکر کرد [۱۶].
- ۱- وزن کم.
- ۲- طول آزاد (بدون درز).
- ۳- ضخامت بسیار کم (در حد چند میلی‌متر).
- ۴- حمل و نقل بسیار ساده.
- ۵- اجرای ساده ورقه‌ها.

۱ – Tailoring

۶- صرفه اقتصادی (در پروژه‌های بسیار عظیم، بدون نیاز به تجهیزات پیچیده).

۷- مقاومت‌های کششی (وحتی فشاری) بسیار بالا.

۸- تنوع در مقادیر مدول الاستیسیته.

۹- مقاومت خستگی قابل توجه.

۱۰- مقاومت بسیار بالا در محیط‌های قلیایی.

۱۱- خوردگی در حد صفر.

۱۲- سطح تمام شده بسیار تمیز (پس از اجراء) که البته این ویژگی مختص تسمه‌های

پیش‌ساخته است.

بر اساس تحقیقات گذشته مشاهده می‌شود که به خاطر ویژگی‌های خاص مواد کامپوزیت، این مواد را می‌توان در تقویت اجزای سازه‌ای و افزایش ظرفیت آن‌ها به کار برد. همچنین می‌توان بسیاری از مشکلات موجود در سازه‌های فعلی را با به کارگیری صحیح کامپوزیت‌های FRP رفع کرد. امروزه این مسئله در ساختمان‌های معمولی، پل‌ها و همچنین در زیرسازه‌ها به وفور دیده می‌شود. به این ترتیب می‌توان برخی از قابلیت‌های بالقوه کاربرد FRP در تقویت سازه‌ها را به صورت زیر

معرفی کرد:

۱- افزایش ظرفیت باربری و افزایش شکل‌پذیری ستون‌ها، تیرها، دال‌ها و اتصالات بتن‌آرمه.

۲- تقویت مخازن فولادی و بتنی.

۳- تقویت سازه‌های ساحلی و سکوهای دریایی.

۴- تقویت سازه‌ها در برابر انفجار.

۵- تقویت تونل‌ها.

۶- تقویت سازه‌های بیمارستانی و سازه‌های باستانی.

فصل سوم

پیشینه تحقیقات انجام شده و

مدل‌های ارائه شده برای تبیین رفتار

بتن محصور در FRP

۳-۱- پیشینه تحقیقات انجام شده در زمینه محصورشدگی بتن توسط FRP

در اواسط دهه ۸۰ میلادی برای اولین بار کاتسوماتا و همکارانش، استفاده از کامپوزیت FRP را برای تقویت ستون‌های بتن‌آرمه موجود، در برابر بارهای لرزه‌ای مطرح نمودند [۹]. تا کنون تحقیقات وسیعی در این زمینه انجام گرفته است. این تحقیقات به طور کلی به پنج دسته قابل تقسیم می‌باشند.

۳-۱-۱- تعیین منحنی تنش-کرنش بتن محصور

دسته اول تحقیقاتی است که منجر به ارائه روابطی برای پیش‌بینی منحنی تنش-کرنش بتن محصور در FRP شده است. آزمایشات انجام گرفته برای این منظور اغلب بر روی نمونه‌های استوانه‌ای با ابعاد کوچک و نزدیک به ابعاد استوانه استاندارد، جهت تعیین مقاومت فشاری بتن می‌باشد. آزمایشاتی که برای بررسی اثرات محصورکنندگی دورپیچ FRP بر روی رفتار بتن انجام گرفته با توجه به روش استفاده از FRP در دو نوع کلی تقسیم بندی می‌شوند. نوع اول مربوط به لوله‌های FRP از الیاف کربن و یا شیشه، و پرشده از بتن می‌باشد. مشخصات مکانیکی لوله‌های FRP به وسیله آزمایشات دو تکه کردن حلقوی لوله بر اساس استاندارد ASTM D 2290 1992 به دست می‌آید [۱۷]. در این حالت با توجه به سطح داخلی صاف و صیقلی لوله‌های FRP، سطح تماسی با اصطکاک کم بین بتن و FRP وجود دارد و کرنش پارگی FRP، همان‌گونه که انتظار می‌رود در حدود کرنش نهایی حاصل از آزمایشات دو تکه کردن حلقوی نمونه می‌باشد. محققینی که با این روش، مدل رفتاری بتن محصورشده را ارائه نموده‌اند، عبارتند از:

۱- صافی و همکاران در سال ۱۹۹۹ [۱۸]: در آزمایشات این محققین ۱۸ نمونه لوله FRP

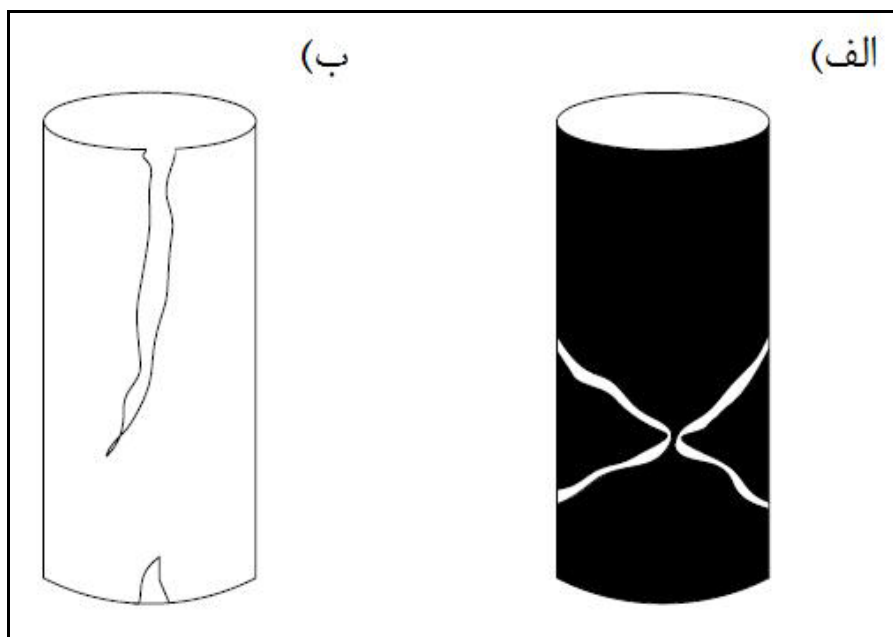
پرشده از بتن و ۱۲ نمونه استوانه بتنی ساده، تحت فشار محوری مورد آزمایش قرار گرفته است. تمامی این نمونه‌ها با قطر ۱۵۲/۴ و ارتفاع ۴۳۵ میلی‌متر، با نسبت ارتفاع به قطر ۲/۸۵ بودند. بتن مورد استفاده با نسبت وزنی آب به سیمان ۰/۵، دارای میانگین مقاومت فشاری ۳۸ مگاپاسگال و مدول الاستیسیته اولیه برابر با ۳۰ گیگاپاسگال بود. برای ساخت لوله‌های FRP از نوع کامپوزیت با

الیاف کربن و الیاف شیشه قرار گرفته در جهت محیطی استوانه با نسبت ۶۰ درصد الیاف به ۴۰ درصد رزین پلی استر استفاده گردید.

نتایج به دست آمده از آزمایشات نشان دهنده افزایش مقاومت فشاری بین ۵۱ تا ۱۳۷ درصد و افزایش کرنش محوری بین ۶۶۰ تا ۱۱۰۰ درصد برای نمونه های محصور در لوله های با الیاف شیشه نسبت به استوانه های بتنی محصور نشده، و همچنین افزایش مقاومت فشاری بین ۵۷ تا ۱۷۷ درصد و افزایش کرنش محوری بین ۳۰۰ تا ۷۸۸ درصد برای نمونه های محصور در لوله های با الیاف کربن نسبت به استوانه های بتنی محصور نشده می باشد. واضح است که کم بودن درصد افزایش کرنش محوری در نمونه های با الیاف کربن نسبت به نمونه های با الیاف شیشه به علت کم بودن کرنش پارگی الیاف کربن نسبت به الیاف شیشه می باشد.

از نکات جالب و قابل ملاحظه در مشاهدات آزمایشی صافی و همکاران، تفاوت در نحوه شکست نمونه های محصور شده در الیاف کربن با نمونه های محصور شده در الیاف شیشه می باشد. در نمونه های محصور در لوله های کامپوزیتی با الیاف شیشه، صدای ترک خوردگی از اوایل تا مراحل میانی بارگذاری شنیده شده است که گویای شکست هسته بتنی می باشد [۱۸].

شکست در این نمونه ها مشابه با شکل ۱-۳ الف می باشد. در لوله های با الیاف کربن شکست، ناگهانی و فاجعه آمیزتر بوده و با توجه به شکل ۱-۳ ب شکست حلقه های کامپوزیتی و هسته بتنی به شکل مخروطی و توأم با هم می باشد. در کلیه آزمایشات مشاهده شده بود که به لوله های کامپوزیتی باقیمانده پس از شکست نمونه، هیچ بتنی نچسبیده و سطح مشترک لوله ها با بتن صیقلی مانده است و از آن می توان نتیجه گرفت که هیچ چسبندگی میان لوله FRP و بتن ایجاد نگردیده است.



شکل ۱-۳- نحوه شکست لوله‌های کامپوزیتی پر شده از بتن؛
الف) کامپوزیت با الیاف شیشه؛ ب) کامپوزیت با الیاف کربن [۱۸]

۲- سامان و همکاران در سال ۱۹۹۸ [۱۹]: این محققین با ایده گرفتن از رابطه ریچارت و

ابوت (سال ۱۹۷۵)، مدلی دوخطی برای بتن محصور در کامپوزیت FRP ارائه نموده‌اند. قسمت خطی اول نمودار تا نزدیکی‌های تنش فشاری تک‌محوره بتن، می‌باشد. شیب این قسمت معادل با مدول الاستیسیته اولیه بتن بوده و پس از آن، قسمت خطی دوم شروع می‌شود. در قسمت دوم، شیب نمودار، تابع سختی کامپوزیت محصورکننده است. در مقاله این محققین تاکید شده که مدل‌های متداولی که برای پیش‌بینی اثرات محصورشدگی حاصل از آرماتور فولادی ارائه شده، به منظور پیش‌بینی رفتار بتن محصور در کامپوزیت FRP، محافظه‌کارانه نمی‌باشد. این محققین روابط خود را برای هر دو قسمت کرنش محوری و کرنش جانبی نمودار تنش-کرنش، ارائه نموده‌اند.

۳- فام و ریزکالا در سال ۲۰۰۱ [۲۰]: این محققین با استفاده از مدلی که ماندر و همکاران

برای بتن محصور در فولاد بیان نموده بودند، یک مدل تحلیلی برای پیش‌بینی رفتار بتن محصور در FRP ارائه نمودند. مدل این محققین بر مبنای شرایط سازگاری و تعادل و با استفاده از معیار شکست دو محوره تسای-وو برای کامپوزیت FRP، می‌باشد. شیوه‌ای که این محققین برای تعیین رفتار بتن

محصور در FRP پیشنهاد نموده‌اند، مستلزم انجام یک روند تکرار تحلیل می‌باشد؛ به نحوی که در مراحل افزایش فشار جانبی حاصل از FRP تنش در بتن در هر مرحله با استفاده از مدل ماند تر تعیین می‌گردد.

همچنین یک مطالعه پارامتری برای بررسی اثر سختی لوله‌های FRP، تأثیر بارگذاری محوری بر لوله‌های FRP، و تأثیر وجود سوراخ داخلی در هسته بتن بررسی شده است. این مطالعه نشان داد که افزایش اندازه سوراخ داخلی موجب کاهش اثر محصورشدگی و افزایش سختی لوله FRP، موجب بهبود محصورشدگی و اعمال بارگذاری محوری بر لوله FRP موجب کاهش قابل ملاحظه در اثرات محصورشدگی می‌گردد.

در نوع دوم، نمونه‌های بتنی استوانه‌ای، پس از عمل‌آوری بتن، با استفاده از پوشاندن نمونه در ورقه‌های FRP و یا به وسیله پیچیدن در این الیاف، محصور گردید. خصوصیات مکانیکی کامپوزیت‌های FRP مورد استفاده به وسیله آزمایشات کششی نمونه تخت، مطابق با استاندارد ASTM D 3039 1995 تعیین گردیدند [۲۱]. از آن‌جا که در استفاده از ورقه‌های FRP و یا ساخت کامپوزیت با استفاده از الیاف و چسب به منظور ایجاد پوششی محصورکننده در اطراف بتن، لایه کامپوزیت کاملاً به بتن می‌چسبد، سطح مشترک بتن با لایه‌های FRP دارای اصطکاک زیادی می‌باشد؛ چندان‌که امکان لغزش بتن از روی کامپوزیت FRP، در تغییر طول محوری استوانه بتنی وجود ندارد. نیروی اصطکاک ایجاد شده در فصل مشترک بتن و کامپوزیت باعث انتقال نیروی فشاری در راستای طولی در حین کرنش محوری استوانه بتنی، به کامپوزیت FRP می‌گردد که به علت انبساط بتن در جهت شعاعی پس از اعمال بار محوری، کامپوزیت FRP تحت بارگذاری دو محوره فشاری در جهت طولی و کششی در جهت حلقوی استوانه می‌باشد و از این واقعیت در توجیه شکست زود هنگام کامپوزیت‌های چسبیده به ستون‌های بتنی، استفاده می‌گردد. به عبارت دیگر چسبیدگی کامپوزیت به بتن به عنوان عاملی برای پارگی FRP، در کرنش حلقوی کم‌تر از کرنش نهایی کششی

نمونه تخت در نظر گرفته می‌شود. محققینی که آزمایشات مورد نیاز برای ارائه مدل رفتاری بتن محصور شده را به این روش انجام داده‌اند، عبارتند از:

۱- توتانچی و همکاران در سال ۱۹۹۹ [۲۲]: در این آزمایشات از ۱۸ نمونه با قطر ۳۰۵ و

ارتفاع ۷۶۰ میلی‌متر استفاده شده است. از این تعداد ۶ نمونه بدون محصورشدگی و ۱۲ نمونه استوانه بتنی در سه نوع از ورقه‌های FRP پیچیده شده که دو نوع از ورقه‌ها از الیاف با جنس کربن و یک نوع دیگر از الیاف با جنس شیشه می‌باشد. در هر سه نوع، الیاف در جهت حلقه پیچیده شده‌اند.

در این تحقیق بیان گردیده که در تنش یکسان، کرنش محوری بتن محصور در کامپوزیت با الیاف کربن بیش‌تر از کرنش جانبی این نمونه‌ها می‌باشد؛ در حالی که برای نمونه‌های پیچیده شده در کامپوزیت با الیاف شیشه، کرنش محوری و جانبی تقریباً یکسان هستند و این به علت کم‌تر بودن سختی کامپوزیت با الیاف شیشه نسبت به کامپوزیت با الیاف کربن می‌باشد.

انهدام استوانه‌های بتنی محصور شده به علت شکست ورقه‌های کامپوزیت FRP می‌باشد. پارگی در این ورقه‌ها از یک چهارم ارتفاع استوانه‌ها شروع و تا وسط ارتفاع استوانه ادامه می‌یابد. پس از شکست FRP مشاهده شده است که بتن، متلاشی شده و یک لایه نازک از این بتن نیز به ورقه FRP چسبیده باقی مانده است. هم‌چنین شکست نمونه‌ها بدون هیچ‌اخطار و به صورت ناگهانی انجام شده و این حالت شکست و انهدام در نمونه‌های پیچیده شده در الیاف کربن با ضخامت بیش‌تر، آشکارتر می‌باشد؛ به گونه‌ای که شکستن نمونه‌ها با صدای زیاد همراه بوده است و این ناشی از تغییرات کم کرنش و مدول الاستیسیته بالا در این نوع کامپوزیت می‌باشد.

۲- کاریهای و گائو در سال ۱۹۹۷ [۲۳]: این محققین نیز برای منحنی تنش-کرنش بتن

محصور در FRP، یک نمودار دوخطی متصور بوده‌اند. روابطی که توسط این محققین ارائه شده، بدون توجه به کرنش پارگی زودهنگام پوشش FRP می‌باشد. برای به دست آوردن منحنی تنش-کرنش، تنها مقادیر تنش و کرنش محوری دو نقطه از منحنی داده می‌شود. این نقاط مربوط به نقطه پایانی

قسمت خطی اول و آخرین نقطه از قسمت خطی دوم می‌باشد. با وصل نمودن این دو نقطه به هم و اتصال آن به نقطه تنش و کرنش صفر، منحنی دوطبقی تنش-کرنش به دست می‌آید.

۳- زیائو و وو در سال ۲۰۰۰ [۲۴]: این محققین بر اساس نتایج آزمایشات بر روی ۲۷ نمونه

استوانه بتنی با قطر ۱۵۲ و ارتفاع ۳۰۵ میلی‌متر که در کامپوزیت با الیاف کربن در سه ضخامت مختلف محصور شده، روابطی برای پیش‌بینی منحنی تنش-کرنش بتن محصور در CFRP ارائه نمودند. پارامترهای متغیر در این آزمایشات، مقاومت بتن محصورنشده و تعداد لایه‌های کامپوزیت بودند. این دو محقق از سه مقدار مقاومت بتن محصورنشده $33/7$ ، $43/8$ و $55/2$ مگاپاسگال و همچنین از ۲، ۳ و لایه FRP و هر لایه با ضخامت $0/38$ میلی‌متر استفاده نمودند.

در گزارشات مربوط به این آزمایشات، تصریح شده که مشخصات مکانیکی FRP به وسیله آزمایش کشش نمونه تخت بر اساس استاندارد ASTM D 3039/75 1990 تعیین گردیده است و بر این اساس، مدول الاستیسیته برابر با $1/05 \times 10^5$ مگاپاسگال و مقاومت کششی نهایی برابر با ۱۵۷۷ مگاپاسگال و همچنین کرنش پارگی کششی برابر با $0/015$ به دست آمده است.

بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی این محققین، انهدام نهایی ستون محصورشده به همراه پارگی FRP صورت گرفته و بسیار شدید بودند. همچنین کرنش‌های حلقوی پارگی کامپوزیت در حالت نهایی در حدود ۵۰ تا ۸۰ درصد کرنش پارگی به دست آمده از نمونه‌های تخت کششی بودند.

□ لام و تنگ در سال ۲۰۰۲ [۲۵] با استفاده از اطلاعات آزمایشگاهی موجود در مقالات، به

ارائه مدلی به منظور پیش‌بینی رفتار بتن محصور در FRP اقدام کردند. نتایج حاصل از کار این دو نشان داد که مقاومت بتن محصورنشده، نسبت ابعاد و طول نمونه به قطر نمونه استوانه‌ای و نوع FRP تأثیر چندانی در نتایج نداشته؛ در حالی که فرض صحیح و دقیق در مقاومت کششی FRP بیش‌ترین و مؤثرترین پارامتر در پیش‌بینی رفتار بتن محصورشده را دارد.

از برجسته‌ترین نکات تحقیق لام و تنگ می‌توان به بررسی هم‌زمان دو نوع نمونه یعنی،

لوله‌های FRP پر شده از بتن و استوانه‌های بتنی دورپیچ شده با الیاف کامپوزیت اشاره کرد. نتایج حاصل از بررسی‌های آن‌ها نشان داد که تعدادی از مدل‌های ارائه شده توسط محققین دور از واقعیت بوده؛ در حالی که نتایج حاصل از مدل کاربرهاری و گائو [۲۳] و صافی و همکاران [۱۸] به نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی نزدیک است. همچنین یک رابطه خطی بین مقاومت فشاری بتن محصور شده و میزان فشار محصورکننده ناشی از دورپیچ FRP وجود دارد.

در بخش ۲-۳ به بررسی تعدادی از مهم‌ترین و کاربردی‌ترین مدل‌ها، که به منظور پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن محصور شده و منحنی تنش-کرنش بتن محصور در FRP ارائه شده است، اقدام می‌شود.

۳-۱-۲- مطالعات پارامتری بر محصورشدگی بتن

دسته دوم از تحقیقاتی که بر روی بتن محصور در FRP انجام شده، مربوط به آزمایشاتی است که صرفاً به منظور بررسی تأثیرات تغییر در پارامترهای گوناگون هم‌چون ضخامت کامپوزیت، مقاومت اولیه بتن، ابعاد نمونه‌های آزمایشگاهی، اثرات وجود آرماتور و ... انجام گرفته است. در این دسته از تحقیقات، نمونه‌ها تحت بار محوری آزمایش می‌شوند. برخی از این تحقیقات عبارتست از:

۱- آزمایشات انجام گرفته توسط پوربا و موفتی در سال ۱۹۹۹ [۲۶]: این دو محقق،

تحقیقات مقدماتی خود را بر روی رفتار بتن محصور در ورقه‌های کامپوزیت با الیاف کربن آغاز نمودند. از سه نمونه استوانه‌ای با قطر ۱۹۰/۶ و ارتفاع ۷۸۷/۹ میلی‌متر استفاده شده است. یک نمونه بدون محصورشدگی و دو نمونه دیگر با یک و دو لایه از کامپوزیت با الیاف کربن در جهت حلقه و هر لایه به ضخامت ۰/۱۱ میلی‌متر محصور گردیدند. مقاومت فشاری بتن در این نمونه‌ها ۳۰ مگاپاسگال بود. مقاومت کششی و مدول الاستیسیته کامپوزیت مصرفی توسط کارخانه سازنده به ترتیب برابر با ۳۴۸۳ و ۲۳۰۵۳۵ مگاپاسگال، با کرنش پارگی ۱/۵ درصد تعیین شده بود. نتایج آزمایشات نشان داد که کامپوزیت FRP در کرنش حلقوی معادل ۰/۳ و ۰/۴۴، کرنشی که به عنوان مشخصات مکانیکی FRP

توسط کارخانه تعیین شده بود، پاره گردیدند که موجب انهدام زود هنگام ستون شد. جدول ۱-۳ نتایج این آزمایشات را نشان می‌دهد.

جدول ۱-۳- نتایج آزمایشات انجام شده به وسیله پوربا و موفتی [۲۶]

نام نمونه‌ها	C-1	H2-1	H2-2
تعداد لایه	۰	۱	۲
بار نهایی اعمال شده (KN)	۷۷۲	۱۵۳۸	۱۴۱۶
درصد افزایش بار نهایی	۰	۹۹	۸۳
کرنش محوری نهایی (%)	۰/۱۹۸۷	۰/۵۷۵۷	۰/۴۹۹۴
درصد افزایش کرنش محوری	۰	۱۹۰	۱۵۱
کرنش حلقوی نهایی (%)	۰/۰۳۹۴	۰/۶۶۴۸	۰/۴۴۵۱

۲- پسیکی و همکاران در سال ۲۰۰۱ [۲۷]: این تحقیق شامل نتایج آزمایش بر روی ۱۶ نمونه استوانه‌ای با ابعاد کوچک به قطر ۱۵۲ و ارتفاع ۶۱۰ میلی‌متر، و ۱۲ نمونه با مقطع مربعی با ابعاد ۱۵۲ و ارتفاع ۶۱۰ میلی‌متر بودند. همچنین آزمایش بر روی چهار نمونه با ابعاد بزرگ به قطر ۵۰۸ و ارتفاع ۱۸۳۰ میلی‌متر و چهار نمونه با مقطع مربعی به ابعاد ۴۵۷ و ارتفاع ۱۸۳۰ میلی‌متر انجام گرفت. نمونه‌های با ابعاد بزرگ دارای ۸ آرماتور طولی به قطر ۲۲ میلی‌متر با $\rho = 1/9\%$ ، و هم-چنین آرماتورهای عرضی به قطر ۹/۵ میلی‌متر به فاصله ۳۵۶ بودند. در این آزمایشات از سه نوع متفاوت کامپوزیت استفاده شد که عبارت بودند از: ۱- کامپوزیت با الیاف شیشه که ۵۰ درصد الیاف در جهت حلقوی و ۲۵ درصد در هر یک از جهات +۴۵ و -۴۵ درجه پیچیده شده بود که به صورت +۴۵- نشان داده می‌شود؛ ۲- کامپوزیت با الیاف شیشه که همگی الیاف در جهت حلقه پیچیده شده بود؛ ۳- کامپوزیت با الیاف کربن در جهت حلقه.

نتایج حاصل از آزمایشات نشان‌دهنده آن بود که مؤثرترین دورپیچ در حالتی به دست می‌آید که زاویه الیاف دورپیچ در راستای عمود بر راستای طولی ستون باشد. همچنین همان‌گونه که انتظار می‌رفت کارایی دورپیچ‌هایی از جنس کربن بیش‌تر از دورپیچ‌های از جنس شیشه بود.

۳- دیمرز و نیل در سال ۱۹۹۹ [۲۸]: در مقاله این دو محقق رفتار ۱۶ نمونه استوانه

بتن آرمه تحت بار محوری با قطر ۳۰۰ و ارتفاع ۱۲۰۰ میلی‌متر که با ورقه‌های FRP با الیاف کربن در جهت حلقه، محصور گردیده، بررسی شده است. همچنین تأثیر تغییرات پارامترهای مختلف بر روی رفتار بتن آرمه محصور شده بررسی شده است. این پارامترها شامل مقامت فشاری بتن محصور نشده، میزان آرماتورهای طولی و آرماتورهای عرضی، خوردگی آرماتورها و خسارت وارد بر بتن می‌باشد. در این تحقیق از دو نوع بتن با مقاومت‌های ۲۵ و ۴۰ مگاپاسگال استفاده شده است. کلیه نمونه‌ها دارای ۵ آرماتور طولی در دو دسته با قطرهای ۱۶ میلی‌متر ($\rho = 1/4 \%$) و ۲۵/۲ میلی‌متر ($\rho = 3/5 \%$) هستند. آرماتورهای عرضی با قطر ثابت ۱۱/۳ میلی‌متر و در دو فاصله ۱۵۰ و ۳۰۰ میلی‌متر استفاده گردیده است. خوردگی و پوسیدگی در آرماتورها با در نظرگیری کاهشی در حدود ۵ میلی‌متر از قطر آرماتورها اعمال شده است. از اثرات وجود زنگ در اطراف آرماتورها صرف‌نظر شده است. پارامتر دیگری که مورد بررسی قرار گرفته، خسارت در بتن می‌باشد.

برای ستون‌های سازه‌هایی هم‌چون پل، این خسارت به دلایلی هم‌چون سیکل‌های یخ‌زدگی بتن و تکرار بارهای دینامیکی سنگین ایجاد می‌گردد. برای بررسی این اثر، ۸ نمونه از استوانه‌های بتن آرمه را قبل از محصورشدگی با کامپوزیت، تا شکست ستون بارگذاری نمودند. به محض این‌که ترک‌هایی در بتن آرمه مشاهده شد، ستون باربرداری گردید و به عنوان ستون خسارت دیده برای محصور نمودن با کامپوزیت CFRP مورد استفاده قرار گرفت. در کلیه نمونه‌های آزمایشی از سه لایه ورقه کامپوزیت با الیاف کربن به ضخامت ۰/۳ میلی‌متر در هر لایه، استفاده شده است. مدول الاستیسیته و مقاومت کششی در جهت الیاف به ترتیب برابر با ۸۴ گیگاپاسگال و ۱۲۷۰ مگاپاسگال، و کرنش پارگی نهایی ۱/۵ درصد می‌باشد.

در این مقاله منحنی‌های تنش-کرنش محوری و فشار محصورشدگی-کرنش محوری، برای

تمامی نمونه‌ها رسم گردیده است. نتایج حاصل از این تحقیق عبارتند از [۲۸]:

- ۱- تغییر در اندازه قطر آرماتورهای طولی تأثیری بر رفتار بتن محصورشده ندارد.
- ۲- در محدوده فاصله‌ای که در این تحقیق، برای گام آرماتورهای دورپیچ در نظر گرفته شده، با توجه به فشار محصورشدگی حاصل از کامپوزیت FRP، تغییر در این فاصله، اثر چندانی بر رفتار فشاری بتن محصورشده ندارد.
- ۳- خوردگی آرماتورها، تأثیر مستقیمی بر روی مقاومت بتن محصورشده ندارد.
- ۴- آسیب‌دیدگی بتن، سبب کاهش مدول الاستیسیته بتن می‌گردد و محصور نمودن بتن، تأثیری در افزایش مدول الاستیسیته ندارد. لذا به منظور اضافه نمودن سختی به یک ستون آسیب دیده، کامپوزیت با الیاف قرار گرفته در راستای طولی ستون مورد نیاز می‌باشد.
- ۵- مقاومت اولیه بتن تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی مقاومت ستون محصورشده دارد. در محصورشدگی یکسان، افزایش مقاومت بتن محصورشده در ستون دارای بتن با مقاومت اولیه کمتر، بیش‌تر از افزایش مقاومت در ستون دارای بتن با مقاومت اولیه زیادتر می‌باشد. میانگین کرنش محیطی کامپوزیت در شکست نهایی برای این ۱۶ نمونه آزمایشی برابر با 0.46% می‌باشد؛ در حالی که کرنش پارگی که توسط کارخانه سازنده در تعیین خصوصیات کامپوزیت بیان شده برابر با $1/5\%$ می‌باشد.

۴- لی مینگ ونگ و یو فی وو در سال ۲۰۰۷ [۲۹]: در تحقیقات این دو محقق رفتار ۱۲ نمونه بتن‌آرمه تحت بار محوری با ابعاد مقطع 150×150 میلی‌متر و به ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر که با ورقه‌های CFRP در جهت حلقه، محصور گردیده، بررسی شده است. نیمی از نمونه‌ها دارای مقاومت فشاری محصورنشده ۳۰ مگاپاسکال و بقیه دارای مقاومت فشاری ۵۰ مگاپاسکال بودند. هر کدام از این نمونه‌ها در هر دو گروه مقاومت فشاری، دارای شعاع‌های گردشگی ۰، ۱۵، ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۷۵ میلی‌متر بودند. نتایج حاصل از آزمایشات انجام شده در جدول ۲-۳ آورده شده است. نتایج حاصل تأثیر تعیین‌کننده شعاع گردشگی را بر افزایش مقاومت فشاری نشان داد؛ تا حدی که در صورت عدم

گردشده‌گی گوشه‌ها تأثیر دورپیچ به صفر نزدیک می‌شود. هم‌چنین با افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ، مقاومت فشاری به شدت افزایش می‌یابد.

جدول ۳-۲- نتایج حاصل از آزمایشات ونگ و وو [۲۹]

نمونه‌های با مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال		نمونه‌های با مقاومت فشاری ۵۰ مگاپاسکال		شعاع گردشده‌گی بر حسب میلی‌متر
نسبت مقاومت فشاری محصورشده به نشده		نسبت مقاومت فشاری محصورشده به نشده		
۱ لایه	۲ لایه	۱ لایه	۲ لایه	
۱/۰۲	۱/۰۲	۱/۰۳	۱/۰۷	۰
۱/۰۵	۱/۳۲	۱/۰۳	۱/۱۰	۱۵
۱/۲۳	۱/۷۵	۱/۰۸	۱/۲۱	۳۰
۱/۴۳	۲/۲۲	۱/۰۹	۱/۵۳	۴۵
۱/۵۷	۲/۴۸	۱/۱۹	۱/۷۰	۶۰
۱/۸۰	۲/۷۴	۱/۳۰	۱/۹۱	۷۵

هم‌چنین نسبت افزایش مقاومت فشاری در نمونه‌های با مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال نسبت به نمونه‌های با مقاومت فشاری ۵۰ مگاپاسکال قابل ملاحظه است.

۳-۱-۳- تأثیر ترکیبات بارگذاری بر محصورشده‌گی ستون‌های بتنی

دسته سوم مربوط به تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده بر روی ستون‌های بتن‌آرمه محصور در FRP می‌باشد که تحت ترکیبات گوناگونی از بار محوری و بار جانبی انجام گرفته است. برخی از این تحقیقات عبارتند از:

۱- لی و هادی در سال ۲۰۰۳ [۳۰]: این دو محقق آزمایشاتی بر روی ستون بتن‌آرمه دایروی محصور در FRP تحت بار خارج از محور انجام دادند. در این آزمایشات اثرات دو نوع کامپوزیت بررسی گردیده است. یکی کامپوزیت با الیاف کربن در جهت حلقوی و دیگری کامپوزیت بافته‌شده با الیاف شیشه می‌باشد. به منظور ایجاد سطح مورد نیاز برای اعمال بار خارج از محور، قطر ستون در دو انتها ۲۳۵ میلی‌متر و در ناحیه میانی ۱۵۰ میلی‌متر در ارتفاع ۶۲۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. ارتفاع کلی ستون برابر با ۱۴۰۰ میلی‌متر می‌باشد.

در این تحقیق مشخص گردید که زمانی که بارگذاری خارج از محور اعمال گردد، افزایش مقاومت حاصل از محصورشدگی بتن، کمتر از حالتی که بارگذاری محوری انجام شده، می‌باشد. همچنین برای ستون در دو حالت بارگذاری محوری و بارگذاری خارج از محور، تعداد لایه‌های کامپوزیت، ارتباط مستقیمی با میزان افزایش مقاومت در نمونه‌های آزمایشی دارد.

۲- فام و ریزکالا در سال ۲۰۰۲ [۳۱]: آزمایشات این محققین از نوع آزمایش خمش خالص

بر روی نمونه‌های با مقطع دایروی بودند. لوله‌های FRP و همچنین لوله‌های فولادی پر شده از بتن، نمونه‌های آزمایشی بودند. قطر نمونه‌ها از ۸۹ تا ۹۴۲ میلی‌متر و طول آن از ۱/۰۷ تا ۱۰/۴ متر متغیر بود. کامپوزیت استفاده در ساخت لوله‌ها، دارای الیاف کربن قرار گرفته در جهات مختلف بود. آزمایشات بر مبنای بارگذاری چهار نقطه‌ای بود که دو نقطه بارگذاری، واکنش تکیه‌گاه‌های غلطکی دو انتهای عضو و دو نقطه دیگر توسط بار خارجی در وسط دهانه، بارگذاری می‌شد. فاصله دو نقطه بارگذاری بین ۰/۲ تا ۱/۵ متر متغیر بود. در این فاصله، لنگر ثابت بوده و تغییر مکان‌های طولی و جانبی و همچنین کرنش محوری و جانبی در این منطقه سنجیده شده بود. این مطالعات، اثرات پرکننده بتن بر رفتار لوله‌های کامپوزیتی، اثرات شکل‌های مختلف سوراخ داخلی ایجاد شده در بعضی از نمونه‌های آزمایشگاهی و ساختارهای مختلف لوله GFRP بررسی شده بود. نتایج آزمایشات نشان داده که با ایجاد سوراخ داخلی، یک نسبت مقاومت به وزن بزرگ‌تری قابل دسترسی می‌باشد. همچنین رفتار خمشی، بسیار وابسته به سختی و نسبت قطر به ضخامت لوله، می‌باشد. این نتایج نشان داد که نقش محصورشدگی بتن در مقاومت خمشی، کم اهمیت است.

۳- چلال و شهاوی در سال ۲۰۰۰ [۳۲]: این محققین از کامپوزیت‌های مسلح‌شده با الیاف

کربنی دوسویه، برای دورپیچ نمودن ستون‌های بتن‌آرمه بهره گرفتند. نتایج این آزمایش‌ها نشان می‌دهد که مقاومت فشاری بتن محصورشده هم‌زمان با افزایش برون‌محوری بار، کاهش می‌یابد. همچنین به هنگام استفاده از FRP با الیاف دوسویه، افزایش ظرفیت خمشی تیر- ستون‌های

دورپیچ شده محسوس تر از بهبود ظرفیت باربری محوری آنهاست. علت آن است که قرارگیری الیاف در راستای طولی ستون، هم‌چون آرماتورهای کامپوزیتی موجود در ناحیه کششی مقطع، ظرفیت خمشی آنها را بهبود می‌بخشند.

مقدار نیروی محوری و لنگر خمشی وارد بر ستون‌ها در عمل به گونه‌ای است که نقطه شکست نهایی آنها به طور معمول در بالای نقطه بالانس از نمودار اندرکنش بار-ممان قرار می‌گیرد. به این ترتیب ستون‌های بتنی به طور معمول به تقویت فشاری بیش از تقویت خمشی نیازمندند. به همین دلیل در مواردی که بهبود ظرفیت محوری ستون مد نظر است، اقتصادی‌تر آن است که تقویت ستون‌ها با دورپیچ نمودن الیاف یک‌سویه به دور ستون و محصور نمودن آن صورت پذیرد.

۳-۱-۴- محصورشدگی ستون بتن آرمه تحت بار محوری ثابت و بار جانبی لرزه‌ای

دسته چهارم مربوط به بررسی اثرات تغییر در عناصر سازنده یک ستون بتن آرمه تقویت شده با FRP تحت ترکیباتی از بار محوری و بارهای جانبی لرزه‌ای می‌باشد. در این زمینه، تحقیقات آزمایشگاهی به همراه برخی مطالعات تحلیلی انجام یافته است. برخی از این تحقیقات عبارتند از:

۱- شیخ و گریس در سال ۲۰۰۲ [۳۳]: این دو محقق نتایج آزمایش ۱۲ نمونه ستون بتن آرمه با قطر ۳۵۶ میلی‌متر و ارتفاع ۱۴۷۳ میلی‌متر، تحت بار محوری ثابت و بار جانبی لرزه‌ای به منظور شبیه‌سازی نیروهای حاصل از یک زلزله را بیان نموده‌اند. نمونه‌های آزمایشگاهی به سه گروه تقسیم شده‌اند:

۱- متشکل از چهار ستون که به صورت متداول با آرماتورهای طولی و ماریچ طرحی شده، می‌باشد.

۲- شامل شش ستون بتن آرمه می‌باشد که با استفاده از پلیمر با الیاف کربن و شیشه قبل از بارگذاری محصور گردیدند.

۳- از دو ستون تشکیل شده که این دو ستون تا یک حد مشخصی تحت بار محوری تخریب

گردیده و پس از آن در همان حالت بارگذاری به وسیله FRP مرمت شده و سپس تا شکست نهایی ستون بارگذاری گردیده‌اند.

متغیرهای مطالعه شده در این آزمایش شامل مقادیر متفاوت بار محوری، فاصله خاموت‌های دورپیچ و ضخامت و نوع کامپوزیت می‌باشد. از نتایج آزمایشات بیان شده است که کامپوزیت FRP با الیاف کربن و شیشه به طور مؤثری برای مقاوم‌سازی ستون‌های ضعیف قابل کاربرد می‌باشد. به گونه‌ای که رفتار ستون‌های تقویت‌شده، تحت بارگذاری لرزه‌ای شبیه‌سازی شده با عمل‌کرد ستون‌هایی که بر اساس توصیه‌های لرزه‌ای آیین‌نامه ACI طراحی شده‌اند برابری نموده و یا برتر از آن می‌باشد. همچنین استفاده از FRP مقاومت، شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی ستون‌های بتن‌آرمه را به طرز چشمگیری افزایش می‌دهد.

۲- ازبک‌الغلو و ساچیغللو در سال ۲۰۰۶ [۳۴]: این دو محقق به بررسی رفتار ستون‌های بتن‌آرمه دایروی، دورپیچ‌شده با FRP اقدام کردند. نمونه‌های مورد بررسی، از بتن‌های مقاومت بالا با مقاومت فشاری محصورنشده بین ۵۰ تا ۹۰ مگاپاسکال ساخته شده بودند که با صفحات CFRP یک‌سویه دورپیچ شده بودند. قطر نمونه‌ها ۲۷۰ میلی‌متر بود که همگی با ۸ میلگرد طولی به قطر ۱۶ میلی‌متر مسلح شده بودند و هیچ‌کدام از آن‌ها میلگرد عرضی نداشتند. در فواصل معینی از نمونه‌ها، تکیه‌گاه‌هایی به منظور اعمال برش تعبیه شده بود. نیروی اعمالی به نمونه‌ها توسط دستگاه محرک، به صورت جانبی و رفت‌وبرگشتی (سیکلیک) به نمونه‌ها اعمال گردید. نتایج به دست آمده از تأثیر قابل توجه اثر محصورشدگی بر مشخصات مکانیکی نمونه‌ها حکایت داشت.

۳-۱-۵- مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن به وسیله نرم‌افزارهای اجزای محدود

دسته پنجم فعالیت‌هایی است که به منظور دستیابی به مدل اجزای محدود ستون بتنی محصور در FRP انجام شده، می‌باشد. در این تحقیقات پس از مقایسه نتایج مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی، استفاده از این شیوه در بررسی اثرات محصورشدگی در مواردی که امکانات آزمایشگاهی

در دسترس نیست، قابل استفاده و مفید می‌باشد. برخی از این محققین عبارتند از:

۱- میرمیران و همکاران در سال ۲۰۰۰ [۳۵]: این محققین با استفاده از نرم‌افزار ANSYS،

نمونه‌های آزمایشگاهی از لوله‌های FRP پر شده از بتن تحت بار محوری مدل‌سازی نمودند که در این نمونه‌ها پارگی زود هنگام کامپوزیت مطرح نبود. این مدل‌سازی تنها بر نمونه‌هایی که نتایج آزمایشی آن موجود بوده، انجام گرفته است.

۲- پروین و وانگ در سال ۲۰۰۱ [۳۶]: این محققین با استفاده از نرم‌افزار MARC

محصورشدگی ستون بتنی مربعی با بار محوری همراه با خروج از مرکزیت‌های کم، را مدل‌سازی نمودند. در این نرم‌افزار بتن محصور شده با استفاده از معیار موهر-کولمب مدل شده بود. در این مدل‌سازی کرنش پارگی حلقوی کامپوزیت برابر با کرنش پارگی حاصل از آزمایش نمونه تخت کامپوزیت بود. نتایج به دست آمده نشان داد که عمل‌کرد دورپیچ حتی با کم‌ترین خروج از مرکزیت بار به شدت کاهش می‌یابد.

۳- پروین و جمال در سال ۲۰۰۵ [۳۷]: این محققین با استفاده از نرم‌افزار MARC به

بررسی اثر زاویه دورپیچ، مقاومت بتن محصور نشده بتن و ضخامت دورپیچ FRP، بر عمل‌کرد دورپیچ در ستون‌های دایروی پرداختند. نتایج به دست آمده از اجزای محدود نشان داد که عمل‌کرد دورپیچ با مقاومت بتن و زاویه دورپیچ، نسبت عکس و با ضخامت دورپیچ نسبت مستقیم دارد.

۳-۲- مدل‌های ارائه شده برای پیش‌بینی رفتار بتن محصور در FRP

این مدل‌ها اصولاً بر دو اساس می‌باشند؛ یکی بر مبنای استفاده و اصلاح روابط حاصل از محصورشدگی بتن در فولاد و آرماتورهای فولادی، و دیگر بر مبنای مشاهدات و آزمایشاتی که مستقیم بر روی بتن محصور در لوله‌های پلیمری و یا بتن پیچیده شده در الیاف انجام گرفته است. محققینی چون، سعادت‌منش و همکاران در سال ۱۹۹۴ [۳۸]، پوربا و موفتی در سال ۱۹۹۹ [۲۶]، اسپولسترا و مونتی در سال ۱۹۹۹ [۳۹]، از مدل ماندرو و همکاران که در سال ۱۹۸۸ [۴۰]، برای بتن

محصور در فولاد تدوین یافته است، به منظور پیش‌بینی رفتار بتن محصور در FRP استفاده کرده‌اند. شایان ذکر است که تحقیقات میرمیران و شه‌ای در سال ۱۹۹۷ [۴۱] و صافی و همکاران در سال ۱۹۹۹ [۱۸] نشان داده است که استفاده از مدل‌های مبتنی بر فشار محصورکنندگی حاصل از فولاد به عنوان ماده‌ای با رفتار الاستوپلاستیک، برای محصورشدگی حاصل از FRP، با رفتاری کاملاً خطی به منظور بیان مقاومت فشاری محوری و رفتار بتن محصور در FRP، کاربردی نبوده و نتایج حاصل از آن دست بالا می‌باشد.

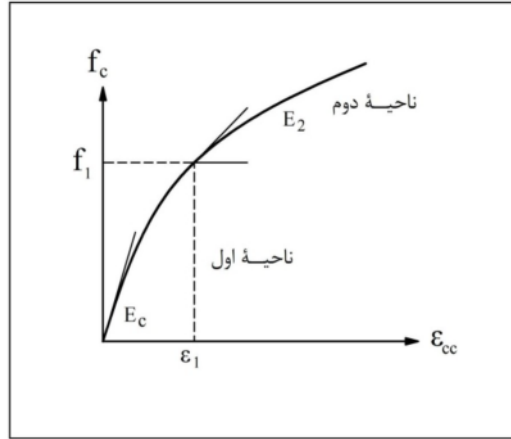
در بسیاری از مدل‌های ارائه شده از نتایج آزمایش بر روی استوانه‌های بتنی محصور در FRP، سعی شده تا بر مبنای رابطه (۱ - ۱)، برای ضریب محصورشدگی k_1 رابطه‌ای بر اساس مشخصات مکانیکی بتن و کامپوزیت FRP ارائه شود.

۳-۲-۱- مدل ارائه شده توسط صافی و همکاران [۱۸]

صافی و همکاران با استفاده از تحلیل برازش (رگرسیون) از اطلاعات آزمایشی، ضریب محصورشدگی k_1 را به صورت رابطه (۳ - ۱) با ضریب همبستگی ۹۲ درصد تعیین نمودند. با استفاده از این رابطه، تنش فشاری بتن در کرنش‌های حلقوی بزرگ‌تر از ۰/۰۰۲ به دست می‌آید [۱۸].

$$k_1 = 2.2 \left(\frac{f_l}{f_c} \right)^{-0.16} \quad (۳ - ۱)$$

صافی و همکاران در ادامه بیان این رابطه بر اساس آزمایشات انجام شده بر روی عمل‌کرد ستون‌های بتنی محصورشده با لوله‌های کامپوزیت FRP شیشه و کربن، مدلی دو بخشی برای منحنی تنش-کرنش ارائه نموده‌اند. در شکل ۳-۲ منحنی تنش-کرنش پیشنهادی صافی و همکاران برای بتن محصور در FRP نشان داده شده است [۱۸]. چنانچه ε_h ، کرنش حلقوی بتن محصورشده، ε_c و σ_c کرنش محوری بتن و تنش محوری نظیر آن و $f_{frp, sup}$ کرنش حلقوی پاره‌شدگی FRP باشند، بخش اول مدل تنش-کرنش در بازه $0 \leq \varepsilon_h \leq 0.002$ ، مطابق رابطه (۳ - ۲) می‌باشد.



شکل ۳-۲- منحنی تنش-کرنش بتن محصور در FRP در مدل صافی و همکاران و مدل توتانجی [۱۸]

$$\sigma_c = \frac{E_c \varepsilon_c}{1 + \left(\frac{E_c}{f_1} - \frac{2}{\varepsilon_1} + \frac{E_2 E_c \varepsilon_1}{f_1^2} \right) \varepsilon_c + \left(\frac{1}{\varepsilon_1^2} - \frac{E_2 E_c}{f_1^2} \right) \varepsilon_c^2} \quad (۳ - ۲)$$

$$f_1 = f_{co}' \left[1 + 0.0313 \left(\frac{E_{frp} t_{frp}}{D f_{co}'} \right)^{0.84} \right] \quad (۳ - ۳)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{co} \left[1 + 0.0783 \left(\frac{E_{frp} t_{frp}}{D f_{co}'} \right)^{0.84} \right] \quad (۳ - ۴)$$

$$E_c = 10200 (f_c')^{\frac{1}{3}} \quad (۳ - ۵)$$

$$E_2 = 0.712 \frac{f_c'}{\varepsilon_{co}} \quad (۳ - ۶)$$

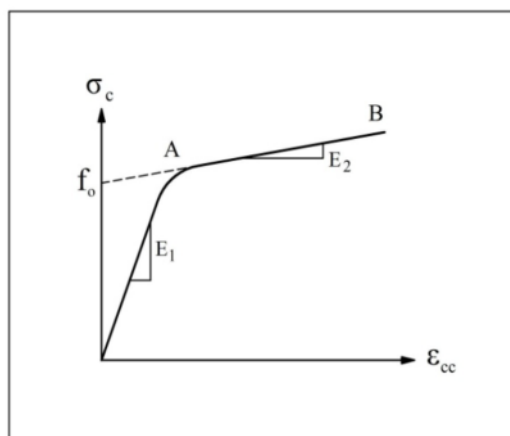
که f_1 و ε_1 به ترتیب تنش محوری و کرنش محوری در نقطه برخورد دو ناحیه منحنی تنش-کرنش، E_c شیب اولیه بخش اول منحنی و برابر با مدول الاستیسیته بتن و همچنین E_2 شیب اولیه بخش دوم در نقطه اتصال دو منحنی می‌باشد. همچنین E_{frp} ، t_{frp} و D به ترتیب مدول الاستیسیته FRP، ضخامت FRP و قطر ستون دایروی بتنی است. چنانچه $0.002 \leq \varepsilon_h \leq \varepsilon_{frp,rupt}$ باشد، بخش دوم منحنی با استفاده از رابطه (۳ - ۷) به دست می‌آید.

$$\sigma_c = f_c' \left[1 + 2.2 \left(\frac{2 E_{frp} t_{frp} \varepsilon_h}{D f_{co}'} \right) \right] \quad (۳ - ۷)$$

۳-۲-۲- مدل ارائه شده توسط سامان و همکاران [۱۹]

مدلی که سامان و همکاران برای بیان رفتار بتن محصور شده ارائه نموده‌اند، یک مدل چهار پارامتری با در نظرگیری منحنی تنش-کرنش دوطرفی از بتن محصور در FRP، مطابق با شکل ۳-۳ می‌باشد.

این چهار پارامتر شامل شیب‌های دو قسمت خطی، نقطه برخورد قسمت خطی دوم با محور تنش و پارامتر انحنای متصل کننده دو قسمت خطی می‌باشد. رابطه (۳ - ۸) که توسط ریچارد و ابوت در سال ۱۹۷۵ ارائه شد، برای تعیین تنش محوری σ_c متناظر با کرنش محوری ε_c به کار می‌رود.



شکل ۳-۳- مشخصات نمودار تنش-کرنش محوری در مدل سامان [۱۹]

$$\sigma_c = \frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{f_o}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} + E_2 \varepsilon_c \quad (۳ - ۸)$$

در رابطه (۳ - ۸)، E_1 ، شیب اولیه نمودار می‌باشد و برابر با مدول الاستیسیته بتن مطابق با پیشنهاد احمد و شاه در سال ۱۹۸۲ [۴۲]، برابر با رابطه (۳ - ۹) در نظر گرفته می‌شود. E_2 نیز شیب قسمت خطی دوم نمودار تنش-کرنش می‌باشد و از رابطه (۳ - ۱۰) به دست می‌آید.

$$E_1 = 3950\sqrt{f'_c} \quad (۳ - ۹)$$

$$E_2 = 245.61 f_c'^{0.2} + 1.3456 \frac{E_{fnp} t_{fnp}}{D} \quad (3-10)$$

در این مدل f_o تنش در نقطه تلاقی بخش دوم خطی منحنی تنش-کرنش با محور تنش می‌باشد و به وسیله رابطه (3-12) محاسبه می‌شود. همچنین n پارامتری است که معرف انحناء در قسمت برخورد دو قسمت خطی می‌باشد. این پارامتر برای کنترل انحنای بین دو قسمت خطی به کار می‌رود و برابر با مقدار ثابت ۱/۵ در نظر گرفته می‌شود. در این رابطه، f_l با استفاده از رابطه (3-11) به دست می‌آید.

$$f_l = \frac{2 f_{fnp} t_{fnp}}{d} \quad (3-11)$$

$$f_o = 0.872 f_c' + 0.371 f_l + 6.258 \quad (3-12)$$

تنش نهایی محوری ایجاد شده در بتن محصور شده (f_{cc}') با جایگذاری رابطه (3-13) در رابطه (1-1) به دست می‌آید.

$$k_1 = 6.0 f_l^{-0.3} \quad (3-13)$$

۳-۲-۳- مدل ارائه شده توسط توتانجی [۲۲]

مشابه با رفتار منحنی‌های تنش-کرنش آزمایشگاهی، مدل ارائه شده در تحقیقات توتانجی نیز شامل دو بخش مجزا می‌باشد. رابطه ارائه شده برای بخش دوم، یعنی رابطه (3-15) شبیه به رابطه‌ای است که ریچارت برای بتن محصور در فولاد ارائه نموده است. در این رابطه تنش محوری σ_c در هر نقطه‌ای از ناحیه دوم بر اساس کرنش جانبی ایجاد شده و با محاسبه فشار محصورکننده جانبی و ضریب محصورشدگی متناظر با آن تعیین می‌گردد. با استفاده از یک برازش (رگرسیون) از نتایج این آزمایشات، ضریب محصورشدگی k_1 با فاکتور همبستگی ۸۰ درصد از رابطه (3-14) تعیین می‌گردد و بر اساس آن تنش محوری σ_c با استفاده از رابطه (3-15) به دست می‌آید.

$$k_1 = 3.5 \left(\frac{f_l}{f_c'} \right)^{-0.15} \quad (3-14)$$

$$\sigma_c = f_c' + k_1 f_l \quad (۱۵ - ۳)$$

ضریب دیگری به نام k_2 بر مبنای کرنش جانبی ε_h تعریف شده که در رابطه (۳ - ۱۶) ارائه می‌گردد. بر اساس این ضریب، کرنش محوری بخش دوم نمودار تنش-کرنش یعنی ε_c ، به وسیله رابطه (۳ - ۱۷) تعیین می‌گردد.

$$k_2 = 310.57 \varepsilon_h + 1.9 \quad (۱۶ - ۳)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_o \left[1 + k_2 \left(\frac{\sigma_c}{f_c'} - 1 \right) \right] \quad (۱۷ - ۳)$$

بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی رفتار بتن محصورشده در قسمت اول منحنی تنش-کرنش، مانند رفتار بتن محصورنشده می‌باشد که در کرنش جانبی 0.002 به قسمت دوم منحنی متصل می‌شود. با استفاده از رابطه‌ای کلی که توسط احمد و شاه برای بتن محصور در فولاد در سال ۱۹۸۲ ارائه شده و تعیین پارامترهای آن بر مبنای تطبیق با شرایط مرزی آزمایشات مورد نظر، تنش متناظر با کرنش محوری ε_c از رابطه (۳ - ۱۸) به دست می‌آید. پارامترهای استفاده شده در این رابطه با استفاده از روابط (۳ - ۱۹) تا (۳ - ۲۱) به دست می‌آید. مفاهیم پارامترهای استفاده شده در این روابط همانند مدل صافی و همکاران بوده و در شکل ۳-۲ مشخص می‌باشد.

$$\sigma_c = \frac{E_c \varepsilon_c}{1 + \left(\frac{E_c}{f_l} - \frac{2}{\varepsilon_1} + \frac{E_2 E_c \varepsilon_1}{f_l^2} \right) \varepsilon_c + \left(\frac{1}{\varepsilon_1^2} - \frac{E_2 E_c}{f_l^2} \right) \varepsilon_c^2} \quad (۱۸ - ۳)$$

$$f_l = f_c' \left[1 + 0.0178 \left(\frac{2 E_{fp} t_{fp}}{D f_c'} \right)^{0.85} \right] \quad (۱۹ - ۳)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_o \left[1 + 0.0448 \left(\frac{2 E_{fp} t_{fp}}{D f_c'} \right)^{0.85} \right] \quad (۲۰ - ۳)$$

$$E_2 = 0.3075 \frac{f_c'}{\varepsilon_o} \quad (۲۱ - ۳)$$

۳-۲-۴- مدل ارائه شده توسط کاربهری و گائو [۲۳]

کاربهری و گائو در تحقیقات خود برای بیان رفتار بتن محصورشده دو مدل ارائه نموده‌اند.

در مدل اول با استفاده از نتایج آزمایشات انجام شده، تنش و کرنش نهایی (f'_{cc}, ϵ_{cc}) بدون توجه به کرنش پارگی حلقوی FRP با استفاده از روابط $(3-22)$ و $(3-23)$ به دست می‌آید. در این روابط ϵ_o کرنش محوری نظیر مقاومت فشاری تک‌محوره بتن می‌باشد.

$$f'_{cc} = f'_c + 2.1 f'_c \left(\frac{2 f_{frp} t_{frp}}{D f'_c} \right)^{0.87} \quad (3-22)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_o + 0.01 \frac{2 f_{frp} t_{frp}}{D f'_c} \quad (3-23)$$

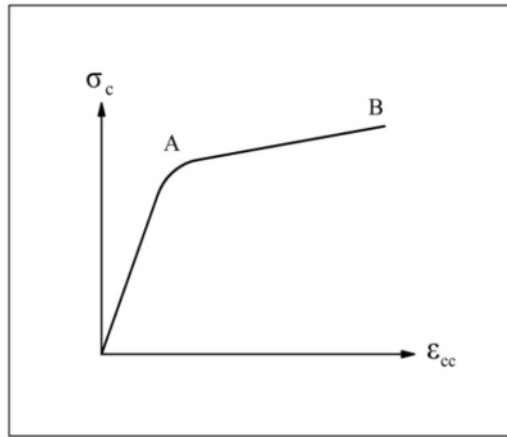
در مدل دوم، منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده به صورت دوخطی مطابق با شکل ۳-۴ تقریب زده شده و با ارائه تنش و کرنش محوری مربوط به دو نقطه A و B که به ترتیب متناظر با نقطه شکست منحنی و نقطه پایانی منحنی می‌باشند به دست می‌آید.

روابط $(3-24)$ و $(3-25)$ تنش و کرنش نظیر نقطه شکست منحنی یعنی A و روابط $(3-26)$ و $(3-27)$ تنش و کرنش نقطه پایانی منحنی که نقطه پایانی منحنی که نظیر نقطه B می‌باشد را ارائه می‌دهند. در این روابط ν_c ضریب پواسون بتن و ϵ_{frp} کرنش نهایی کامپوزیت حاصل از مشخصات مکانیکی FRP می‌باشد. همچنین A_c و A_{frp} به ترتیب مساحت مقطع بتن و مساحت مقطع کامپوزیت می‌باشد.

در نقطه A :

$$\sigma_c = f'_c + 4.1 f'_c \nu_c \frac{2 t_{frp} E_{frp}}{D E_c} \quad (3-24)$$

$$\epsilon_c = \frac{f'_c}{E_{eff}} \quad (3-25)$$



شکل ۳-۴- مشخصات منحنی تنش-کرنش در مدل کاربهری [۲۳]

در نقطه B:

$$f'_{cc} = f'_c + 3.1 f'_c \nu_c \frac{2 t_{frp} E_{frp}}{D E_c} + \frac{2 f_{frp} t_{frp}}{D} \quad (۳-۲۶)$$

$$\varepsilon_{ccu} = 1 - \frac{1.004 \left[1 - \frac{f'_c}{E_{eff}} - 4.1 f'_c \nu_c \frac{2 t_{frp} E_{frp}}{D E_c E_{eff}} \right]}{(1 + \varepsilon_{frp})^2} \quad (۳-۲۷)$$

$$E_{eff} = E_c \frac{A_c}{A_c + A_{frp}} + E_{frp} \frac{A_{frp}}{A_c + A_{frp}} \quad (۳-۲۸)$$

۳-۲-۵- روابط ارائه شده توسط زیائو و وو [۲۴]

بر اساس نتایج مشاهده شده از آزمایشات، منحنی‌های تنش-کرنش بتن محصور در CFRP به صورت دوخطی تقریب زده شده و روابطی جداگانه بین کرنش محوری و کرنش جانبی و همچنین بین تنش محوری و کرنش محوری برای هر یک از دو قسمت خطی نمودار تنش-کرنش ارائه گردیده است. بر اساس مفاهیم تئوری الاستیسیته، روابط مربوط به قسمت اول نمودار ارائه شده است. در رابطه (۳-۲۹) کرنش حلقوی ε_h بر اساس مقادیر مربوط به کرنش محوری ε_c به دست می‌آید. با استفاده از رابطه (۳-۳۰) تنش محصورکننده جانبی، و به وسیله رابطه (۳-۳۱) تنش فشاری بتن محصور شده تا جایی که کم‌تر از مقاومت بتن محصور نشده باشد؛ محاسبه می‌گردد.

$$\varepsilon_h = \frac{-\nu_c}{1 + \frac{2 E_{frp} t_{frp}}{D E_c} (1 - \nu_c - 2 \nu_c^2)} \varepsilon_c \quad (3-29)$$

$$f_l = \frac{2 E_{frp} t_{frp}}{D} \varepsilon_h \quad (3-30)$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c + 2 \nu_c f_l, \quad (\sigma_c \leq f_c') \quad (3-31)$$

برای قسمت دوم نمودار تنش-کرنش از روابط (3-32) و (3-33) استفاده می‌گردد. بر اساس منحنی‌های تنش-کرنش آزمایشگاهی به دست آمده فرض شده است که قسمت خطی دوم نمودار تنش-کرنش در تنشی حدود $f_c' / 1.1$ با محور تنش تلاقی می‌کند.

$$\varepsilon_h = -0.0005 - 7 \left(\frac{f_c' D}{2 E_{frp} t_{frp}} \right)^{0.8} \varepsilon_c \quad (3-32)$$

$$\sigma_c = 1.1 f_c' + \left(4.1 - 0.75 \frac{f_c'^2 D}{2 E_{frp} t_{frp}} \right) f_l \quad (3-33)$$

در این روابط E_c مدول الاستیسیته بتن محصورنشده و برابر با رابطه (3-34) می‌باشد. همچنین ν_c ضریب پواسون بتن محصورنشده و برابر با 0.18 در نظر گرفته می‌شود. در ادامه این روابط به طور محتاطانه‌ای تصریح گردیده است که کرنش جانبی نهایی FRP برابر با 50 درصد کرنش پارگی کششی به دست آمده از آزمایش نمونه تخت در نظر گرفته شود.

$$E_c = 4733 \sqrt{f_c'} \quad (3-34)$$

۳-۲-۶- روابط ارائه شده توسط سعادت‌منش و همکاران [۳۸]

بعضی محققین به منظور بیان رفتار بتن محصور در FRP از مدل‌هایی که در بیان رفتار بتن‌آرمه‌های متداول ارائه شد، استفاده نموده‌اند. بر این اساس نسبت مقاومت فشاری بتن محصورشده به مقاومت بتن محصورنشده برابر با رابطه (3-35) می‌باشد. در این رابطه f_{cc} و f_c' به ترتیب مقاومت‌های فشاری بتن محصور و نامحصور، و f_l فشار محصورکنندگی می‌باشد.

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f_c}} - \frac{2f_l}{f_c} - 1.254 \quad (35 - 3)$$

سعادت‌منش و همکاران برای ستون‌های دارای پوشش ناقص و با فاصله بین نوارهای FRP، رابطه (۳ - ۳۶) را پیشنهاد نموده‌اند. چنان‌چه از نوارهای با فاصله عمودی خالص S به عنوان پوشش خارجی استفاده شود، با استفاده از ضریب k_e ، فشار محصورشدگی با جایگذاری f_l' به صورت رابطه (۳ - ۳۷) تعدیل می‌گردد [۳۸]. در این رابطه ρ نسبت سطح آرماتور طولی به سطح کل بتن است.

$$f_l' = k_e f_l \quad (36 - 3)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{S}{2D}\right)^2}{(1 - \rho)} \quad (37 - 3)$$

سعادت‌منش و همکاران در سال ۱۹۹۴، مدلی را که ماندر و همکاران در سال ۱۹۸۸ برای بتن محصور در فولاد پیشنهاد نموده بودند، برای ارائه منحنی تنش-کرنش بتن محصور در FRP استفاده نمودند [۳۸]. این مدل بر پایه معادله‌ای استوار است که پوپوویس در سال ۱۹۷۳ ارائه نموده است. بر این اساس تنش محوری بتن محصور σ_c ، از رابطه (۳ - ۳۸) تعیین می‌شود [۳۸]. پارامترهای استفاده شده در این رابطه، از روابط (۳ - ۳۹) تا (۳ - ۴۱) به دست می‌آیند. همچنین در این معادله f_{cc} از رابطه (۳ - ۳۵) تعیین می‌شود.

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (38 - 3)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (39 - 3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (40 - 3)$$

$$E_{sce} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (41 - 3)$$

علاوه بر آن سیل و همکاران در سال ۱۹۹۷ برای بتن محصور در FRP به منظور محاسبه

کرنش محوری بتن، ε_{cc} ، در بیشینه تنش، f_{cc} ، رابطه (۳ - ۴۲) را پیشنهاد نموده‌اند.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 2.8 \frac{\rho_{frp} f_{frp} \varepsilon_{frp, rup}}{f_c'} \quad (۳ - ۴۲)$$

که در آن $\varepsilon_{frp, rup}$ کرنش کششی نهایی FRP در جهت حلقه است. باید به خاطر داشت که برای بتن محصور در FRP، در بیش‌تر موارد کرنش نهایی محوری و کرنش در مقاومت نهایی محوری یکی هستند. هنگامی که اثر محصورکنندگی دورپیچ FRP کم باشد، این تفاوت آشکار می‌شود.

مدلهایی از این قبیل که بر اساس رفتار بتن محصور در فولاد تدوین یافته‌اند، نمی‌توانند رفتار دوخطی مشاهده شده در آزمون‌های انجام گرفته بر روی بتن محصور در FRP را نشان دهند و به درستی برای این منظور قابل کاربرد نمی‌باشند. نتایج تعدادی زیادی از آزمون‌ها، نشان داده‌اند که رفتار تنش-کرنش بتن محصور در FRP به عنوان حصاری با رفتار کاملاً خطی، بسیار متفاوت با رفتار بتن محصور در فولاد به عنوان ماده‌ای با رفتار الاستوپلاستیک می‌باشد.

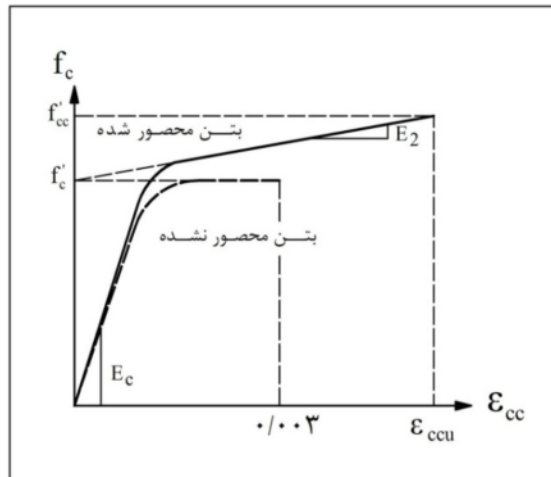
۳-۲-۷- مدل ارائه شده توسط لام و تنگ [۴۳ و ۴۴]

این مدل در سال ۲۰۰۳ توسط لام و تنگ برای بتن محصور شده پیشنهاد شد که از مزایای این مدل آن است که به محصورشدگی مقاطع چهارگوش نیز توجه شده است. فرمول‌بندی آن به قرار زیر است.

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_c'} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t' \\ f_c' + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon_t' \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (۳ - ۴۳)$$

$$E_2 = \frac{f_{cc}' - f_c'}{\varepsilon_{ccu}} \quad (۳ - ۴۴)$$

$$\varepsilon_t' = \frac{2f_c'}{E_c - E_2} \quad (۳ - ۴۵)$$



شکل ۳-۵- مدل پیشنهادی لام و تِنگ برای بتن محصور در FRP [۴۳]

که f'_{cc} بیشینه تنش فشاری بتن محصورشده، f'_c مقاومت نهایی بتن محصورنشده، E_c مدول الاستیسیته بتن، E_2 شیب قسمت دوم و خطی مدل، ϵ'_c کرنش متناظر با تنش انتقال به ناحیه خطی دوم و ϵ_{ccu} کرنش متناظر با بیشینه تنش فشاری بتن محصورشده است. بیشینه تنش و کرنش فشاری بتن محصور با استفاده از روابط (۳-۴۶) و (۳-۴۷) به دست می‌آید.

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f 3.3 \kappa_a f_l \quad (3-46)$$

$$\epsilon_{ccu} = \epsilon'_c (1.50 + 12 \kappa_b \frac{f_l}{f'_c} (\frac{\epsilon_{fe}}{\epsilon'_c})^{0.45}) , \epsilon_{ccu} \leq 0.01 \quad (3-47)$$

ضریب شکل کرنش κ_b نیز با استفاده از رابطه (۳-۴۸) به دست می‌آید.

$$\kappa_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b}\right)^{0.5} \quad (3-48)$$

ϵ_{fe} کرنش مؤثر در زاکت FRP بوده و از رابطه (۳-۴۹) به دست می‌آید.

$$\epsilon_{fe} = \kappa_e \epsilon_{fu} \quad (3-49)$$

κ_e ضریب کارایی کرنش FRP بوده و به شرط آن که $\frac{f_l}{f'_c} \geq 0.08$ برابر با ۰/۵۵ می‌باشد.

قابل ذکر است که این مدل لام و تِنگ مدل پذیرفته شده توسط ACI 440.2R-08 می‌باشد و

جزئیات کامل‌تر این مدل در قسمت پیوست آورده شده است.

۳-۳- ارزیابی تحقیقات انجام شده در زمینه محصورکنندگی دورپیچ FRP

در بخش ۱-۳ به بررسی شاخص‌ترین و مهم‌ترین تحقیقات انجام شده در رابطه با اثرات محصورکنندگی دورپیچ FRP بر ستون‌های بتنی و بتن‌آرمه پرداختیم و نکات حائز اهمیت ذیل قابل استنباط است.

۱- در کلیه نمونه‌های استوانه‌ای بتنی که به وسیله کامپوزیت با الیاف یک‌سویه در جهت حلقه محصور شده است، معیار انهدام ستون تحت بار محوری، پارگی کامپوزیت FRP می‌باشد که کرنش محیطی پارگی کامپوزیت چسبیده به ستون بتنی در حدود نیمی از کرنش پارگی که از آزمایش کشش نمونه تخت ورقه‌های کامپوزیتی به دست آمده، می‌باشد. ولی کرنش محیطی پارگی لوله‌های کامپوزیتی که در آن بتن‌ریزی انجام شده است، تقریباً با کرنش پارگی که از آزمایش دو تکه کردن لوله کامپوزیتی به دست آمده، برابر می‌باشد.

۲- مدل‌های محصورشدگی ارائه شده توسط محققین، انطباق خوبی با نتایج آزمایشاتی که برای تأیید این مدل‌ها توسط خود محققین انتخاب شده، دارد. لذا لازم است با جمع‌آوری آزمایشات گوناگون انجام شده، مدل‌های ارائه شده را محک زد و میزان دقت این مدل‌ها را ارزیابی نمود. این ارزیابی لازم است با در نظر گرفتن پارگی زود هنگام کامپوزیت چسبیده به بتن انجام گیرد تا برآورد واقع‌بینانه‌تری به عمل آید. لازم به ذکر است که ارزیابی انجام شده توسط تنگ و همکاران و لام و تنگ بدون در نظرگیری پارگی زود هنگام کامپوزیت، انجام شده است [۹۲۵].

۳- با بررسی منحنی‌های تنش-کرنش به دست آمده از آزمایشات اعمال بار محوری بر استوانه‌های بتنی محصور در کامپوزیت FRP، می‌توان نتیجه گرفت که در اکثر موارد، این منحنی‌ها به صورت دوخطی و بدون وجود شاخه نزولی می‌باشد. قسمت خطی اول نمودار با شیبی معادل با مدول الاستیسیته اولیه بتن محصور نشده، تا تنشی معادل مقاومت تک‌محوره بتن می‌باشد. قسمت خطی دوم با کاهش شیب منحنی تا تنشی معادل مقاومت تک‌محوره بتن می‌باشد. قسمت خطی دوم

با کاهش شیب منحنی تا تنش معادل با گسیختگی کامپوزیت محصورکننده، ادامه می‌یابد. شیب قسمت دوم نمودار تنش-کرنش محوری، تابع مشخصات کامپوزیت محصورکننده است؛ به نحوی که سختی، نوع الیاف و ضخامت کامپوزیت ارتباط مستقیمی با مقدار شیب این قسمت دارد. با بررسی مطالعات انجام شده، کاستی‌ها و ضعف‌های زیر در مطالعات و آزمایشات انجام شده قابل استنباط است.

۱- در اکثر مطالعات و آزمایشات انجام شده نمونه‌های بتن غیرمسلح، محصورشده با دورپیچ FRP مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- اکثر بررسی‌ها معطوف به نمونه‌های استوانه‌ای بوده است و ضعف مطالعات و آزمایشات بر روی نمونه‌های غیردایروی و چهارگوش مشهود است.

۳- مطالعات پارامتری نسبتاً جامعی بر روی محصورشدگی ستون بتنی تحت بار محوری خالص انجام شده است و با بهره‌گیری از این مطالعات، ارائه یک مدل اجزای محدود که بتوان با استفاده از آن تأثیر بار محوری همراه با خروج از مرکزی بر محصورشدگی بتن را بررسی نمود، لازم می‌باشد.

فصل چهارم

نحوه مدل سازی اعضای بتن آرمه در

نرم افزار ANSYS

(محصور نشده و محصور شده)

روش اجزای محدود، روشی عددی است که می‌توان آن را برای حل مسائل متعدد و متنوع مهندسی در حالات مختلف پایدار، خطی یا غیرخطی مانند تحلیل تنش، انتقال حرارت و جریان سیال به کار برد. این روش که ریشه‌های آن به سال‌های اولیه ۱۹۰۰ میلادی بر می‌گردد، عملاً در دهه ۶۰ میلادی به صورت نظام یافته و مدون، وارد مباحث مهندسی به خصوص مهندسی مکانیک و عمران شد و در دهه پایانی هزاره دوم به طور شگفت‌آوری در مراکز علمی و صنعتی جهان رسوخ نمود. به طور کلی برای حل مسائل فیزیکی سه روش موجود است [۴۵]:

۱- روش تحلیلی دقیق (Exact Solution)

۲- روش عددی (Numerical Solution)

۳- روش تجربی (Experimental Method)

روش حل عددی که اجزای محدود زیر مجموعه آن می‌باشد، جزء یکی از پرکاربردترین روش‌های مورد استفاده در حل مسائل مهندسی است. در روش اجزای محدود غالباً مسائل فیزیکی به کمک معادلات دیفرانسیل یا کمینه نمودن انرژی پتانسیل حاکم بر سیستم حل می‌شوند. بدون شک روش اجزای محدود، انقلابی در صنعت جهان و نحوه نگرش به تحلیل و طراحی به وجود آورد. حل مسائلی که توسط روش معمول تحلیلی غیرممکن می‌نمود، قابلیت مدل‌سازی فرآیندهای واقعی صنعتی با کم‌ترین ساده‌سازی‌ها، توانمندی روش در ارائه نتایج قابل اطمینان، کاهش هزینه‌های سنگین تست‌های عملی در فرآیندهای طراحی، سرعت بالای روش در حل مسائل و بالاخره افزایش قابلیت اطمینان و ایمنی در طراحی باعث گردید تا این روش به عنوان جزء جدانشدنی پیشرفت صنعتی درآید. نرم‌افزارهای تجاری اجزای محدود با هدف پاسخ به نیازمندی‌های علمی و صنعتی، طراحی و به بازار ارائه گردیدند. تعداد و تنوع این نرم‌افزارها امروزه به حدی رسیده که کاربر نمی‌تواند به راحتی یکی را انتخاب کند. گرچه قابلیت‌ها و توانمندی‌های این نرم‌افزارها متفاوت است،

اما در بسیاری از تحلیل‌ها مشابه و یکسان می‌باشند که می‌توان به نرم‌افزارهایی همچون ANSYS، MARC، ABAQUS، ADINA، DIANA، COSMOS، NASTRAN و ASKA ... اشاره کرد.

اولین نسخه نرم‌افزار ANSYS در سال ۱۹۷۱ توسط محققین دانشگاهی شرکت Swanson پایه‌گذاری شد که اکنون با بیش از یک میلیون خط کد رایانه‌ای، جزء برترین نرم‌افزارهایی است که قادر به انجام تحلیل‌های غیرخطی و مکانیک شکست می‌باشد. ویرایش‌های گوناگونی از این نرم‌افزار موجود است که در این پایان‌نامه از ویرایش‌های ۱۱ و ۱۲ آن استفاده شده است. کار کردن با نرم‌افزار همیشه با فراگیری آن آغاز می‌شود. این عمل شاید ساده‌ترین بخش هر مدل‌سازی به حساب آید؛ آنچه بیش از همه اهمیت دارد، رسیدن به جواب‌های درست و قابل اطمینان در نتایج به دست آمده است. لذا در این فصل پس از آشنایی با مفهوم تحلیل غیرخطی و بیان اهمیت و لزوم کالیبراسیون، نحوه مدل‌سازی اعضای بتن‌آرمه، آموزش داده شده و با ارائه مدل‌سازی ستون بتن مسلح محصورشده و نشده آزمایشگاهی، نکات حائز اهمیت در مدل‌سازی بیان می‌گردد. در ادامه با بررسی نتایج آن، نحوه حصول اطمینان به نتایج یک تحلیل غیرخطی به روش اجزای محدود، توضیح داده می‌شود.

۴-۲- مروری بر مفهوم تحلیل غیرخطی

به طور کلی غیرخطی شدن یک مسئله می‌تواند در دو شکل ظاهر شود [۴۶]:

الف - غیرخطی هندسی: این نوع غیرخطی بودن در برگیرنده تغییرات هندسه سازه بوده که

در این نوع مسائل ماتریس سختی سازه $[K]$ تابعی از بردار تغییرمکان‌ها $[U]$ و مشتقات آن است.

ب - غیرخطی بودن ماده: این نوع مسائل ممکن است در اثر وجود یک رابطه غیرخطی بین

تنش و کرنش مواد به وجود آید. در این مواد تنش تابعی غیرخطی از کرنش است. از مصادیق این نوع

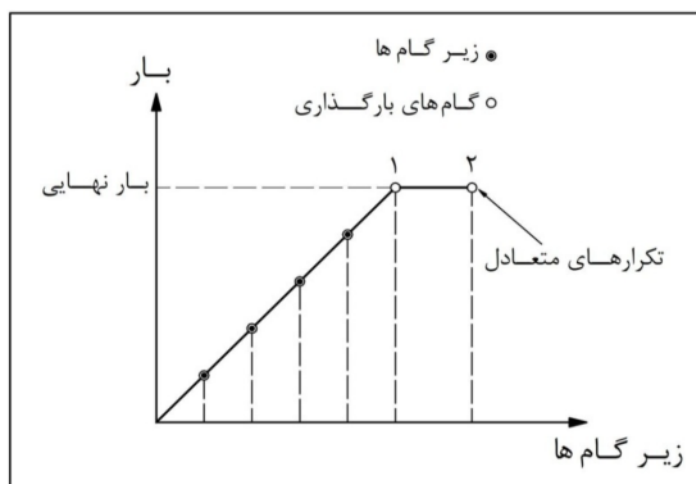
مواد بتن است. در سازه‌های بتن‌آرمه هر دو ماده بتن و فولاد رفتار کاملاً غیرخطی دارند. در نرم‌افزار

ANSYS انواع مختلفی از مواد غیرخطی قابل تعریف هستند. در بین این مواد، بتن به عنوان یک ماده

غیرخطی، شناخته شده و می‌توان ماده‌ای را به نام بتن در فهرست مواد غیرخطی آن معرفی کرد.

در حلّ یک مسأله غیرخطی عوامل بسیار مهمی دخالت دارند به طوری که عدم دقت در وارد کردن و معرفی آنها باعث می شود که نتایج کاملاً غلطی ارائه شود. از جمله این عوامل می توان به بارگذاری اشاره کرد؛ به طوری که تغییر در نحوه اعمال بار منجر به تغییر در روند حل و نتایج خواهد شد. در یک تحلیل غیرخطی می بایست بار به صورت تدریجی به سازه اعمال گردد. این کار در نرم افزار ANSYS طی دو روند کاملاً متمایز صورت می پذیرد. اول آن که بار در مراحل مختلف تحت عنوان گام بارگذاری به سازه اعمال شود.

در هر گام بارگذاری، زمان، یک پارامتر نمادین برای نشان دادن زمان انتهای بارگذاری است. روند دومی که در اعمال بار طی می کنیم، قطعه قطعه کردن هر گام بارگذاری است؛ که به هر یک از این قطعه های اعمال بار، زیرگام می گوئیم. به مجموعه این بارگذاری های قطعه قطعه و متوالی تاریخچه بارگذاری گفته می شود. مفهوم گام بارگذاری و زیرگام در شکل ۴-۱ نشان داده شده است. در هر گام بارگذاری تعداد زیرگام می تواند بر حسب ضرورت زیاد یا کم گردد. این بدان معنا است که در مراحل اولیه بارگذاری می توان هر گام را با تعداد کمتری زیر گام حل کرد ولی، در بارهایی نزدیک به بار شکست، هم گام ها و هم چنین زیرگام های آنها را می بایست ریزتر در نظر گرفت. باید به این نکته توجه کرد که میزان یا نحوه اعمال برخی از پارامترها برای هر مسئله متفاوت است.



شکل ۴-۱ - مفهوم گام بارگذاری و زیرگام در تحلیل غیرخطی

در حل یک مدل غیرخطی بتن آرمه واضح است این پارامترها باید متناسب با همان حل تنظیم گردند. لذا در بخش‌های بعدی که منحصراً به مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار ANSYS پرداخته می‌شود، در مورد پارامترهای مهم در حل غیرخطی یک مدل بتن آرمه به تفصیل پرداخته خواهد شد.

۳-۴- جایگاه و اهمیت کالیبراسیون نمونه‌ها

زمانی که نمونه‌هایی را در آزمایشگاه می‌سازیم و آن‌ها را مورد آزمایش قرار می‌دهیم، دسته‌ای از نتایج در اختیار قرار می‌گیرد. گرچه ممکن است بعضی از آن نتایج همراه با خطا باشد؛ لیکن کلیت این نتایج به عنوان مبنایی برای استخراج‌های بعدی مورد توجه و استفاده قرار می‌گیرد. در مقابل، در یک تحلیل کامپیوتری اولین سؤال اساسی در مواجهه با هر نتیجه‌ای آن است که چگونه و تا چه حد به صحت این نتیجه اطمینان داریم. در هر تحقیق برای آن که بتوانیم نتایج تحلیل‌های رایانه‌ای خود را مبنایی برای نتیجه‌گیری‌ها و مقایسه‌های بعدی قرار دهیم، لازم است ابتدا توانمندی خود را برای مدل‌سازی به اثبات برسانیم. بهترین روند برای نیل به این هدف آن است که نمونه‌هایی از تحقیقات آزمایشگاهی (یا احیاناً تحلیلی) انجام شده توسط سایر محققین را انتخاب کنیم و با روش یا نرم‌افزار مورد استفاده خود سعی در به دست آوردن نتایج تقریباً مشابه داشته باشیم [۴۶].

در تحقیق حاضر این امر کلی و مهم با دو پیچیدگی همراه شده است؛ اول آن که ماهیت مدل‌سازی ماده‌ای مانند بتن (بتن آرمه) با وجود ترک‌خوردگی و ساختار حاکم بر شکست بتن از یک روند غیرخطی تبعیت می‌کند که امری پیچیده و حساس است. دوم آن که به نظر می‌رسد رفتار چندگانه بتن، فولاد و کامپوزیت را در کنار یکدیگر، به سختی و با رعایت نکات بسیار دقیقی می‌توان مدل‌سازی کرد. بنابراین وجود سرفصلی به منظور کالیبراسیون مدل‌ها، در بین کارهای انجام شده در این تحقیق امری اجتناب ناپذیر است.

۴-۴- نکات قابل توجه در مدل سازی اجزای محدود یک عضو بتن آرمه

به منظور مدل نمودن عضو بتن آرمه، لازم است که رفتار این ماده، همچنین هندسه مدل در نرم افزار مورد نظر، شبیه سازی گردیده و مدل شود. در این مدل سازی موارد زیر باید رعایت گردد:

۱- ترک خوردگی و اثرات آن بر رفتار بتن تحت تنش کششی در نظر گرفته شود و در مواردی که بر بتن فشار محصورشدگی نیز اعمال گردیده، اثرات آن مدل گردد.

۲- با توجه به مشکلاتی که با در نظر گرفتن قابلیت خردشدگی بتن، در روند هم گرایی حل به وجود می آید، در این تحقیق از این قابلیت صرف نظر شده است [۴۷].

۳- با انتخاب المان و ماده ای با رفتار مناسب، افزایش مقاومت فشاری و کرنش بتن هنگامی که فشار محدود کننده جانبی قابل ملاحظه ای در اطراف نمونه وارد می شود، مدل گردد.

۴- از المان هایی مناسب برای در نظر گرفتن رفتار مصالح به کار رفته در ساخت نمونه، هم چون بتن، کامپوزیت FRP و آرماتورهای موجود، استفاده شود. به عنوان مثال، باید به دنبال راه کاری باشیم که از تحمل نیرو توسط FRP، به هنگام فشار جلوگیری شود.

۵- مقاومت برشی حاصل از درگیری بین سنگ دانه های موجود در مقطع ترک خورده در نظر گرفته شود.

۶- در هر نوع مدل سازی از جمله مدل سازی اعضای بتن مسلح، باید با توجه به رفتار مورد انتظار از مدل، مدل های رفتاری و المان های کارا را پس از مطالعه دقیق راهنمای نرم افزار ANSYS انتخاب نمود.

مجموعه فوق از نکات لازم و ضروری برای مدل نمودن رفتار هر سازه ای که متشکل از اعضای بتن آرمه است، می باشد. اهمیت هر یک از موارد ذکر شده، در مدل سازی انواع اعضای بتن مسلح متفاوت است؛ به عنوان مثال اهمیت بند ۲ در مدل سازی محصورشدگی ستون به مراتب بیش تر از بند ۵ می باشد؛ همچنین در مدل سازی تیر بتن مسلح، بند ۵ از اهمیت ویژه ای برخوردار است.

۴-۵- معرفی گزینه‌های المان‌ها، مدل‌های رفتاری و ثابت‌های حقیقی

اولین گام در مدل‌سازی اجزای محدود هر سازه‌ای، شناسایی مشخصات آن اعم از، رفتار مصالح به کار رفته در سازه، ابعاد، شرایط تکیه‌گاهی و ... می‌باشد.

مدل‌سازی قابلیت‌ها، رفتار و خواص مصالح، توسط سه گزینه زیر صورت می‌گیرد.

۱- المان (ELEMENT): در نرم‌افزار ANSYS، المان‌ها به منظور شبیه‌سازی قابلیت‌هایی

نظیر خزش، تغییرشکل‌های بزرگ، تغییرشکل‌های پلاستیک، ترک‌خوردگی و خردشدگی و ... به کار می‌روند. به عنوان مثال با توجه به خواست ما در شبیه‌سازی ترک‌خوردگی و خردشدگی بتن، می‌بایست ما از المانی که دارای این قابلیت‌ها است استفاده کنیم. بنابر ویژگی‌های مورد نیاز در رفتار واقعی عضو، قابلیت‌های المان‌ها، قابل تنظیم در گزینه OPTION مربوط به آن المان هستند و به عنوان KEYOPT(n) شناخته می‌شوند، که n یک شماره مشخص می‌باشد. المان‌ها به دو گروه اصلی دو بعدی و سه بعدی تقسیم‌بندی می‌شوند.

۲- مصالح (MATERIAL): به منظور تعیین و اعمال رفتار مکانیکی مناسب و در برخی

موارد، تنظیم برخی پارامترهای قابلیت‌های المان‌ها، به کار می‌روند.

به عنوان مثال مدول الاستیسیته، مدول برشی، ضریب پواسون، منحنی تنش-کرنش مصالح و مقاومت‌های کششی و فشاری بتن مربوط به تنظیمات این گزینه هستند.

۳- ثابت حقیقی (REAL CONSTANT): ثابت‌های اعضای سازه‌ای در این قسمت

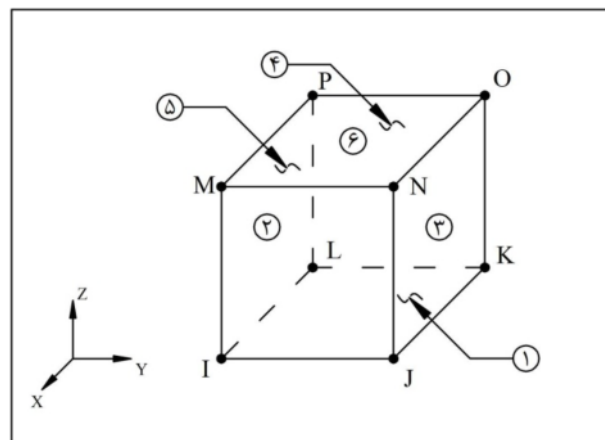
مشخص می‌شوند. به عنوان مثال سطح مقطع آرماتورها، زوایای دورپیچ FRP، کرنش اولیه عضو و ... مربوط به تنظیمات این گزینه هستند.

سه گزینه مذکور، در مدل‌سازی هر سازه‌ای از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است؛ به گونه‌ای که ممکن است با کوچک‌ترین اشتباه و بی‌دقتی در تعریف پارامترهای مربوط به این گزینه، نتایج حاصل از تحلیل با خطای قابل ملاحظه‌ای همراه باشد.

۴-۶- مدل سازی بتن در نرم افزار ANSYS

۴-۶-۱- المان SOLID65

المان مورد استفاده در مدل کردن قابلیت های بتن، المان SOLID65 است. با توجه به شکل ۴-۲ المان مذکور، المانی هشت گره ای بوده که هر گره آن، دارای سه درجه آزادی جابجایی در جهات X، Y و Z می باشد. این المان دارای قابلیت های ویژه جهت مدل سازی بتن، بتن آرمه، سنگ و کامپوزیت های تقویت شده هم چون فایبرگلاس می باشد. این المان شبیه به المان SOLID45 که المانی برای مدل سازی اجسام جامد سازه ای سه بعدی با توانایی مدل سازی تغییر شکل های پلاستیک و خزش است، می باشد و علاوه بر آن قابلیت مدل سازی ترک خوردگی و خردشدگی مصالح را نیز دارا می باشد. به طور کلی در المان SOLID65 مجاز به تعریف چهار ماده (مصالح) هستیم [۴۸].



شکل ۴-۲- المان SOLID65 به همراه دستگاه مختصات محلی [۴۸]

برای المان SOLID65 چهار خصوصیت کلی در نظر گرفته شده عبارتند از:

- KEYOPT(1)، که قابلیت ایجاد تغییر شکل های اضافی را به المان می دهد؛ و KEYOPT(5) و
- KEYOPT(6)، به منظور تعیین گزینه های خروجی قابل چاپ برای المان به کار می رود. همچنین
- مهم ترین قابلیت این المان KEYOPT(7) می باشد. در این المان در صورت استفاده از قابلیت ترک خوردگی، چنانچه حل به یک حالت ترک خورده همگرا گردد، در جهت عمود بر صفحه

ترک‌خوردگی، سختی المان صفر می‌گردد. چنان‌چه $KEYOPT(7)=1$ در نظر گرفته شود، در زمانی که ترک‌خوردگی قریب الوقوع باشد، با استفاده از ضریب کاهش مقاومت بتن، همگرایی محاسبات تسریع می‌گردد [۴۷].

۴-۶-۲- مصالح (مدل رفتاری) مورد استفاده در شبیه‌سازی بتن

در این تحقیق، به منظور شبیه‌سازی رفتار بتن محصورنشده از ۳ مصالح یا مدل رفتاری استفاده شده است.

۱- ایزوتروپیک خطی (Linear Isotropic): این مدل رفتاری دارای دو پارامتر

مدول الاستیسیته و ضریب پواسون است که برای شبیه‌سازی رفتار بتن در ابتدای بارگذاری به کار می‌رود. در این مدل رفتاری می‌باید، مدول الاستیسیته مماسی اولیه و ضریب پواسون بتن وارد شود.

۲- ایزوتروپیک چندخطی (Multilinear Isotropic Hardening plasticity): این مدل

(MISO) با تعیین منحنی تنش-کرنش بتن، به منظور شبیه‌سازی رفتار بتن در طول بارگذاری به کار می‌رود. از نکات حائز اهمیت این مدل عدم سازگاری آن (البته فقط در ویرایش ۱۲ نرم‌افزار) با مدل کردن نرم‌شدگی مصالح است. در مواردی که مدل کردن نرم‌شدگی حائز اهمیت است می‌توان، از مدل کینماتیک چندخطی (MKIN) به جای ایزوتروپیک چندخطی استفاده کرد.

در این مدل رفتاری می‌بایست، منحنی تنش-کرنش بتن وارد شود. با توجه به دقت مورد نظر می‌توان تعداد نقاط ورودی را کم و یا زیاد کرد. منحنی تنش-کرنش بتن را می‌توان از آزمایشات انجام شده و یا مدل‌های ریاضی پیشنهادی مانند، روابط هاگنستاد و تودسچینی [۳] به دست آورد.

۳- بتن (Concrete): این مدل رفتاری به منظور تعیین مشخصات و پارامترهای مربوط به

قابلیت‌های ترک‌خوردگی و خردشدگی بتن به کار می‌رود. در ادامه به بررسی دقیق این مدل رفتاری می‌پردازیم.

نکته بسیار مهمی که در مدل‌سازی اجزای محدود بتن‌آرمه یا هر نرم‌افزار یا برنامه رایانه‌ای باید

به آن پرداخت، نحوه وارد شدن مسئله ترک خوردگی المان‌ها در روند حل است. همچنین غیرهمگن و غیرایزوتروپیک بودن بتن به پیچیدگی حل می‌افزاید. بسیاری از تحلیل‌های اولیه اجزای محدود اعضای بتن‌آرمه، ترک خوردگی را با استفاده از مدل‌های از پیش تعریف شده برای ترک خوردگی در محاسبات وارد می‌ساختند. با چنین نگرشی در هر مرحله از بارگذاری هندسه المان‌ها تغییر می‌یافت؛ لذا، این دسته از تحلیل‌ها وقت‌گیر و محدود بودند [۴۷]. مدل دیگری که در تحلیل‌های اجزای محدود به کار می‌رود مدلی است که هاله‌ای از ترک خوردگی را در نظر می‌گیرد. این مدل، بتن ترک خورده را به صورت یک ماده اورتوتروپیک در نظر می‌گیرد. به این معنا که پس از ترک خوردن المان، مدول الاستیسیته را در راستای عمود بر ترک ایجاد شده در آن المان صفر منظور می‌کند. هر دو روش دارای قدمتی حدود ۳۵ سال بوده [۴۷] که روش دوم روش مورد استفاده در ANSYS است. در نرم‌افزار ANSYS با استفاده از مدل رفتار مادی با عنوان CONCR، شکستِ مودِ ترد پیش‌بینی می‌گردد. هر دو نوع شکست ترک خوردگی و خردشدگی در این مدل در نظر گرفته شده است. این مدل تنها در المان بتن‌آرمه SOLID65 قابل کاربرد می‌باشد و معیار شکست بتن به علت تنش‌های سه بعدی با استفاده از معیار شکست ویلیام-وارنک کنترل می‌گردد.

در این مدل رفتاری، نه پارامتر C1 تا C9 وجود دارد که در جدول داده‌های نرم‌افزار آورده شده است که پارامترهای C3 تا C8 مربوط به معیار شکست ویلیام-وارنک است. از میان این ۹ پارامتر، چهار پارامتر اول و پارامتر نهم به عنوان مقادیر ورودی به نرم‌افزار داده می‌شود و برای چهار پارامتر C5 تا C8 در معیار شکست ویلیام-وارنک، به صورت پیش‌فرض مقادیری برای آن در نظر گرفته شده است، که در صورت برقرار بودن رابطه (۴ - ۱)، این مقادیر معتبر می‌باشد. در این رابطه، $\sigma_{\parallel}$ تنش هیدرواستاتیک بوده و مطابق با رابطه (۴ - ۲) می‌باشد. f'_c مقاومت فشاری تک‌محوری بتن می‌باشد. همچنین σ_{xp} ، σ_{yp} و σ_{zp} به ترتیب تنش‌های اصلی در جهات X، Y و Z می‌باشند.

یادآوری می‌شود که برای چهار پارامتر C5 تا C8، یا باید مقادیر در نظر گرفته شده در معیار

شکست ویلیام-وارنک را پذیرفت و یا هر چهار پارامتر را در نرم افزار وارد نمود.

$$|\sigma_h| \leq \sqrt{3} f_c' \quad (۴ - ۱)$$

$$\sigma_h = \frac{1}{3}(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}) \quad (۴ - ۲)$$

پارامترهایی که باید توسط کاربر در جدول داده‌های مربوط به مدل مادی CONCR به نرم افزار داده شود عبارتند از:

۱- پارامتر اول (C1): ضریب انتقال برش در ترک باز یا β_t ؛ که مقدار آن بین صفر و یک متغیر است. از سوی محققین، مقادیر متفاوتی در بازه ۰/۵ تا ۰/۳ برای β_t پیشنهاد شده [۴۷] که با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته مقادیر پایین β_t منجر به قطع تحلیل می‌شود؛ لذا مقادیری در بازه ۰/۲۵ تا ۰/۳۵ برای β_t مناسب به نظر می‌رسد. در این تحقیق مقدار β_t برابر با ۰/۳ در نظر گرفته شده است.

۲- پارامتر دوم (C2): ضریب انتقال برش در ترک بسته یا β_c ؛ که مقدار آن بین صفر و یک متغیر است. برای β_c تحقیقات انجام شده عدد ۱ را توصیه می‌کنند که با در نظرگیری توصیه نرم افزار ANSYS مبنی بر کوچک تر بودن مقدار β_c از ۱، مقدار آن برابر با ۰/۹۹ در نظر گرفته شده است.

۳- پارامتر سوم (C3): مقاومت کششی محوری بتن یا f_r .

۴- پارامتر چهارم (C4): مقاومت فشاری تک محوری بتن یا همان f_c' .

۵- پارامتر نهم تحت عنوان (C9): ضریب وادادگی مقاومت کششی یا T_c که مقدار پیش فرض آن ۰/۶ می‌باشد. چنانچه هر یک از پارامترهای سوم یا چهارم برابر با ۱- در نظر گرفته شود، به ترتیب از قابلیت ترک خوردگی و یا خردشدگی بتن در المان بتن آرمه صرف نظر می‌گردد [۴۷].

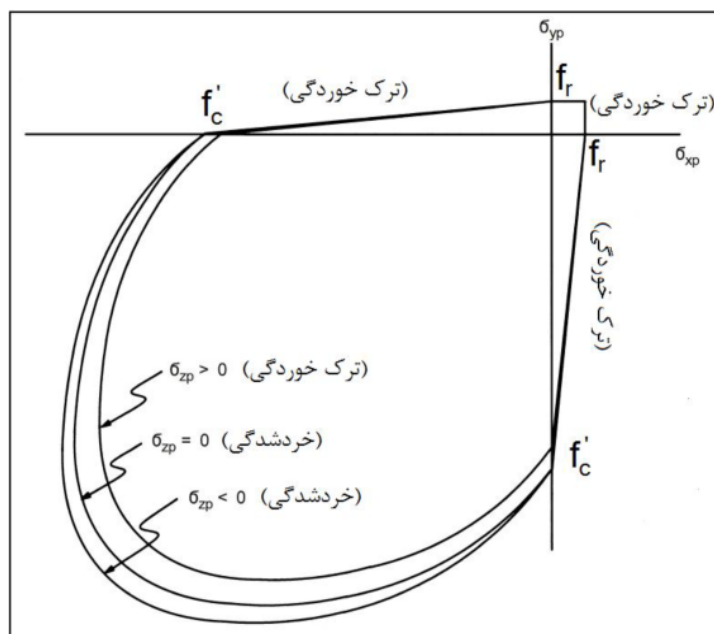
دو پارامتر مقاومت (پارامترهای سوم و چهارم) یعنی، مقاومت‌های فشاری و کششی محوری نهایی برای تعیین سطح شکست بتن بر اساس معیار ویلیام-وارنک (معیار شکست مورد استفاده در رفتار مادی CONCR) لازم می‌باشد و معیار شکست بتن بر اساس رابطه (۴ - ۳) تعیین می‌گردد. در

این رابطه، F تابعی از تنش‌های اصلی ایجاد شده در المان SOLID65 می‌باشد. همچنین F_c مقاومت خردشدگی بتن و S سطح شکست بتن می‌باشد که این سطح شکست بر اساس تنش‌های اصلی و پنج پارامتر ورودی C3 تا C7 مربوط به مدل رفتاری CONCR تعیین می‌گردد.

$$\frac{F}{F_c} - S \geq 0 \quad (۳ - ۴)$$

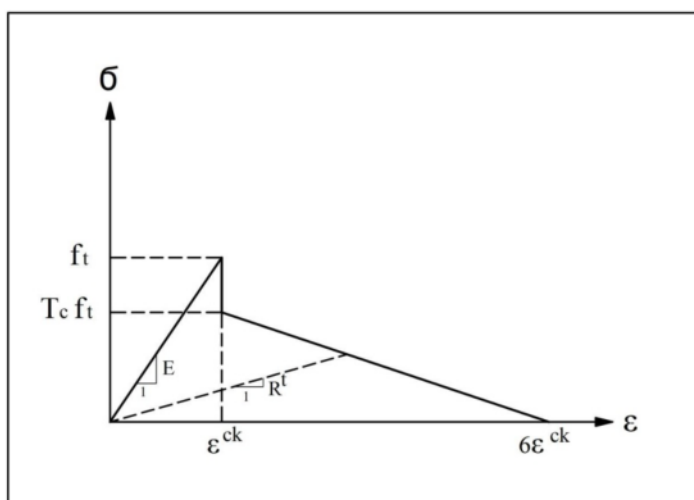
اگر در المانی این رابطه ارضاء نگردد، در این المان خردشدگی و یا ترک‌خوردگی ایجاد نمی‌شود؛ و در صورت برقراری این رابطه، چنان‌چه یکی از تنش‌های اصلی کششی باشد، المان شکسته می‌شود و اگر همه تنش‌های اصلی فشاری باشند، المان خرد می‌شود. این پدیده در شکل ۳-۴ با تعبیر دیگری بیان شده است. این شکل یک سطح شکست سه بعدی برای بتن را نشان می‌دهد و تنش‌های قابل ملاحظه غیر صفر اصلی در جهات X و Y به ترتیب با σ_{xp} و σ_{yp} نشان داده شده است. منحنی‌های مشخص شده در صفحه $\sigma_{xp} - \sigma_{yp}$ معرف سه سطح شکست برای بتن می‌باشند. مدل شکست، تابعی از علامت تنش اصلی در جهت Z ، یعنی σ_{zp} می‌باشد. به عنوان مثال اگر σ_{xp} و σ_{yp} هر دو منفی یعنی فشاری باشند و σ_{zp} اندکی مثبت یعنی کششی باشد، ترک‌خوردگی در جهت عمود به σ_{zp} قابل پیش‌بینی می‌باشد؛ و چنان‌چه σ_{zp} صفر و یا اندکی منفی گردد، المان آماده خرد شدن می‌باشد. در یک المان بتنی، ترک‌خوردگی زمانی که تنش کششی اصلی در هر جهتی خارج از سطح شکست قرار گیرد، رخ می‌دهد. زمانی که همه تنش‌های اصلی، فشاری و خارج از سطح شکست قرار گیرند، خردشدگی در بتن رخ می‌دهد، و پس از آن مدول الاستیسیته در همه جهات، صفر منظور شده و المان عملاً نابود می‌گردد [۴۷].

مدل رفتاری در نظر گرفته شده برای بتن تحت کشش و پس از ترک‌خوردگی، مطابق با شکل ۴-۴ می‌باشد. به منظور تسریع در همگرایی تحلیل، در صفحه ترک، مقاومت کششی آن المان با استفاده از ضریب وادادگی تنش کششی، برابر با $T_c f_t$ در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۴-۳- سطح سه بعدی شکست بتن در فضای تنش‌های اصلی بر اساس معیار شکست ویلیام-وارنک [۴۷]

مطابق شکل ۴-۴ در راستای عمود بر صفحه ترک، سختی المان ترک‌خورده در این راستا به جای صفر، برابر با R_t در نظر گرفته می‌شود؛ و در صورتی که $KEYOPT(7)=0$ (مربوط به المان SOLID65) باشد، $T_c=0$ در نظر گرفته می‌شود. مهم‌ترین نتیجه صفر نشدن سختی المان در جهت عمود بر ترک بلافاصله پس از ترک خوردن المان، ایجاد مقاومت‌های برشی در المان و ایجاد قابلیت گسترش سطح ترک‌خوردگی در عضو می‌باشد.



شکل ۴-۴- مدل در نظر گرفته شده برای بتن تحت تنش کششی و پس از ترک‌خوردگی [۴۷]

۷-۴- مدل سازی آرماتورهای طولی و عرضی در نرم افزار ANSYS

در نرم افزار ANSYS دو راه کار به منظور مدل سازی آرماتورها وجود دارد [۴۸].

۱- استفاده از قابلیت المان SOLID65.

۲- استفاده از المان LINK8.

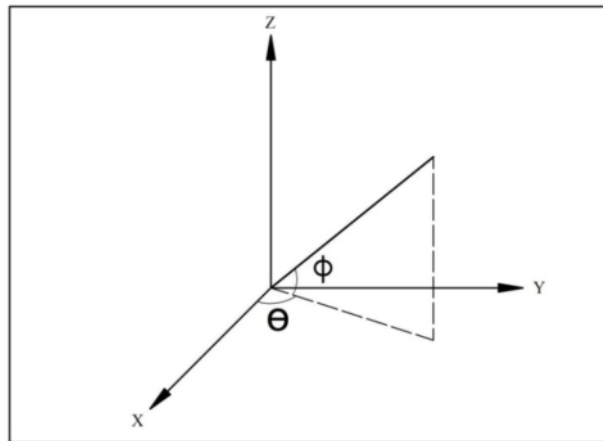
۷-۴-۱- قابلیت مدل سازی آرماتور در المان SOLID65

در المان SOLID65 قابلیت تعریف آرماتور در سه راستای مختلف وجود دارد که از آن به مدل Smeared یاد می شود. در این المان نسبت حجمی آرماتورها به حجم بتن در یک ناحیه مشخص و معین را می توان، به صورت فولاد پخش شده (Smeared) در آن حجم از بتن قرار داد، و با تعیین دو زاویه بر حسب درجه، آرماتورها را در امتداد مناسبی جایگذاری کرد.

برای این منظور در ثابت های حقیقی مربوط به المان SOLID65 مشخصات آرماتور را تعریف می نماییم. این مشخصات شامل شماره مدل مادی (رفتاری) در نظر گرفته شده برای آرماتور با پارامتر MAT، نسبت حجم آرماتور تقسیم بر حجم کل المان که آرماتور در آن قرار می گیرد، با پارامتر VR و مقدار زوایای ϕ و θ با توجه به دستگاه مختصات محلی تعریف شده برای المان مطابق با شکل ۴-۵ می باشد.

مطابق شکل ۴-۵، زاویه ϕ معرف زاویه امتداد آرماتورها با صفحه X-Y مختصات محلی، و زاویه θ معرف مقدار زاویه تصویر امتداد آرماتورها در صفحه X-Y با محور X می باشد. این توده آرماتور، قابلیت تحمل کشش، فشار و تغییر شکل های پلاستیک و خزش را مطابق با ماده و خواص مادی (رفتاری) در نظر گرفته شده برای آن دارد و هیچ برشی را تحمل نمی کند.

دو ایراد کلی به این روش وارد است. اول آن که موقعیت مشخص و دقیقی برای آرماتورها در نظر گرفته نمی شود؛ و دوم آن که بین میلگرد و بتن چسبندگی کامل در نظر گرفته شده و به سختی می توان ارتباط دیگری بین آن دو در نظر گرفت [۴۶].



شکل ۴-۵- جهت‌های المان پخش‌شده (Smeared)، با دستگاه مختصات SOLID65 [۴۸]

جهت برطرف کردن این ایرادها، دو راه حل کلی وجود دارد که منجر به ایجاد دو روش متفاوت برای مدل‌سازی آرماتورهای اعضای بتن‌آرمه می‌شود [۴۶].

۱- حجم‌های مدل خود را در نواحی اطراف آرماتورها ریزتر می‌کنیم. این عمل در واقع سبب می‌شود که در آن نواحی، حجم‌های ریزتری با نسبت زیاد آرماتور داشته باشیم؛ به عبارت ساده‌تر می‌توان گفت که آرماتور را با المان SOLID65 مدل کرده‌ایم و المانی که درصد بالایی از حجم آن در راستای آرماتور از جنس فولاد می‌باشد.

۲- آرماتورها با LINK8 مدل شود.

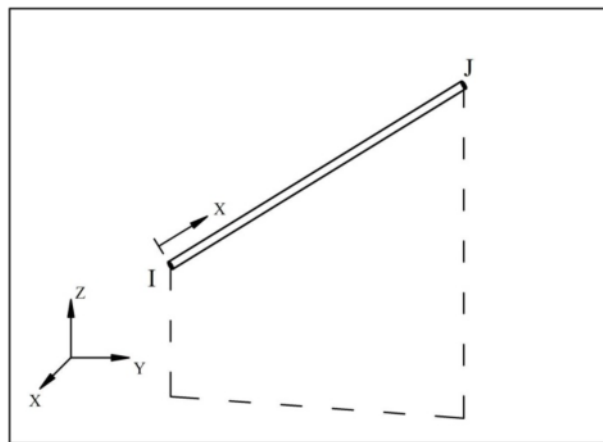
اشکال دیگری که به این شیوه مدل‌سازی آرماتورها وارد می‌شود آن است که مدت زمان فرایند تحلیل را به شدت افزایش می‌دهد و با توجه به محدودیت اکثر کاربران در زمینه دسترسی به رایانه‌های پرسرعت، استفاده از این روش منطقی به نظر نمی‌رسد.

۴-۷-۲- المان LINK8

این المان دارای کاربردهای متنوع در مدل‌سازی‌های مهندسی بوده و بر این اساس می‌تواند به عنوان یک المان خرپا، یک المان کابل، یک المان اتصال و یا یک المان فنر و ... در نظر گرفته شود. این المان سه بعدی دو گره‌ای، یک المان فشار-کشش تک‌محوره با سه درجه آزادی در جهات X ، Y و

Z در هر گره می‌باشد. لازم به ذکر است که رفتار کشش تنها و یا فشار تنها، با المان LINK10 قابل تعریف می‌باشد [۴۸].

در شکل ۴-۶، موقعیت گره‌ها، شکل هندسی و دستگاه مختصات المان مشخص می‌باشد. این المان با دو گره، مساحت مقطع عرضی و یک کرنش اولیه، به همراه مشخصات مادی تعریف می‌گردد. مساحت مقطع عرضی و کرنش اولیه نیز در ثابت‌های حقیقی المان تعریف می‌گردند.



شکل ۴-۶- المان LINK8 به همراه دستگاه مختصات محلی [۴۸]

مزایای استفاده از المان LINK8 به منظور مدل‌سازی آرماتورها به قرار زیر است [۴۶].

- ۱- باعث سهولت در مدل‌سازی می‌شود.
 - ۲- مورد تأکید راهنمای نرم‌افزار.
 - ۳- ارتباط بین گره‌های میلگرد و بتن را می‌توان به هر شکل دلخواه ایجاد کرد.
 - ۴- زمان انجام تحلیل مدل ساخته‌شده به مراتب کمتر از مدل‌های ساخته‌شده با روش حجم‌های ریز (Smeared) است.
 - ۵- آرماتور دقیقاً سر جای خود مدل می‌شود.
- با توجه به مزایای مذکور به منظور مدل‌سازی آرماتورها از این المان استفاده شده است. در این سیستم مدل‌سازی المان‌های خطی آرماتور (LINK8) را به دو صورت می‌توان تعریف نمود.

۱- با رسم خط و سپس شبکه‌بندی، به گونه‌ای که گره‌های ایجاد شده روی این خط (گره‌های آرماتور) درست روی گره‌های ایجاد شده در شبکه‌بندی بتن باشد. آن‌گاه می‌توان درجات آزادی گره‌هایی را که در یک موقعیت قرار دارند با استفاده از معادلات وابسته‌سازی به هم مرتبط کرد.

۲- روش دیگر آن است که ابتدا بتن را با استفاده از المان SOLID65 شبکه‌بندی کنیم. سپس آرماتورهای طولی را در موقعیت مورد نظر بین گره‌های ایجاد شده در بتن و با استفاده از دستور Create Elements رسم کنیم. در این روش دیگر نیازی به معادلات وابسته‌سازی نیست؛ هر چند رسم آرماتور در این روش نیاز به حوصله و دقت بیش‌تر دارد.

۴-۷-۳- مصالح (مدل رفتاری) مورد استفاده در شبیه‌سازی فولاد آرماتورها

در این تحقیق، به منظور مدل‌سازی رفتار فولاد آرماتورها، از ۲ مصالح یا مدل رفتاری استفاده شده است.

۱- ایزوتروپیک خطی (Linear Isotropic): این مدل رفتاری دارای دو پارامتر مدول الاستیسیته و ضریب پواسون می‌باشد. این مدل برای شبیه‌سازی رفتار فولاد در ابتدای بارگذاری به کار می‌رود.

در این مدل رفتاری می‌بایست، مدول الاستیسیته و ضریب پواسون فولاد مصرفی وارد شود.

۲- ایزوتروپیک دوخطی (Bilinear Isotropic Hardening plasticity): این مدل (BISO) با تعیین منحنی تنش-کرنش فولاد، به منظور شبیه‌سازی رفتار فولاد در طول بارگذاری به کار می‌رود.

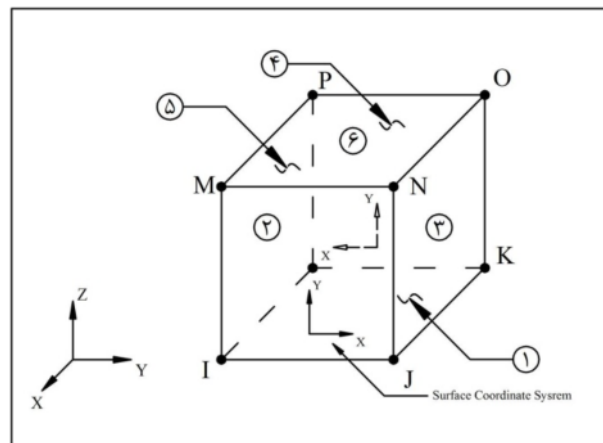
در این مدل رفتاری می‌بایست، تنش تسلیم فولاد و شیب منحنی تنش-کرنش، پس از نقطه تسلیم وارد شود. این مدل رفتاری قادر به پیش‌بینی سخت‌شدگی و نرم‌شدگی فولاد نمی‌باشد.

در مواردی که مدل‌سازی سخت‌شدگی فولاد و یا حتی نرم‌شدگی آن مد نظر باشد می‌بایست از مدل‌های رفتاری MISO به جای ایزوتروپیک دوخطی (BISO) استفاده کرد.

۴-۸- مدل سازی صفحات بارگذاری و تکیه گاه ها در نرم افزار ANSYS

۴-۸-۱- المان SOLID45

یک المان سازه ای ۸ گرهی بوده که برای مدل سازی صفحات فولادی مورد نیاز در نقاط بارگذاری و محل تکیه گاه ها استفاده می شود. با توجه به شکل ۴-۷، این المان دارای ۸ گره با سه درجه آزادی در هر گره (سه درجه آزادی جابجایی (انتقالی) در جهت های X, Y, Z) می باشد و قابلیت شکل پذیری، خزش، برآمدگی، تغییر شکل ها و کرنش های بزرگ را دارد [۴۸].



شکل ۴-۷- المان SOLID45 به همراه دستگاه مختصات محلی [۴۸]

۴-۸-۲- مدل های رفتاری در شبیه سازی صفحات بارگذاری و تکیه گاه ها

در این تحقیق، به منظور شبیه سازی رفتار صفحات بارگذاری، از ۱ مصالح یا مدل رفتاری استفاده شده است.

ایزوتروپیک خطی (Linear Isotropic): این مدل رفتاری دارای دو پارامتر مدول الاستیسیته و ضریب پواسون می باشد. وجود این مدل برای شبیه سازی رفتار این صفحات در ابتدای بارگذاری ضروری است. وجود همین یک مدل رفتاری به منزله یکسان بودن رفتار مصالح در تمام طول تحلیل می باشد.

در وارد کردن این مدل رفتاری برای صفحات بارگذاری، می‌بایست دو نکته مهم زیر مد نظر قرار گیرد.

- ۱- با توجه به صلبیت نسبی صفحات بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها در آزمایشگاه، مدول الاستیسیته آن طوری تعیین شود که منعکس‌کننده صلبیت آن در مقایسه با بتن باشد.
- ۲- به منظور سازگاری مناسب این صفحات با بتن، ضریب پواسون آن‌ها برابر یا نزدیک با ضریب پواسون بتن در نظر گرفته شود.

۴-۹- نحوه مدل‌سازی یک عضو بتن‌آرمه در ANSYS

مدل‌سازی یک عضو یعنی تعیین و تطبیق مشخصات عضو، اعم از رفتار مادی، مشخصات هندسی، شرایط مرزی و نحوه بارگذاری، به گونه‌ای که عکس‌العمل رفتاری و خروجی‌هایی متناسب و نزدیک به نتایج واقعی از آن حاصل شود. اطمینان از نزدیک شدن نتایج خروجی با نتایج آزمایشگاهی که با تعدیل پارامترهای قابل تنظیم در نرم‌افزار همانند ضرایب انتقال برش در ترک‌های باز و بسته صورت می‌گیرد، تعیین صحت عمل کرد یا همان کالیبراسیون نامیده می‌شود. آنچه که نقشی اساسی در این مدل‌سازی دارد، معادل‌سازی رفتار غیرخطی عضو مورد نظر در نرم‌افزار با مدل‌های ریاضی موجود در شرایط تحلیل غیرخطی می‌باشد.

به طور کلی برای مدل‌سازی هر عضوی در نرم‌افزار ANSYS، مراحل زیر باید مد نظر قرار گرفته و به طور مشخص تعریف گردد:

- ۱- ترسیم شکل هندسی عضو با توجه به ابعاد نمونه و در نظرگیری سیستم واحدی یکسان و استفاده از دستگاه مختصات محلی و کلی مناسب با توجه به هندسه عضو. در المان بتن‌آرمه خصوصیات المان، مشتمل بر زوایا و جهت‌های مربوط به قرارگیری آرماتورها و جهت‌های ترک‌خوردگی در المان بر اساس دستگاه مختصات محلی تعریف شده، برای آن المان سنجیده می‌شود.

در نرم‌افزار ANSYS برای تعیین دستگاه مختصات محلی، از دستگاه مختصات کلی (اصلی) که دارای مبدا ثابتی بوده و همه چیز در یک مدل‌سازی نسبت به آن سنجیده می‌شود، استفاده می‌گردد. به طور کلی این نرم‌افزار شامل سه نوع دستگاه مختصات کلی دکارتی، استوانه‌ای و کروی می‌باشد.

۲- در نظرگیری المان‌های متناسب با رفتار عضو سازه‌ای مورد نظر و تنظیم مشخصات اصلی، در گزینه OPTION مربوط به آن المان.

۳- بیان خصوصیات و رفتار مکانیکی مواد و مصالح استفاده شده در عضو در گزینه MATERIAL PROPERTISE، که این قسمت متشکل از دو بخش می‌باشد.

الف - تعریف خصوصیات خطی المان‌ها که بر دو نوع مواد همسان‌گرد^۱ و غیرهمسان‌گرد^۲ می‌باشد. در این بخش سختی و ضرایب پواسون اولیه مواد مورد استفاده با در نظرگیری شماره‌ای منحصر به فرد برای هر ماده تعریف می‌شود. چنانچه رفتار یک ماده در تمام جهات یکسان باشد، آن ماده همسان‌گرد و چنانچه در هر جهتی دارای رفتار مادی متفاوتی باشد آن ماده غیرهمسان‌گرد نامیده می‌شود. باید دقت نمود که لغت همسان‌گرد با لغت همگن که به معنی یکسان بودن خصوصیات مادی در تمام نقاط یک ماده می‌باشد، اشتباه نشود.

ب - با در نظرگیری شماره‌ای که خصوصیات خطی آن ماده در قسمت قبل، تعیین شده است، خصوصیات رفتار غیرخطی مادی در قسمت ELEMENT TABLE تعیین می‌گردد.

۴- با توجه به نوع المان و رفتار مادی تعریف شده قبلی، خصوصیات ویژه، برای المان‌های گوناگون، قابل تعریف می‌باشد؛ که تحت عنوان ثابت‌های حقیقی در قسمت REAL CONSTANTS مربوط به آن المان تعریف می‌گردد.

۵- تخصیص مشخصات تعریف شده قبلی، اعم از نوع المان، خصوصیات ویژه برای هر المان،

۱ - Isotropic

۲ - Non-Isotropic

نوع ماده مورد استفاده و دستگاه مختصات محلی که خصوصیات آن المان با توجه به آن در نظر گرفته شده، برای هر قسمت حجمی، سطحی یا خطی از عضو ترسیم شده. این مرحله با استفاده از قسمت DEFINE ATTRIBUTE انجام می‌گیرد.

۶- المان‌بندی اشکال ترسیم شده.

۷- اعمال بارگذاری مورد نظر بر روی عضو؛ این بارگذاری شامل تخصیص شرایط مرزی، اعم از قیود گیرداری گره‌ها، شرایط تقارن و پادتقارن و یا اعمال نیروهای متمرکز گره‌ای، سطحی و یا حجمی و یا تغییر مکان‌های مربوط به هر گره، می‌باشد.

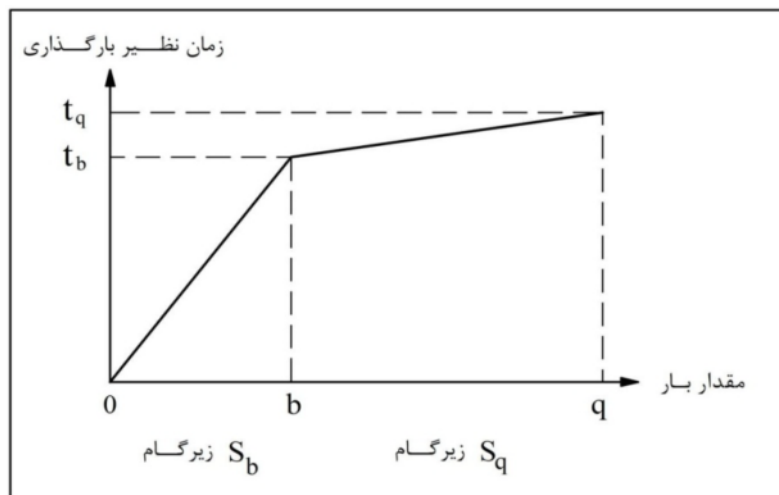
۸- تعیین پارامترهای مربوط به معیار همگرایی تحلیل غیرخطی، که بیش‌تر با استفاده از معیارهای کنترل نیرو، جابجایی، لنگر و دوران، و با توجه به نوع بارگذاری، اعمال می‌گردند. پس از آن حداکثر تعداد تکرار تا دستیابی به معیار همگرایی تعیین شده، مشخص می‌گردد.

۹- به منظور در نظر گرفتن بارگذاری تدریجی یا نموی، تعداد گام‌های اعمال بار برای رسیدن به بار حداکثر اعمال شده بر عضو، تعریف می‌گردد. به طور کلی در تحلیل غیرخطی اجزای محدود یک مدل، قابلیت در نظرگیری روند تدریجی بارگذاری وجود دارد و در هر مرحله، روند محاسبات به صورت محدود (یکی از دلایل این محدودیت، تعیین حداکثر تعداد تکرار در مرحله قبلی می‌باشد) تا آن‌جایی که معیار همگرایی تعریف شده برای نرم‌افزار تأمین گردد، تکرار می‌شود.

برای این منظور در نرم‌افزار ANSYS گزینه‌ای تحت عنوان LOAD STEP به مفهوم گام بارگذاری وجود دارد که با توجه به آن می‌توان مراحل متفاوتی از روند تدریجی بارگذاری و یا باربرداری را بر یک سازه اعمال نمود. از آن‌جا که حل مسائل پلاستیسیته و غیرخطی تابعی از مسیر و تاریخچه بارگذاری می‌باشد، لذا قابلیت تنظیم روند تدریجی بارگذاری به مقدار مورد نیاز با توجه به زیرگام‌های هر مرحله بارگذاری تحت عنوان SUB STEP در نرم‌افزار وجود دارد.

مطابق با شکل ۴-۸ اگر مقدار کل بار مورد نظر برابر با q بوده و نیاز به تعریف دو گام بارگذاری

تا مقادیر b و q با پارامتر نمادین زمان برابر با t_b و t_q به عنوان مراحل پایان بار باشد و تعداد زیرگام‌های هر مرحله از بارگذاری، برابر با S_b و S_q در نظر گرفته شده باشد، به شرط همگرا شدن روند تکراری حل در هر مرحله، ابتدا باری تدریجی از صفر تا b با گام b/S_b به مدل اعمال می‌گردد و سپس در مرحله دوم، بارگذاری با افزایش تدریجی به مقدار $(q-b/S_q)$ تا پایان نماد زمان t_q ، به مقدار بار b قبلی اضافه می‌گردد، تا بار نهایی به q برسد. لازم به توضیح است که زمان به عنوان یک پارامتر قابل شمارش و نمادین بوده و دارای مفهوم واقعی زمان نمی‌باشد [۴۶].

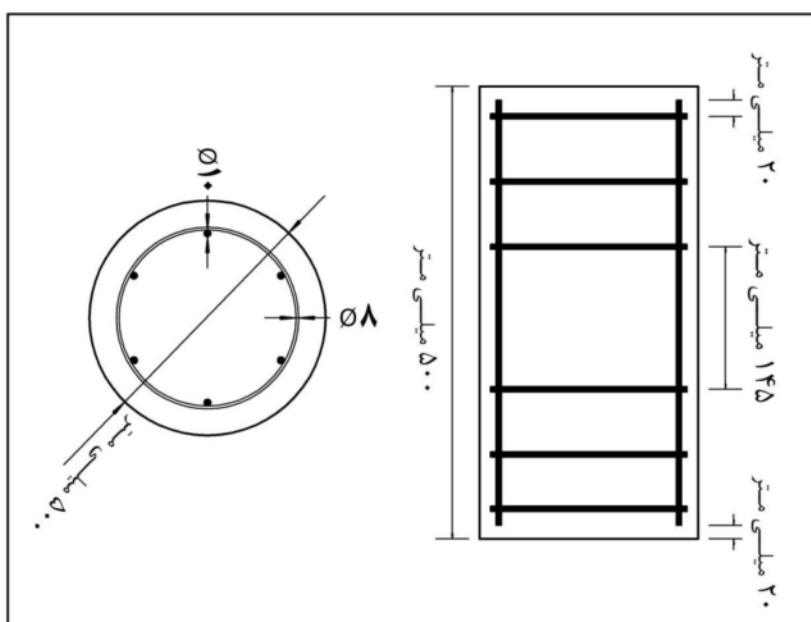


شکل ۴-۸- مراحل اعمال گام‌های بارگذاری

- ۱۰- تخصیص نوع تحلیل مورد نیاز که شامل استاتیکی، دینامیکی، گذرا و ... بوده و تنظیم پارامترهای قابل تعریف برای تحلیل اجزای محدود و اجرای تحلیل.
 - ۱۱- کنترل نتایج خروجی حاصل از تحلیل در پردازشگرهای POST1 و POST26 و کالیبره نمودن نرم‌افزار با توجه به نتایج آزمایشگاهی موجود.
- پس از بیان مختصری از مراحل مدل‌سازی اجزای محدود یک عضو بتن‌آرمه به منظور آشنایی بهتر با این مراحل، مدل‌سازی یک ستون بتن‌آرمه بیان می‌گردد. این ستون بتن مسلح توسط ایلکی و همکاران در سال ۲۰۰۶ تحت آزمایش قرار گرفته است [۴۹].

۴-۱۰- کالبراسیون یک ستون بتن مسلح

در این قسمت می‌خواهیم به مدل‌سازی یک ستون بتن مسلح دایروی با نام NS-C-145-0 اقدام کرده و اعتبار آن را با نتایج آزمایشگاهی [۴۹] بررسی کنیم. مشخصات نمونه آزمایشگاهی در شکل ۴-۹ آورده شده است. ستون مورد نظر در آزمایشگاه تحت بار محوری خالص قرار گرفته و منحنی بار-تغییرمکان و حداکثر باربری محوری آن در اختیار می‌باشد (به موازات مدل‌سازی ستون بتن مسلح، یک ستون بتن غیرمسلح نیز با مشخصات مشابه نمونه NS-C-145-0 مدل شده است).



شکل ۴-۹- جزییات ابعاد و آرماتورهای ستون NS-C-145-0

۴-۱۰-۱- مشخصات مصالح ستون بتن مسلح NS-C-145-0

مقاومت فشاری بتن برابر با ۲۶/۴ مگاپاسکال و ضریب پواسون آن ۰/۲ می‌باشد.

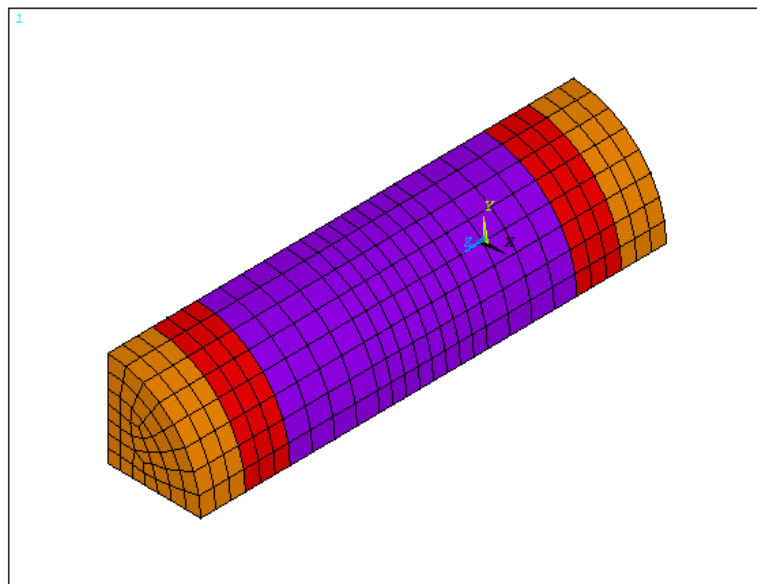
این ستون با ۶ آرماتور طولی $\phi 10$ و آرماتورهای عرضی $\phi 8$ مسلح شده است. تنش تسلیم آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب برابر با ۳۶۷ و ۴۷۶ مگاپاسکال است. هم‌چنین کرنش‌های متناظر با این تنش‌های تسلیم به ترتیب برابر با ۰/۰۰۱۸ و ۰/۰۰۲۴ می‌باشند.

۴-۱۰-۲- نکات کلی مدل سازی اجزای محدود ستون بتن مسلح NS-C-145-0

اولین گام در مدل سازی اجزای محدود انجام ۷ مرحله اول بخش ۴-۹ است. در شکل ۴-۱۰ مدل شبکه بندی شده ستون NS-C-145-0 مشاهده می شود. ذکر سه نکته در رابطه با مدل سازی این ستون حائز اهمیت است.

۱- با توجه به مشکلاتی که قابلیت خردشدگی در همگرایی مسئله ایجاد می کند، از قابلیت خردشدگی بتن، در مدل سازی تمامی اعضای بتن مسلح صرف نظر می شود [۴۷].

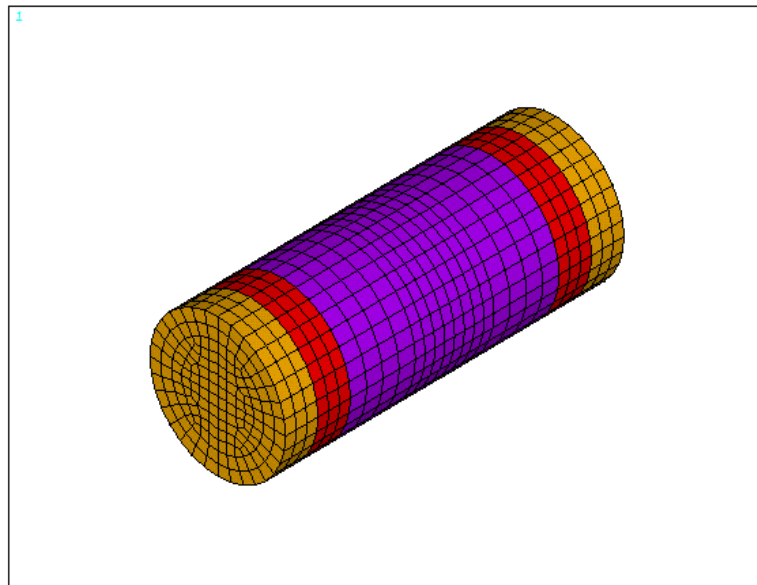
۲- با توجه به تقارن مسئله نسبت به دو صفحه، یک چهارم از ستون NS-C-145-0 مدل سازی شده است. البته با توجه به شکل ۴-۱۱، با استفاده از قابلیت گسترش تقارن نرم افزار ANSYS، قادر به مشاهده کل نمونه هستیم. لازم به ذکر است که استفاده از خاصیت تقارن و مدل سازی یک چهارم مدل، در سرعت انجام تحلیل نقش به سزایی دارد؛ تا حدی که در نمونه مورد بحث، مدل سازی یک چهارم از مدل، مدت زمان انجام تحلیل را به یک ششم مدت زمان انجام تحلیل مدل کامل تقلیل داد.



شکل ۴-۱۰- مدل شبکه بندی شده ستون NS-C-145-0 با در نظرگیری تقارن نسبت به دو صفحه

همان طور که در شکل ۴-۱۰ مشاهده می شود با توجه به تقارن مدل، نسبت به دو صفحه Y-Z

و X-Z یک چهارم ستون مدل سازی شده است. به این منظور قسمت سمت چپ مدل (صفحه Y-Z) در جهت افقی (در جهت محور X) و قسمت پایین مدل (صفحه X-Z) در جهت قائم (در جهت محور Y) مقید شده‌اند.



شکل ۴-۱۱- مدل شبکه بندی شده ستون NS-C-145-0 و استفاده از خاصیت گسترش تقارن

۳- با توجه به آن که در مدل سازی این نمونه از لغزش صفحه بارگذاری و تکیه گاه نسبت به ستون بتنی صرف نظر شده و در همان گام های میانی بارگذاری نمونه، گسترش ترک ها و کمانش آرماتورهای طولی در زیر صفحات بارگذاری مشهود است که این امر سبب واگرایی حل می شود؛ لذا تجربه نگارنده حاکی از آن است که مدل سازی دو صفحه بارگذاری با ماده ای که مدول الاستیسیته آن مابین بتن و فولاد است، علاوه بر مدل سازی صفحه بارگذاری و تکیه گاه صلب در همگرایی مسئله، از اهمیت ویژه ای برخوردار است. البته در ستون های محصور شده با توجه به ممانعت دورپیچ از کمانش آرماتورهای طولی دو انتها و گسترش ترک های غیرمعمول در این نواحی، مدل کردن این صفحات اجباری نیست. در شکل ۴-۱۱، قسمت بنفش رنگ، ستون NS-C-145-0، قسمت های قرمز رنگ، صفحات بارگذاری مذکور و قسمت های نارنجی رنگ، صفحه بارگذاری و تکیه گاه صلب می باشند.

۴-۱۰-۳- داده‌های ورودی اجزای محدود

۴-۱۰-۳-۱- داده‌های ورودی بتن

مشخصات زیر برای مدل‌های رفتاری بتن در نظر گرفته شده است.

۱- ایزوتروپیک خطی (Linear Isotropic):

بر طبق رابطه پیشنهادی ACI318-2008، مدول الاستیسیته بتن معمولی بر طبق رابطه زیر به دست می‌آید (در سیستم واحد N-mm).

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 4700\sqrt{26.4^2} = 24150 \text{ MPa}$$

ضریب پواسون بتن برابر با ۰/۲ در نظر گرفته شده است.

$$\nu_c = 0.2$$

۲- ایزوتروپیک چندخطی (Multilinear Isotropic Hardening plasticity):

تخصیص منحنی تنش-کرنش بتن از مهم‌ترین پارامترهای تعیین کننده نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود است. کاجلاکف و همکاران به منظور مدل‌سازی اجزای محدود تیر بتن مسلح مدل زیر را برای منحنی تنش-کرنش بتن پیشنهاد دادند. معادلات (۴-۴)، (۴-۵) و (۴-۶) برای تعیین منحنی تنش-کرنش تک‌محوری و فشاری بتن که در شکل ۴-۱۲ نشان داده شده است، استفاده شد [۴۷].

$$f = \frac{E_c \times \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_o}\right)^2} \quad (4-4)$$

$$\varepsilon_o = \frac{2 \times f'_c}{E_c} \quad (4-5)$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (4-6)$$

که در این روابط

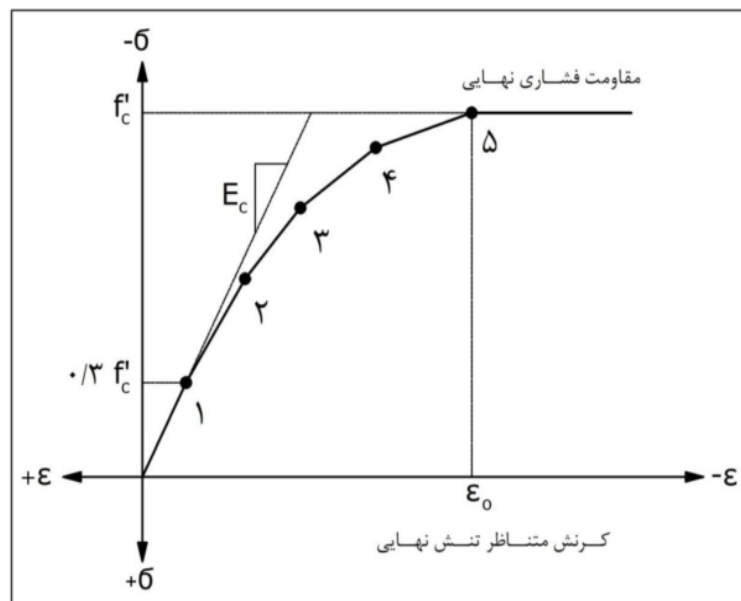
تنش در هر نقطه : f

کرنش در هر نقطه : ε

کرنش در مقاومت فشاری نهایی (f'_c) : ε_o

می‌باشند.

می‌بایست به این نکته توجه شود که مدول الاستیسیته اولیه مماسی در این مدل، با مدول الاستیسیته محاسبه شده در قسمت اول (مربوط به مدل رفتاری ایزوتروپیک خطی) برابر باشد؛ در غیر این صورت با پیغام اخطار در زمان تحلیل مواجه خواهیم شد.



شکل ۴-۱۲- منحنی تنش-کرنش تک‌محوری فشاری بتن [۴۷]

همان‌طور که در شکل ۴-۱۲ مشاهده می‌شود، مقدار تنش در نقطه شماره یک برابر با $0.3 f'_c$

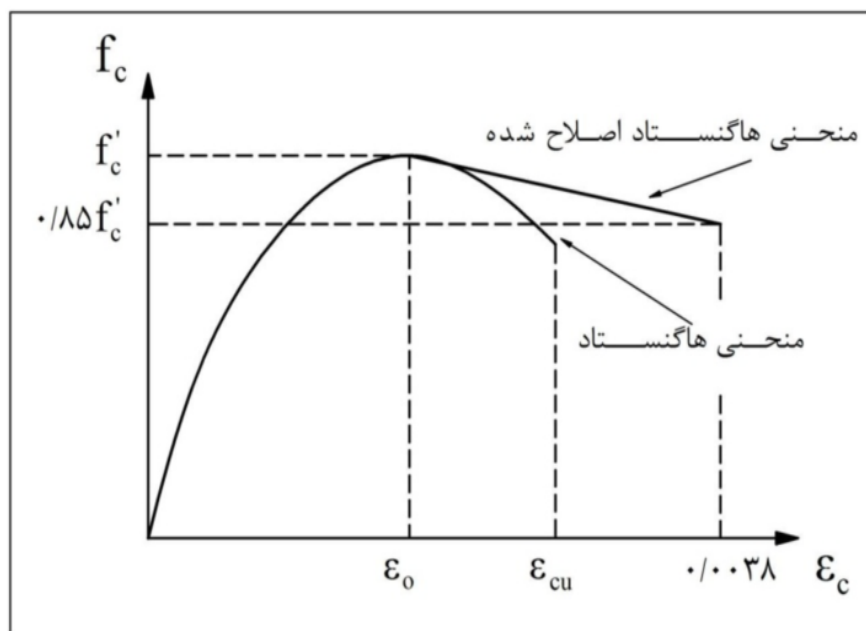
است، با قرار دادن این مقدار در معادله (۴ - ۶) که نشان‌دهنده رابطه تنش-کرنش بتن در ناحیه خطی می‌باشد، کرنش این نقطه را می‌توان محاسبه نمود. از معادله (۴ - ۴) برای به دست آوردن بقیه نقاط استفاده می‌شود. مقدار ε_o بکاررفته در این نقاط نیز از معادله (۴ - ۵) به دست می‌آید [۴۷].

پس از بررسی و مقایسه نتایج مدل سازی، حاصل از کاربرد این مدل و مقایسه آن با نتایج حاصل از کاربرد مدل ریاضی هاگنستاد (اصلاح نشده)، مدل هاگنستاد به عنوان مدل ریاضی به منظور تعیین منحنی تنش-کرنش بتن انتخاب گردید.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad (۴ - ۷)$$

$$\varepsilon_o = 1.8 \frac{f'_c}{E_c} \quad (۴ - ۸)$$

در این روابط f'_c ، مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای است و در این تحقیق فرض شده است که تنش حداکثری در عضو بتنی برابر با مقاومت فشاری است. منحنی هاگنستاد و منحنی اصلاح شده آن در شکل ۴-۱۳ آورده شده است.



شکل ۴-۱۳- منحنی هاگنستاد و منحنی اصلاح شده آن [۳]

۳- بتن (Concrete):

از میان ۹ پارامتر این مدل رفتاری، ۵ پارامتر آن محاسبه شده و بقیه توسط نرم افزار محاسبه می شود (می بایست اعداد مربوط به آن ها برابر با صفر قرار داده شود).

۱- پارامتر C1: ضریب انتقال برش در ترک باز یا β_t ؛ که مقدار آن برابر با ۰/۳ در نظر گرفته شده است.

۲- پارامتر C2: ضریب انتقال برش در ترک بسته یا β_c ؛ که مقدار آن برابر با ۰/۹۹ در نظر گرفته شده است.

۳- پارامتر C3: مقاومت کششی محوری بتن یا f_r .

بر طبق رابطه پیشنهادی ACI318-2008، مقاومت کششی بتن (تنش ترک خوردگی) بر طبق رابطه زیر به دست می آید.

$$f_r = 0.62\sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0.62\sqrt{26.4} = 3.19 \text{ MPa}$$

۴- پارامتر C4: مقاومت فشاری تک محوری بتن یا همان f'_c ؛ که مقدار آن برابر با ۲۶/۴ مگاپاسکال می باشد؛ اما با توجه به بخش ۴-۱۰-۲ بند اول، مقدار ورودی آن در نرم افزار ۱- می باشد.

۵- پارامتر C9: ضریب وادادگی مقاومت کششی یا T_c که مقدار پیش فرض آن ۰/۶ می باشد. مقدار ورودی آن برابر با مقدار پیش فرض نرم افزار، ۰/۶ در نظر گرفته شده است.

مقدار بقیه پارامترهای در این مدل رفتاری صفر وارد می شود؛ تا مقادیر آن ها را نرم افزار محاسبه کند. در جدول ۴-۱ مشخصات ورودی بتن در نرم افزار به طور خلاصه آورده شده است.

جدول ۴-۱- مشخصات ورودی بتن در نرم افزار برای مدل سازی ستون NS-C-145-0

E_c (GPa)	f'_c (MPa)	f_r (MPa)	ν_c	β_t	β_c	T_c
۲۴/۱۵	-۱	۳/۱۹	۰/۲	۰/۳	۰/۹۹	۰/۶

۴-۱۰-۲- داده‌های ورودیِ آرماتورهای طولی و عرضی

مشخصات زیر برای مدل‌های رفتاریِ آرماتورهای طولی و عرضی در نظر گرفته شده است.

۱- ایزوتروپیک خطی (Linear Isotropic):

در جدول ۲-۴ مشخصات ورودیِ این مدل رفتاری برای آرماتورهای طولی و عرضی آورده شده است.

جدول ۲-۴- مدول الاستیسیته و ضریب پواسون آرماتورهای طولی و عرضی ستون NS-C-145-0

مشخصات فولاد	E_s (GPa)	ν_s
آرماتورهای طولی	۲۰۳/۸	۰/۳
آرماتورهای عرضی	۱۹۸/۳	۰/۳

مقادیر مدول الاستیسیته فولادهای طولی و عرضی از تقسیم تنش تسلیم بر کرنش تسلیم، ارائه شده در بخش ۴-۱۰-۱ به دست آمده است.

۲- ایزوتروپیک دوخطی (Bilinear Isotropic Hardening plasticity):

در مشخصات ورودیِ این مدل رفتاری برای آرماتورهای طولی و عرضی آورده شده است.

جدول ۳-۴- تنش تسلیم و مدول مماسی آرماتورهای طولی و عرضی ستون NS-C-145-0

مشخصات فولاد	f_y (MPa)	E_2 (GPa)
آرماتورهای طولی	۳۶۷	۰
آرماتورهای عرضی	۴۷۶	۰

منظور از E_2 ، مدول مماسی بوده که شیب منحنی تنش-کرنش در ناحیه تسلیم (ناحیه بین نقطه تسلیم تا نقطه آغازین سخت‌شدگی فولاد) است.

یادآوری می‌شود که برای آرماتورهای طولی و عرضی می‌بایست، ثابت‌های حقیقی که همان مساحت سطح مقطع هر آرماتور است تعریف شود. مساحت هر آرماتور طولی برابر با ۸۰/۱۲ میلی‌متر مربع و هر آرماتور عرضی برابر با ۵۰/۲۷ میلی‌متر مربع است.

۴-۱۰-۳- داد‌های ورودی صفحه بارگذاری و تکیه‌گاه صلب

ایزوتروپیک خطی (Linear Isotropic):

در جدول ۴-۴ مشخصات ورودی این مدل رفتاری برای صفحه بارگذاری و تکیه‌گاه صلب مشخص شده است.

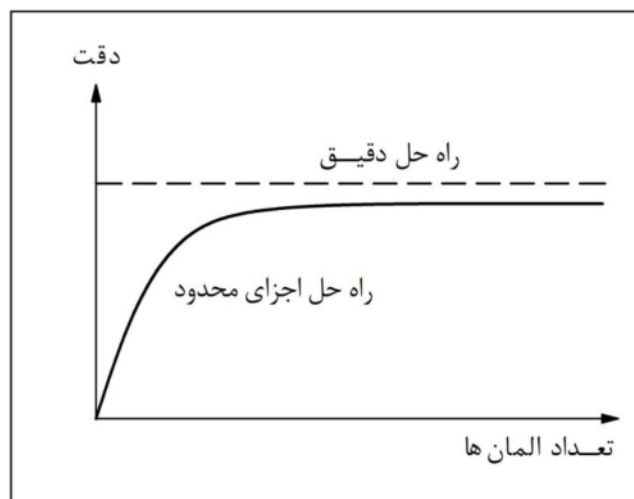
جدول ۴-۴- مدول الاستیسیته و ضریب پواسون صفحات بارگذاری صلب ستون NS-C-145-0

E_s (GPa)	ν_s
۲۰۰	۰/۲

همان‌طور که ملاحظه می‌شود مدول الاستیسیته این قطعات به منظور عمل‌کرد صلب آن‌ها بالا در نظر گرفته شده است (حدود ۱۰ برابر بتن و برابر با فولاد).
توجه به این نکته حائز اهمیت است که تفاوت‌های بسیار زیاد در مقادیر مدول الاستیسیته دو ماده مجاور هم منجر به واگرایی حل و پیغام اخطار می‌شود.

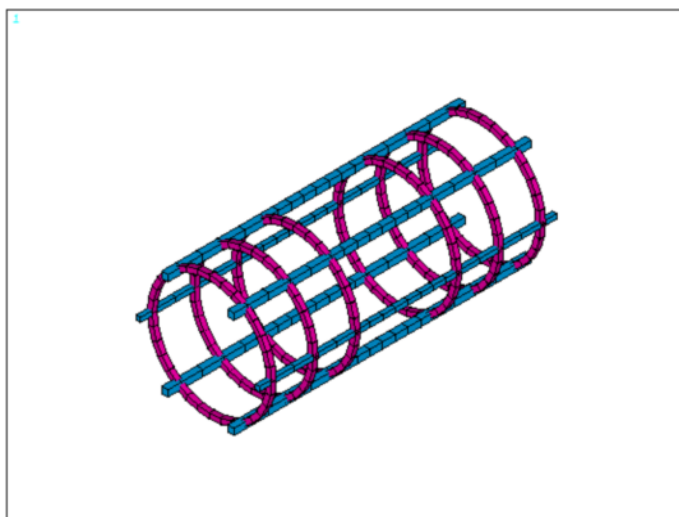
۴-۱۰-۴- شبکه‌بندی مدل

انتخاب تراکم شبکه، یکی از مهم‌ترین مسائل در مبحث مدل‌سازی با نرم‌افزارهای مختلف المان محدود است. زیرا یکی از پارامترهای مهم در همگرایی نتایج، انتخاب تعداد مناسب المان‌های مورد استفاده است. شکل ۴-۱۴ دقت نتایج با توجه به تعداد المان‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طور که از شکل بر می‌آید با افزایش تعداد المان‌ها، دقت تقریب در مدل اجزای محدود افزایش می‌یابد؛ اما با توجه به میل کردن شیب نمودار به سمت صفر، ریز کردن شبکه‌بندی از یک مقدار مشخص به بعد منطقی نبوده و ابعاد شبکه‌بندی می‌بایست با توجه به مسئله همگرایی و میزان دقت مورد نظر صورت گیرد.



شکل ۴-۱۴- تأثیر تعداد المان‌ها در دقت نتایج حاصل از اجزای محدود

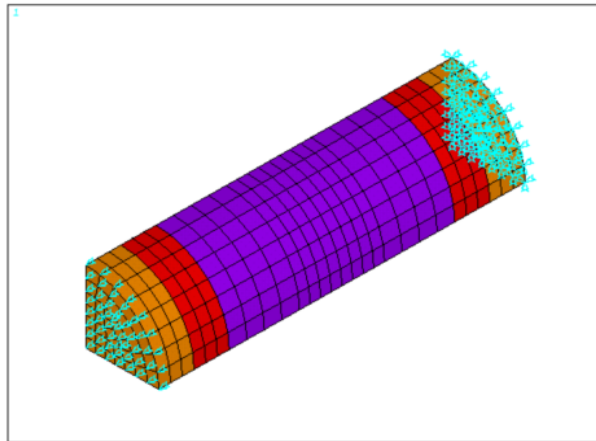
توجه به این نکته حائز اهمیت است که شبکه‌بندی اجزای محدود می‌بایست تا حدّ ممکن، متقارن باشد. توصیه اکید نرم‌افزار ANSYS این است که مدل‌سازی‌های انجام گرفته با المان SOLID65، دارای شبکه‌های ۶ وجهی بوده و از المان‌های تیز گوشه دوری شود. هم‌چنین قسمت‌هایی که خروجی‌های تحلیل از آن‌ها استخراج می‌شوند، دارای شبکه‌بندی ریزتری باشند. شبکه‌بندی مدل در شکل ۴-۱۰ و شکل ۴-۱۵ نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۵- شبکه‌بندی آرماتورهای طولی و عرضی ستون NS-C-145-0

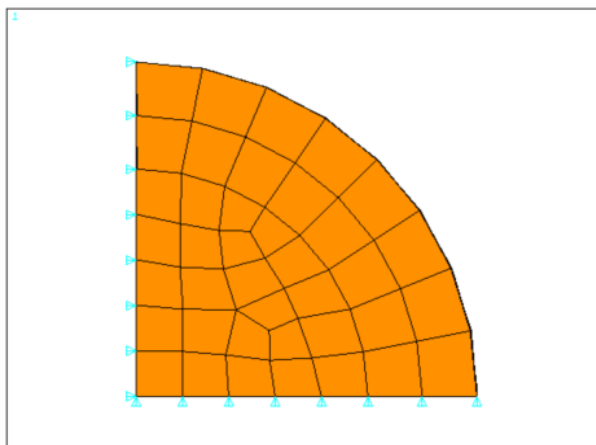
۴-۱۰-۵- شرایط تکیه‌گاهی

مدل المان محدود در موقعیت‌هایی مشابه نمونه‌های آزمایشی بارگذاری شده است. به همین منظور بارگذاری نمونه از نوع کنترل تغییر مکان در نظر گرفته شد.



شکل ۴-۱۶- شرایط تکیه‌گاهی و اعمال بار ستون NS-C-145-0

با توجه به شکل ۴-۱۶، قسمت سمت راست مدل، تکیه‌گاه مدل بوده و تمامی گره‌های این ناحیه در تمامی جهات (U_x ، U_y ، U_z) مقید شده‌اند. همچنین قسمت سمت چپ شکل، ناحیه بارگذاری نمونه بوده و تغییر مکان‌های اجباری در جهت ارتفاع ستون (Z) به گره‌های این ناحیه اعمال می‌شود. در شکل ۴-۱۷، اعمال شرایط تکیه‌گاهی به منظور مدل‌سازی تقارن نشان داده شده است.



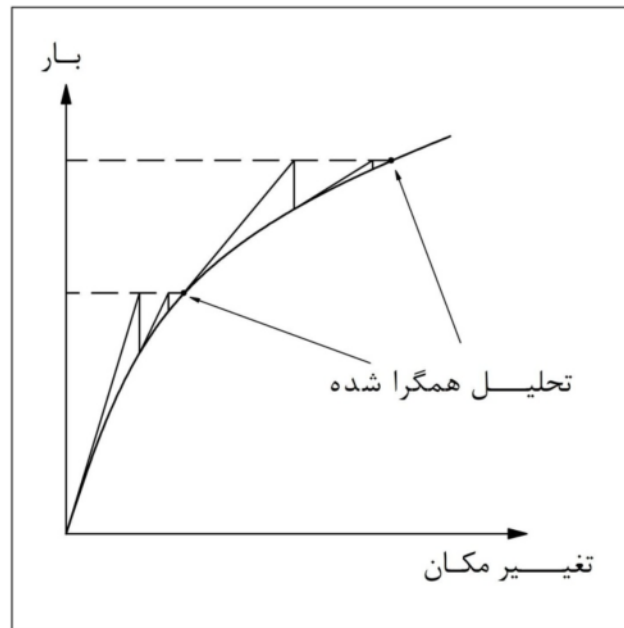
شکل ۴-۱۷- اعمال شرایط تکیه‌گاهی، به منظور مدل‌سازی تقارن در ستون NS-C-145-0

۴-۱۰-۶- روش تحلیل

یکی از مسائل مهمی که در تحلیل تمامی مدل‌ها از جمله مبحث مدل‌سازی اعضای بتن‌آرمه همواره مورد توجه بوده، رفتار متفاوت بتن تحت اثر بارهای خارجی به علت خواص غیرخطی و مقاومت کششی کم آن است. در شروع بارگذاری، به علت پایین بودن مقدار تنش‌های کششی و فشاری در بتن، قطعه به صورت الاستیک و خطی عمل می‌کند. در این بازه ماتریس‌های سختی المان‌ها ثابت بوده و بارگذاری بر روی آن‌ها اثری ندارد. در برابر آن، غیرخطی بودن رابطه تنش-کرنش سبب تغییر ماتریس سختی المان‌ها می‌شود. به عبارت دیگر این ماتریس تابعی از تغییرمکان‌های گرهی است. در نتیجه معادله حاکم بر رفتار سازه به صورت غیرخطی در می‌آید. موادی مانند بتن، خاک، فولاد نرمه و ... دارای رفتار غیرخطی هستند.

در تحلیل‌های غیرخطی، کل بار خارجی در چند قسمت کوچک تحت عنوان گام‌های بارگذاری بر سازه وارد می‌شود و اعمال هر یک از این گام‌های بارگذاری به سازه توسط زیرگام، به صورت تدریجی می‌باشد. روش‌های گوناگونی برای حل دستگاه معادلات غیرخطی وجود دارد که از آن جمله می‌توان به روش تکراری نیوتن-رافسون اشاره کرد. نرم‌افزار ANSYS نیز در تحلیل‌های غیرخطی از این روش استفاده می‌نماید. در روش مذکور، تحلیل غیرخطی با مجموعه‌ای از تحلیل‌های خطی صورت می‌گیرد. نخستین تحلیل، زیر اثر بار خارجی وارد به سازه انجام می‌پذیرد. در تحلیل‌های بعدی، نیروی نامتعادل (اختلاف نیروی خارجی نخستین و نیروی داخلی کنونی) وارد تحلیل می‌گردد. هر گام تحلیل، یک گام تکراری خواهد بود. لازم است توجه شود که تغییرمکان به دست آمده در هر تکرار، با مجموع تغییرمکان تحلیل‌های پیشین جمع می‌گردد. تکرارها تا زمانی ادامه می‌یابند که نیروی نامیزان از مقدار مشخصی کمتر شود. به این میزان، مقدار خطا گویند [۵۰].

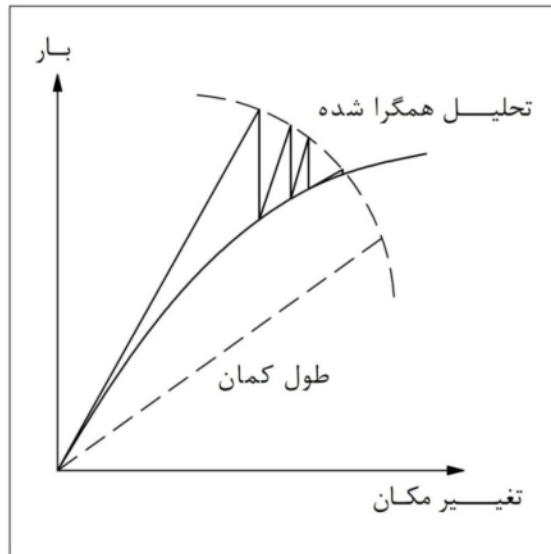
تحلیل مدل مورد نظر نیز به روش تحلیل غیرخطی استاتیکی انجام شده است. در این روش نرم‌افزار بار را به تدریج افزایش می‌دهد تا جایی که سازه به مرز ناپایداری (واگرایی مسئله) می‌رسد.



شکل ۴-۱۸- روش تکرار نیوتن-رافسون [۴۷]

در این حالت فعال کردن الگوریتم گام زمانی خودکار (Automatic Time Stepping) و دو نیمه‌سازی در حل، توصیه می‌شود. الگوریتم گام اتوماتیک زمانی به طور خودکار به دنبال بار می‌گردد، در صورتی که بار خطی در تحلیل استاتیکی غیرخطی اعمال شده باشد، و این الگوریتم نیز فعال باشد، هنگام حل مسئله در صورتی که همگرایی در نقطه‌ای از بارگذاری ارضاء نشود، الگوریتم به طور خودکار نمو بارگذاری تعیین شده را نصف کرده و حل را دوباره ادامه می‌دهد؛ تا جایی که با اعمال کوچک‌ترین نمو در بار، همگرایی ایجاد نشود. هم‌چنین استفاده از قابلیت " جستجوی خط " (Line Search) در همگرایی تحلیل غیرخطی نقش به سزایی دارد.

توجه به این نکته حائز اهمیت است که اگر شیب منحنی بار-تغییر مکان صفر و در حالت بحرانی منفی شود، ادامه فرایند تحلیل سخت و یا در بعضی مواقع غیرممکن می‌شود و با افزایش انحراف (تِلرانس) معیارهای همگرایی و یا حتی حذف معیار همگرایی نیرو، ادامه تحلیل غیرممکن می‌شود. در این مواقع استفاده از گزینه " طول منحنی " (Arc Length) بسیار کارآمد است. این گزینه در تحلیل مرحله پس از کمانش سازه بسیار کارآمد است [۵۱].



شکل ۴-۱۹- رفتار همگرایی طول کمان [۵۱]

در حل عددی مسائل غیرخطی باید به موارد زیر توجه شود.

۱- المان‌بندی مدل با دقت انجام شود، المان‌های با اختراهای مربوط به شکل (دقت) المان، می‌تواند منجر به واگرایی در یک مسئله غیرخطی شود. اختراهای مربوط به شکل المان می‌تواند مربوط به شکل آن و یا زوایای آن باشد. به عنوان مثال دقت بعضی از المان‌ها در شبکه‌بندی ۵ وجهی و بعضی دیگر نسبت به وجود زوایای تیز گوشه کاهش می‌یابد.

۲- تعداد نمونه‌های بار متناسب با شرایط مسئله، به اندازه کافی انتخاب شود.

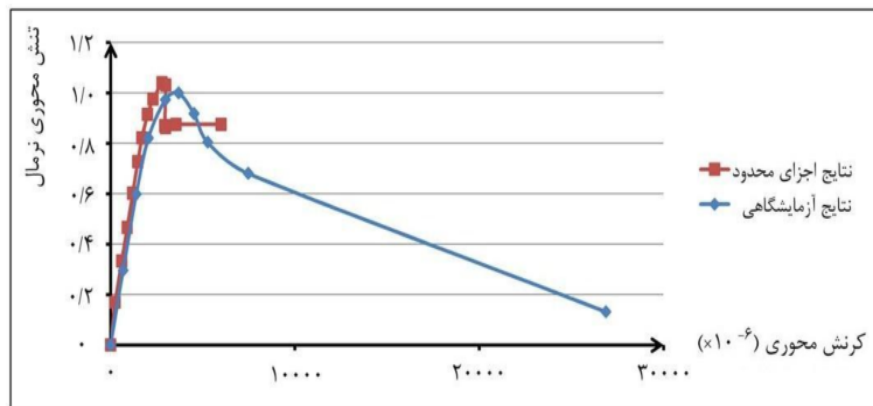
۳- انحراف‌ها (تولرانس‌ها)، نوع المان انتخاب شده، و مبنای همگرایی نیز در برخی موارد می‌تواند عاملی در همگرا شدن یا نشدن یک مسئله غیرخطی باشد.

برای تحلیل، دو معیار همگرایی نیرو و تغییرمکان مورد استفاده قرار گرفت. حدود انحراف (تولرانس) همگرایی، همان مقادیر پیش‌فرض ANSYS یعنی، برای تغییرمکان، $0.5/0$ و برای نیرو، $0.05/0$ در نظر گرفته شد. باید به این نکته توجه شود که همگرایی معیار نیرو به مراتب مشکل‌تر از همگرایی معیار تغییرمکان است.

۴-۱۰-۷- نتایج به دست آمده از تحلیل اجزای محدود و مقایسه آن‌ها با نتایج آزمایشگاهی

نمودار تنش-کرنش حاصل از تحلیل اجزای محدود و آزمایش ستون NS-C-145-0 در آورده

شده است.



شکل ۴-۲۰- نمودارهای تنش-کرنش آزمایشگاهی و اجزای محدود نمونه NS-C-145-0

ذکر موارد زیر در مورد مدل‌سازی، تحلیل و استخراج خروجی این مدل حائز اهمیت است.

۱- بارگذاری مدل از نوع تغییرمکان بوده است.

۲- در نمودار آزمایشگاهی کرنش محوری، به وسیله کرنش‌سنج‌های تعبیه شده در ارتفاع ستون به دست آمده است؛ بنابراین، کرنش مدل اجزای محدود نیز بر مبنای تغییرمکان دو نقطه ابتدایی و انتهایی ستون اندازه‌گیری شده است. تنش محوری نرمال نیز از تقسیم مجموع نیروهای وارد بر تکیه‌گاه‌ها تقسیم بر مساحت سطح مقطع به دست آمده است.

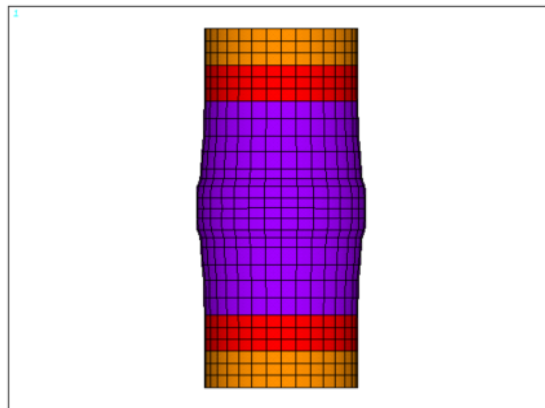
در حل اجزای محدود، با توجه به کمانش میلگردهای طولی و ترک‌خوردگی بیش از حد بتن، ادامه تحلیل در قسمت نرم‌شدگی غیرممکن به نظر می‌رسد. حتی با حذف معیار همگرایی نیرو و افزایش انحراف (تولرانس) معیار همگرایی تغییرمکان به بالاترین میزان ممکن، همگرایی تحلیل نا ممکن است؛ در حالی‌که در آزمایشگاه، ادامه بارگذاری (از نوع تغییرمکان) حتی پس از خرابی ستون، کمانش میلگردهای طولی و ترک‌خوردگی شدید بتن ادامه می‌یابد.

در جدول ۵-۴ حداکثر تنش اعمالی و کرنش متناظر به همراه اختلاف آن‌ها آورده شده است.

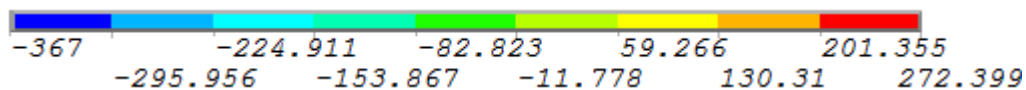
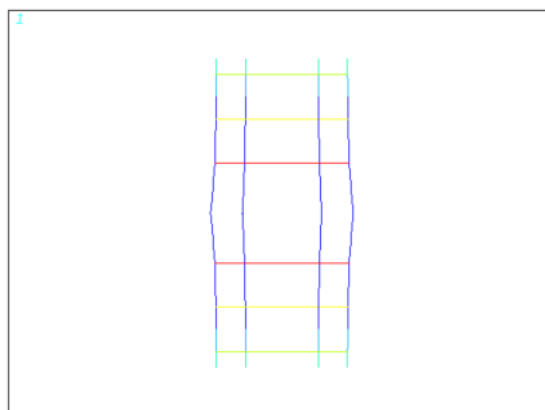
جدول ۵-۴- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود، برای نمونه NS-C-145-0

اختلاف	نتایج اجزای محدود	نتایج آزمایشگاهی	پارامترهای مورد استفاده در اعتبارسنجی
۴٪	۱/۰۴	۱	حداکثر تنش محوری نرمال
۴/۶٪	3460×10^{-6}	2790×10^{-6}	کرنش متناظر حداکثر تنش محوری نرمال

در شکل ۲۱-۴ و شکل ۲۲-۴ تغییر شکل ستون NS-C-145-0 و تنش محوری آرماتورها نشان داده شده است.

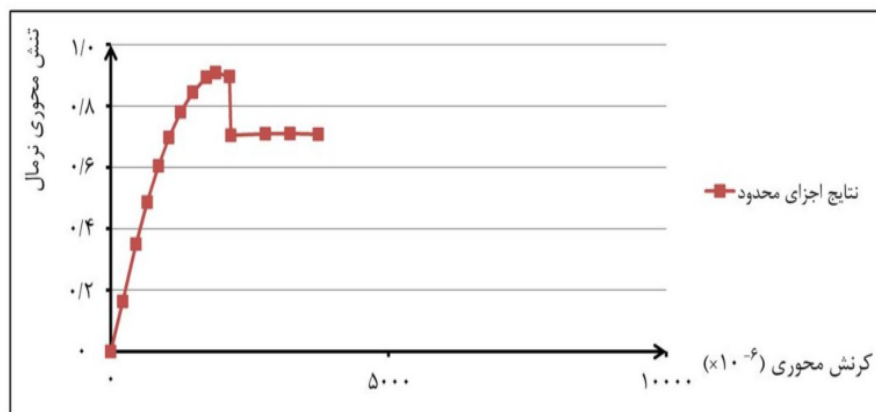


شکل ۲۱-۴- تغییر شکل ستون NS-C-145-0 (تغییر شکل‌ها ۱۶ برابر شده‌اند)



شکل ۲۲-۴- کانتور تنش محوری آرماتورهای ستون NS-C-145-0 (تغییر شکل‌ها ۱۶ برابر شده‌اند)

در شکل ۴-۲۳، منحنی تنش-کرنش نمونه بتنی غیرمسلح آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در این حالت نیز مدل‌سازی نرم‌شدگی امکان‌پذیر نیست. در این حالت با اعمال بیش‌تر تغییرمکان بر روی ستون (بارگذاری ستون از نوع کنترل تغییرمکان است) خط سمت راست منحنی تنش-کرنش به طور مستقیم ادامه پیدا خواهد کرد.



شکل ۴-۲۳- منحنی تنش-کرنش ستون بتنی (غیرمسلح) به دست آمده از اجزای محدود

در جدول ۴-۶ حداکثر تنش اعمالی و کرنش متناظر آن به همراه اختلاف آن‌ها آورده شده است.

جدول ۴-۶- مقایسه نتایج تحلیلی و اجزای محدود، برای ستون بتنی (غیرمسلح)

اختلاف	نتایج اجزای محدود	نتایج آزمایشگاهی	پارامتر مورد استفاده در اعتبارسنجی
۷٪	۰/۹۱	۰/۸۵	حداکثر تنش محوری نرمال

۴-۱۱- مدل سازی محصورشدگی اعضای بتن مسلح در نرم افزار ANSYS

قسمت های قبلی به شناخت اجمالی از نحوه مدل سازی یک عضو بتن آرمه و نحوه تنظیم پارامترهای آن اختصاص داشت؛ که با انجام یک مثال عملی و مدل سازی یک ستون بتن مسلح به پایان رسید. در این قسمت با استفاده از تجارب گذشته و شناخت توانایی نرم افزار در بیان رفتار بتن، نحوه مدل سازی محصورشدگی بیان می گردد. در این راستا سعی شده تا ستون های بتن مسلح آزمایشگاهی محصور در کامپوزیت FRP تحت بار محوری در نرم افزار ANSYS مدل گردد. پس از آن شیوه ای برای مدل سازی ستون های بتن آرمه محصور در کامپوزیت FRP ارائه شده است. اهمیت این قسمت از آن جهت است که با مدل سازی نمونه های آزمایشگاهی، شیوه های ارائه شده مورد تأیید قرار گرفته و از آن در فصل بعد برای مدل سازی نمونه هایی که نتایج آزمایشگاهی آن موجود نیست، تحت بار محوری خالص و بار با خروج از مرکزی استفاده شده است.

۴-۱۱-۱- المان و مدل رفتاری، برای مدل سازی محصورشدگی بتن

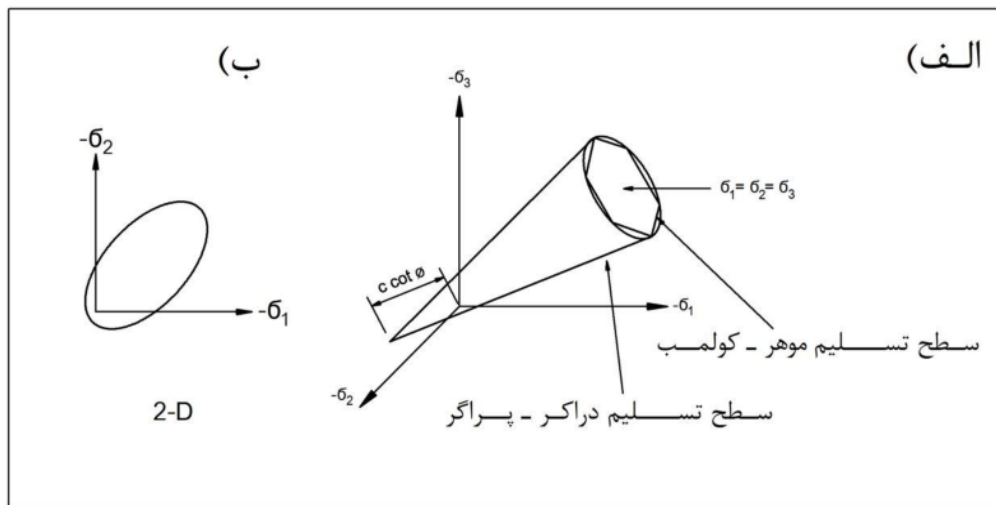
در این قسمت، به المان ها و مدل های رفتاری مورد نیاز به منظور مدل سازی اعضای بتن مسلح، محصورشده با دورپیچ FRP اختصاص دارد.

۴-۱۱-۱-۱- مدل رفتاری دراگر-پراگر (Drucker-Prager)

در سال ۱۹۵۲ دراگر و پراگر با ارائه روابط تقریبی، معیار موهر-کولمب را تصحیح نموده و در واقع تعدیلی از معیار وان-میسز را ارائه نمودند [۸]. یاد آوری می شود که معیار تسلیم وان-میسز از معیارهای معروف و کارآمد برای بیان سطح تسلیم مواد فلزی می باشد.

گفته شد که این معیار، یک تعدیل از معیار تسلیم وان-میسز می باشد؛ یعنی این که اثر مولفه تنش هیدرواستاتیک را به حساب می آورد. به عبارت دیگر فشار محصورشدگی بیش تر، مقاومت تسلیم بزرگتری را ایجاد می کند. سطح تسلیم معیار دراگر-پراگر در فضای تنش های اصلی مطابق شکل

۴-۲۴ الف، یک مخروط دایروی بوده که بر شش ضلعی موهر-کولمب محیط می‌باشد.



شکل ۴-۲۴ الف) سطوح تسلیم در فضای سه بعدی تنش‌های اصلی، ب) معیار تسلیم دراکر-پراگر [۸]

اثر تنش‌های هیدرواستاتیک با تفاوت در مقاطع گوناگون این مخروط قابل تصور می‌باشد (شکل ۴-۲۴ ب). ولی چون معیار تسلیم وان-میسز به شکل استوانه‌ای است، تمامی مقاطع آن یکسان بوده و سطح تسلیم در اثر فشارهای هیدرواستاتیک تغییری نمی‌کند.

در نرم‌افزار ANSYS این گزینه برای مدل‌سازی مواد دانه‌ای هم‌چون خاک، سنگ و بتن مناسب و قابل استفاده می‌باشد [۴۸]. با استفاده از این مدل رفتاری، اثرات فشار محصورکننده جانبی وارد بر بتن، در المان SOLID65 مدل می‌گردد. این مدل رفتاری که در نرم‌افزار با عنوان DP تعریف شده، با نام مدل دراکر-پراگر شناخته می‌شود و با تعریف سه پارامتر به عنوان مقادیر ورودی به صورت زیر بیان می‌گردد [۳۵].

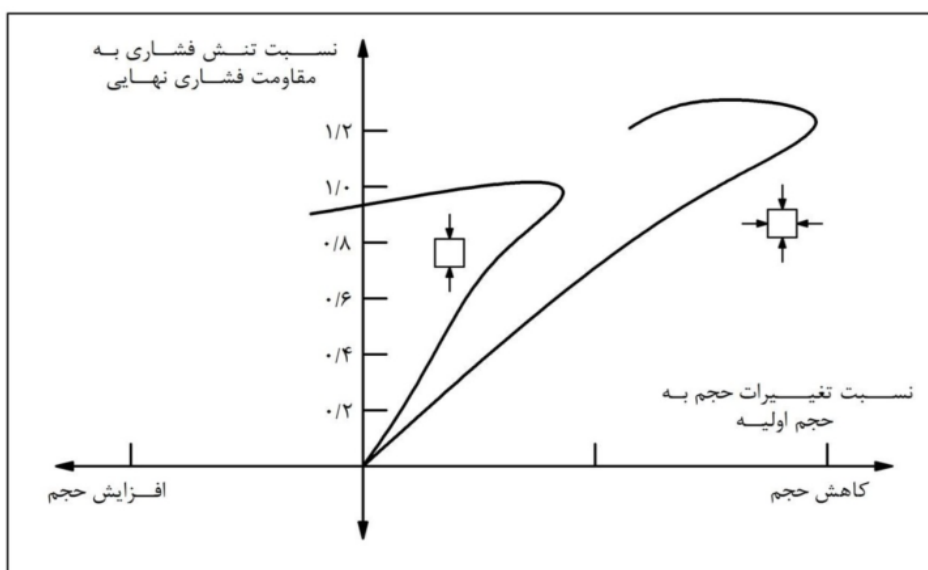
۱- مقدار چسبندگی ماده که بزرگ‌تر از صفر بوده و دارای بعد نیرو بر سطح می‌باشد (C).

۲- زاویه اصطکاک داخلی بر حسب درجه (ϕ).

۳- زاویه اتساع که از صفر تا مقدار زاویه اصطکاک داخلی متغیر است (θ). بر حسب درجه بوده

و بیان‌کننده افزایش حجم غیرالاستیک یک ماده در موقع تسلیم شدن می‌باشد.

به عنوان مثال مطابق با شکل ۴-۲۵، یک استوانه بتنی تحت فشار محوری خالص σ_1 تا نزدیکی‌های مقاومت فشاری بتن f'_c ، با کاهش حجم مواجه می‌باشد؛ ولی پس از رسیدن تنش فشاری به نزدیکی‌های مقاومت فشاری بتن، با گسترش ترک‌های داخلی، استوانه بتنی دچار افزایش حجم می‌گردد. این افزایش حجم در نزدیکی‌های مقاومت فشاری نهایی، به عنوان اتساع بتن شناخته می‌شود.



شکل ۴-۲۵- نمودار تغییرات حجم بتن فشاری [۸]

همان‌طور که در این شکل مشخص شده، در صورت وجود تنش جانبی، افزایش حجم در تنش فشاری بزرگ‌تری شروع می‌شود [۸].

در معیار دراگر-پراگر از پارامتری با عنوان زاویه اتساع برای در نظرگیری این مفهوم استفاده شده است. برای محاسبه زاویه اتساع، رابطه‌ای در نرم‌افزار معرفی نشده و مقدار آن با سعی و خطا با هدف رسیدن به کرنش محوری واقعی در نمونه بدست می‌آید [۸ و ۳۵].

نحوه تنظیم پارامترهای سه گانه معیار دراگر-پراگر در مدل‌سازی نمونه‌های آزمایشگاهی، بیان شده است.

مدل سازی رفتار بتن محصور، بر طبق بخش ۴-۶-۲ صورت می گیرد؛ با این تفاوت که به جای مدل رفتاری ایزوتروپیک چندخطی (MISO) می بایست از مدل رفتاری دراکر-پراگر استفاده شود. در ادامه فصل، با دقت بیش تری به این موضوع پرداخته می شود.

۴-۱۱-۱-۲-المان SHELL41

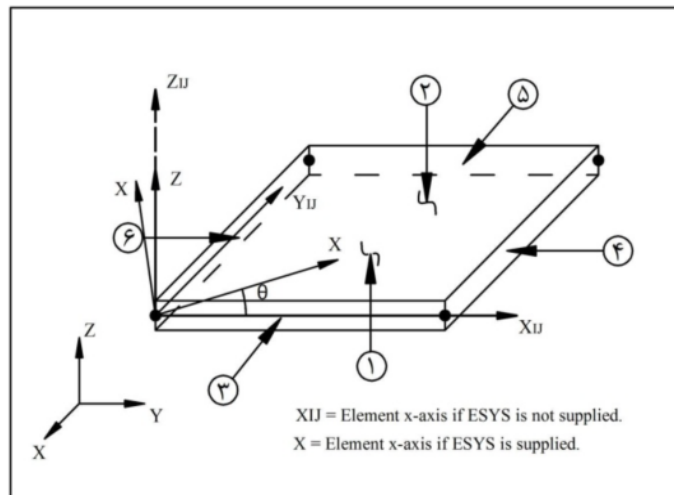
المان SHELL41 یک المان سه بعدی می باشد که دارای سختی غشایی یا درون صفحه ای بوده در حالی که فاقد سختی خمشی یا برون صفحه ای می باشد. برای این المان تنها رفتار مادی خطی غیرهمسان قابل تعریف می باشد. هر گره المان دارای سه درجه آزادی تغییر مکان در جهات X ، Y و Z می باشد. همچنین برای المان در هر گره می توان ضخامت های متفاوت تعریف نمود. این المان دارای قابلیت تحلیل با ایجاد تغییر شکل های بزرگ می باشد. برای این المان می توان خاصیتی به نام پارچه گونگی (CLOTH OPTION) در نظر گرفت تا بر این اساس در فشار، همچون پارچه حالت چروک خوردگی (WRINKLING) پیدا کرده و هیچ گونه فشاری را تحمل نکند [۴۸].

در شکل ۴-۲۶ موقعیت گره ها و دستگاه مختصات المان نشان داده شده است. در این شکل زاویه θ میزان دوران امتداد محور X را با امتداد i - z نشان می دهد. این امتداد به همراه ضخامت های گره های المان در ثابت حقیقی مربوط به این المان قابل تعریف می باشد. چنانچه ضخامت المان ثابت باشد، تنها تعریف ضخامت یک گره کافی می باشد.

همان گونه که بیان گردید، این المان دارای قابلیت چروک شدگی در فشار می باشد. به عبارت دیگر با استفاده از این خاصیت، فقط تنش های کششی در المان ایجاد می گردد. برای فعال نمودن این قابلیت، در قسمت مربوط به مشخصات المان، گزینه KEYOPT(1) را در حالت فقط کشش قرار می دهیم؛ در نتیجه امکان ایجاد رفتار پارچه گونه در یک یا دو جهت برای المان فراهم می گردد.

البته علاوه بر این المان، المان های SOLID45، SOLID46، SHELL91، SHELL99 و ... نیز

می توانند در مدل سازی FRP مورد استفاده قرار گیرند.



شکل ۴-۲۶- المان SHELL41 به همراه دستگاه مختصات محلی [۴۸]

۴-۱۱-۲- کرنش خرابی صفحات FRP

مقاومت کششی اصلی کامپوزیت FRP با الیاف یک‌سویه، تنها در جهت قرارگیری الیاف می‌باشد و معمولاً در جهت عمود بر الیاف مقاومت کششی بسیار اندکی دارند. در بارگذاری‌های برون‌محور در طرف محدب ستون، جهت عمود بر راستای الیاف دارای تنش کششی و در طرف مقعر ستون، جهت اصلی FRP دارای تنش کششی است. به دلیل مقاومت بسیار اندک در جهت عمود بر الیاف کامپوزیت، در بارگذاری‌های برون‌محور، مقاومت کششی در مراحل بارگذاری از بین می‌رود؛ ولی به علت آن‌که هنوز الیاف پاره نشده‌اند تأثیر کامپوزیت بر محصورشدگی بتن زایل نمی‌گردد.

به توجه به مطالب گفته شده در تمامی نمونه‌ها و حالات بارگذاری خرابی نمونه‌ها، حاصل از گسیختگی FRP در راستای اصلی می‌باشد. در حالات بارگذاری هم‌مرکز این گسیختگی در مجاورت یکی از گوشه‌ها و در بارگذاری‌های با خروج از مرکزی در نزدیکی یکی از گوشه‌های دور از تار خنثی مشاهده می‌شود.

حداکثر کرنش کششی مشاهده شده در دورپیچ FRP، کمتر از مقدار گزارش شده توسط سازندگان آن است. خرابی زود هنگام به متغیرهایی همچون سختی مصالح، روش اجرای در محل، شعاع گردشگی سطح مقطع، تنش‌های فشاری اعمال شده به دورپیچ و ... نسبت داده می‌شود.

بنابراین ضریب کاهشی برابر با ۴۸٪ به تنش و کرنش نهایی صفحات CFRP اعمال می‌گردد [۲۰ و ۲۴].

در نرم‌افزار ANSYS، ۳ معیار شکست لایه‌ها علاوه بر معیار شکست تعیین شده توسط کاربر در بررسی تخریب لایه‌ها وجود دارد. این معیارها عبارتند از:

۱- معیار شکست براساس بیشینه کرنش‌ها.

۲- معیار شکست بر اساس بیشینه تنش‌ها.

۳- معیار شکست Tsai – wu، که با تعیین ۹ تنش و ۳ ضریب کوپلینگ تعیین می‌شود [۵۰].

معیار شکست مدل‌های بررسی شده در این پایان‌نامه بیشینه کرنش‌ها (کرنش پارگی FRP در جهت اصلی، با در نظرگیری ضریب کاهش ۴۸٪) در نظر گرفته شده است.

۴-۱۱-۳ - محصورشدگی بتن، و نحوه مدل‌سازی آن در نرم‌افزار ANSYS

بتن در عمل به دو روش کلی محصور می‌گردد:

الف - روش متداول و مرسوم استفاده از آرماتورهای مارپیچ یا آرماتورهای حلقوی است.

ب - روش‌هایی هم‌چون ژاکت بتن مسلح، ژاکت فولادی و ...

ج - استفاده از موادی با مقاومت کششی بسیار زیاد، هم‌چون انواع مختلف FRP که تا لحظه

پارگی، رفتاری خطی داشته و فشار جانبی افزایش‌دهی را بر پیرامون ستون وارد می‌سازد.

به جهت مطالعه و بررسی رفتار ستون‌های بتن‌آرمه که به وسیله ورقه‌های FRP، مقاوم‌سازی

گردیده‌اند، ضروری است که نخست بتوان رفتار بتن تحت فشار محوری خالص را مدل نمود، تا در

موارد و شرایط مختلف بارگذاری مورد استفاده قرار گیرد. نمونه‌های مدل‌سازی شده در این پایان‌نامه

فاقد آرماتور دورپیچ بوده و محصورشدگی این ستون‌ها فقط به سبب دورپیچ FRP می‌باشد. البته

آرماتورهای عرضی به شکل تنگ سبب اعمال محصورشدگی ناچیزی به هسته بتنی می‌شوند که از

اثرات محصورکنندگی آن صرف‌نظر شده است.

۴-۱۱-۴- مدل سازی رفتار تنش-کرنش هسته بتنی محصور در دورپیچ FRP

در مدل سازی استوانه های بتنی محصور در دورپیچ FRP، لازم است تا معیار انهدام به شیوه ای مناسب، مدّ نظر قرار گیرد. مدل رفتار مادی با عنوان DP در نرم افزار، با معیار تسلیم دراکر-پراگر برای در نظر گرفتن اثرات فشار جانبی بر بتن و مدل رفتار مادی با عنوان CONCR با معیار شکست ویلیام-وارنک برای مدل سازی ترک خوردگی بتن در امتداد بار محوری اعمالی، استفاده می گردد. یادآوری می شود که استفاده از مدل رفتاری چندخطی ایزوتروپیک (MISO) به منظور مدل سازی رفتار بتن، کارآمد و مناسب نبوده و برای مدل سازی رفتار غیرخطی آن می بایست از معیار تسلیم دراکر-پراگر استفاده کرد [۸].

برای تبیین صحت مدل سازی علاوه بر بیان توضیحات و توجیهات مربوط به رفتار پلاستیک بتن، نتایج حاصل از مدل های آزمایشگاهی مختلف با نتایج حاصل از مدل سازی مذکور، مقایسه می گردد. در ادامه آن چه به عنوان آشنایی با مقدمات مورد نیاز برای مدل سازی یک ستون بتن مسلح در فصل گذشته بیان شد، با استفاده از مدل نمودن ستون بتن آرمه ای محصور توضیح داده شده و سعی در کالیبره نمودن مدل با استفاده از نتایج آزمایشگاهی داریم.

۴-۱۲- کالیبراسیون ستون بتن مسلح دایروی، محصور شده در دورپیچ FRP

نمونه مدل سازی شده با نام NS-C-145-3 از آزمایشات انجام شده توسط ایلکی و همکاران انتخاب شده است [۴۹]. مشخصات مصالح و ابعاد هندسی نمونه های آزمایشگاهی ایلکی و همکاران که در مدل سازی استفاده شده به صورت زیر می باشد.

تمامی مشخصات ستون مشابه ستون مدل شده NS-C-145-0 در بخش ۴-۱۰ است و تنها تفاوت در محصور شدن آن با سه لایه صفحه FRP به ضخامت هر لایه ۰/۱۶۵ است. در جدول ۴-۷ مشخصات مکانیکی صفحات FRP نمونه NS-C-145-3 در آمده است.

جدول ۴-۷- مشخصات مکانیکی FRP، مورد استفاده در ستون NS-C-145-3 بر حسب گیگاپاسکال

E_x	E_y	E_z	G_{xy}	G_{yz}	G_{xz}	ϵ_{fu}
۲۳۰	۱۲	۱۲	۷	۶	۶	۰/۰۱۵

۴-۱۲-۱- محاسبه پارامترهای معیار تسلیم دراکر-پراگر (ستون‌های دایروی)

شاید به جرأت بتوان گفت که مهم‌ترین قسمت در مدل‌سازی اعضای محصور در FRP، تعیین درست و منطقی پارامترهای دراکر-پراگر است.

به منظور تعیین این پارامترها، علاوه بر مقاومت فشاری بتن محصورنشده، محاسبه فشار محصورکنندگی دورپیچ، مقاومت فشاری محصورشده، ضریب کارایی دورپیچ (در مقاطع غیردایروی) ضروری است. به منظور تعیین مقاومت فشاری محصورشده روابط بسیاری ارائه شده است که برخی از آن‌ها حاصل کار بر روی محصورکنندگی آرماتورهای مارپیچ است (به بخش ۳-۲ مراجعه شود).

بر اساس تجربه نگارنده، بهترین رابطه به منظور محاسبه پارامترهای معیار دراکر-پراگر، یعنی چسبندگی (C) و زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)، روابط پیشنهادی روچت و لابوزیر [۵۲] است که به قرار زیر می‌باشند.

$$C = (f'_{co} - 5\sqrt{3}) \frac{3 - \sin \phi}{6 \cos \phi} \quad (۴ - ۹)$$

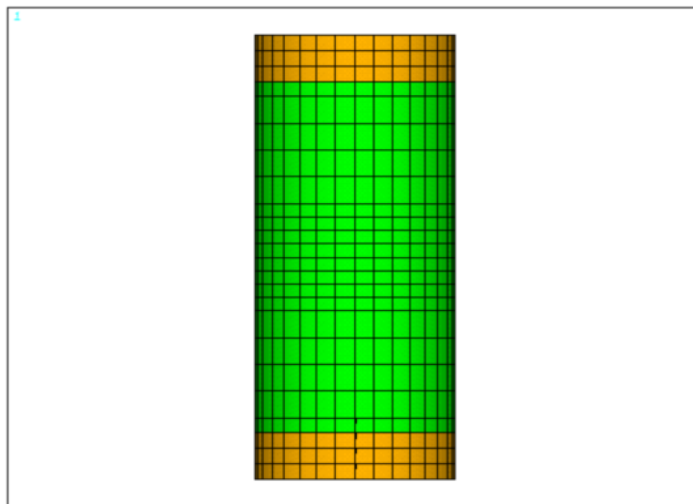
$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{3}{1 + 0.4 f'_{co} / \sqrt{3}} \right) \quad (۴ - ۱۰)$$

که f'_{co} مقاومت فشاری بتن محصورنشده بوده و واحد آن بر حسب مگاپاسکال می‌باشد. واحد ضریب چسبندگی، C ، مگاپاسکال و زاویه اصطکاک داخلی، ϕ ، درجه می‌باشد.

بر اساس پیشنهاد میرمیران و همکاران بهترین مقدار برای سومین پارامتر معیار دراکر-پراگر، یعنی زاویه اتساع، صفر است [۳۵].

در مدل‌سازی اعضای بتن مسلح محصور در FRP، می‌بایست تمامی نکات گفته شده در بخش

۴-۱۰ در نظر گرفته شود. در شکل ۴-۲۷ مدل اجزای محدود نمونه NS-C-145-3 آورده شده است. قسمت سبز رنگ، ستون بتن مسلح محصور شده و قسمت های نارنجی رنگ، صفحه بارگذاری و تکیه گاه صلب می باشند. همان طور که در بخش ۴-۱۰-۲ اشاره شد، در اعضای محصور نیازی به مدل سازی صفحات میانی بین ستون و نواحی صلب نیست.



شکل ۴-۲۷- مدل اجزای محدود نمونه NS-C-145-3

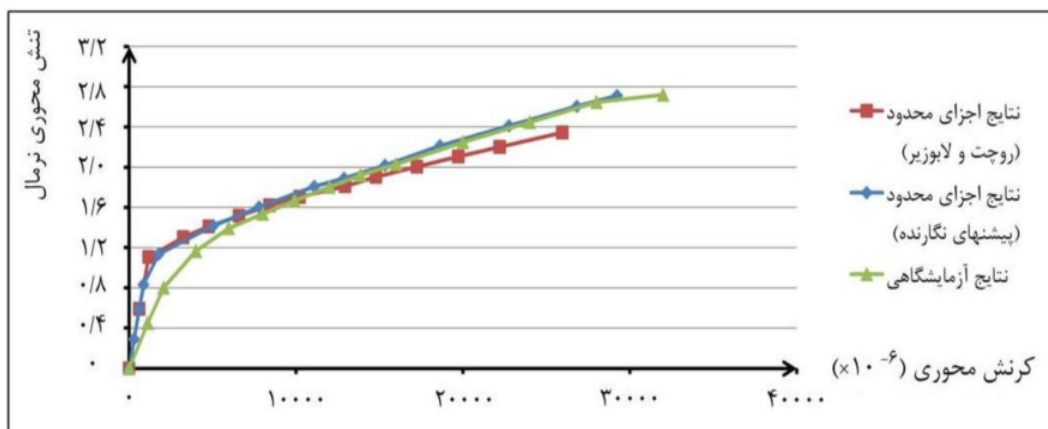
جدول ۴-۸- مقادیر پارامترهای معیار دراکر-پراگر برای نمونه NS-C-145-3

معیار دراکر-پراگر	چسبندگی (Mpa)	زاویه اصطکاک
پیشنهادی روچت و لابوزیر	۸/۴	۲۵°
پیشنهاد نگارنده	۷	۳۰°

۴-۱۲-۲- مقایسه نتایج حاصل از تحلیل المان محدود و نتایج آزمایشگاهی

ابتدا برای تأیید صحت نتایج حاصل از تحلیل المان محدود، ستون بتن مسلح دایروی NS-C-145-3 توسط نرم افزار ANSYS مدل شد.

منحنی تنش محوری نرمال-کرنش محوری (به دست آمده در ارتفاع ستون)، تنش حداکثر و کرنش متناظر آن، به دست آمده از اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی در شکل ۴-۲۸، جدول ۴-۹ و جدول ۴-۱۰ و کانتور تنش محوری آرماتورها در شکل ۴-۲۹ نمایش داده شده است.



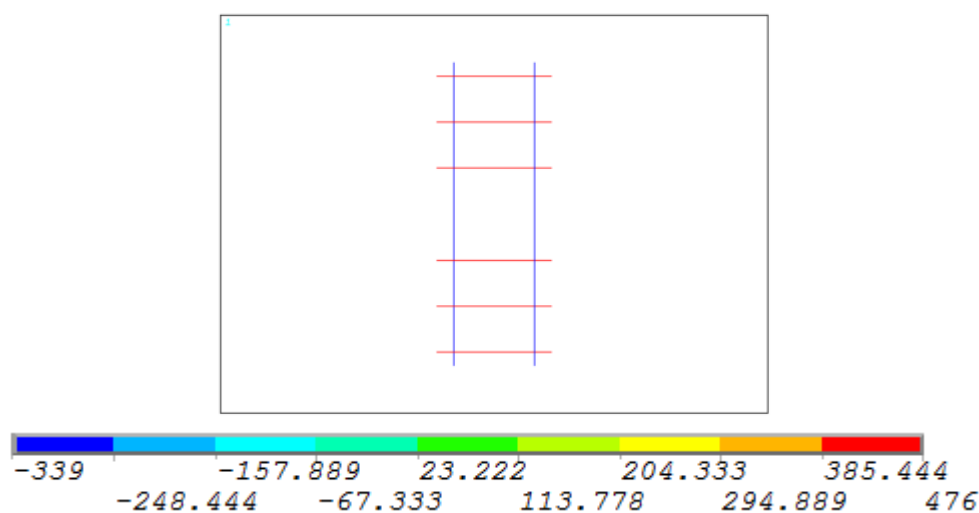
شکل ۲۸-۴- منحنی تنش-کرنش ستون NS-C-145-3، به دست آمده از اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی

جدول ۹-۴- نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود، برای ستون NS-C-145-3

نتایج اجزای محدود (پیشنه‌ادی)	نتایج اجزای محدود (روچت و لایوزیر)	نتایج آزمایشگاهی	پارامترهای مورد استفاده در اعتبارسنجی
۲/۷۱	۲/۳۵	۲/۷۲	حداکثر تنش محوری نرمال
۲۹۲۴۳	۲۵۹۶۰	۳۲۰۰	کرنش متناظر حداکثر تنش محوری نرمال

جدول ۱۰-۴- درصد اختلاف نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود، برای ستون NS-C-145-3

نتایج آزمایشگاهی با نتایج اجزای محدود (پیشنه‌ادی)	نتایج آزمایشگاهی با نتایج اجزای محدود (روچت و لایوزیر)	درصد اختلاف پارامترهای مورد استفاده در اعتبارسنجی
۰/۳۶٪	۱۳/۶٪	حداکثر تنش محوری نرمال
۸/۶٪	۱۸/۸٪	کرنش متناظر حداکثر تنش محوری نرمال



شکل ۲۹-۴- کانتور تنش محوری آرماتورهای نمونه NS-C-145-3

با توجه به این که روابط ارائه شده به منظور محاسبه پارامترهای دراکر-پراگر، به طور مستقیم به مقاومت فشاری بتن محصورشده (تنها استثناء روابط روچت و لاوزیر بوده که به مقامت فشاری بتن محصورنشده وابسته است) مربوط می شود و همان طور که در بخش ۳-۲ مشاهده شد پراکندگی و تفاوتی آشکار در مقادیر پیشنهادی مقاومت فشاری بتن محصورشده وجود دارد (این روابط از تحلیل برازش (رگرسیون) بر روی نتایج آزمایشگاهی حاصل شده اند) و در ضمن تمامی روابط ارائه شده به منظور محاسبه پارامترهای دراکر-پراگر تجربی بوده و نه تحلیلی، می توان در هر مسئله به تعیین دقیق این پارامترها اقدام کرد. اما در هر حال باید به این نکته مهم توجه کرد که مقادیر تعیین شده به این روش می بایست در مدلهایی با شرایط یکسان از جمله، یکسان بودن مقاومت بتن محصورنشده و نسبت ابعادی نمونه مورد استفاده قرار گیرد؛ در حالی که روابط پیشنهادی به منظور محاسبه پارامترهای معیار دراکر-پراگر در تمامی شرایط و مدلهای از یک دقت و اعتبار نسبی برخوردارند.

در مدل سازی اخیر، مقادیر پیشنهادی پارامترهای معیار تسلیم دراکر-پراگر با آزمون و خطا به دست آمده اند. برای این منظور، نکات زیر می بایست مد نظر قرار گیرد [۳۵].

۱- شیب قسمت اولیه از منحنی دوطخطی تنش-کرنش بتن محصورشده در ژاکت FRP، با مدول الاستیسیته بتن محصورنشده ارتباط دارد.

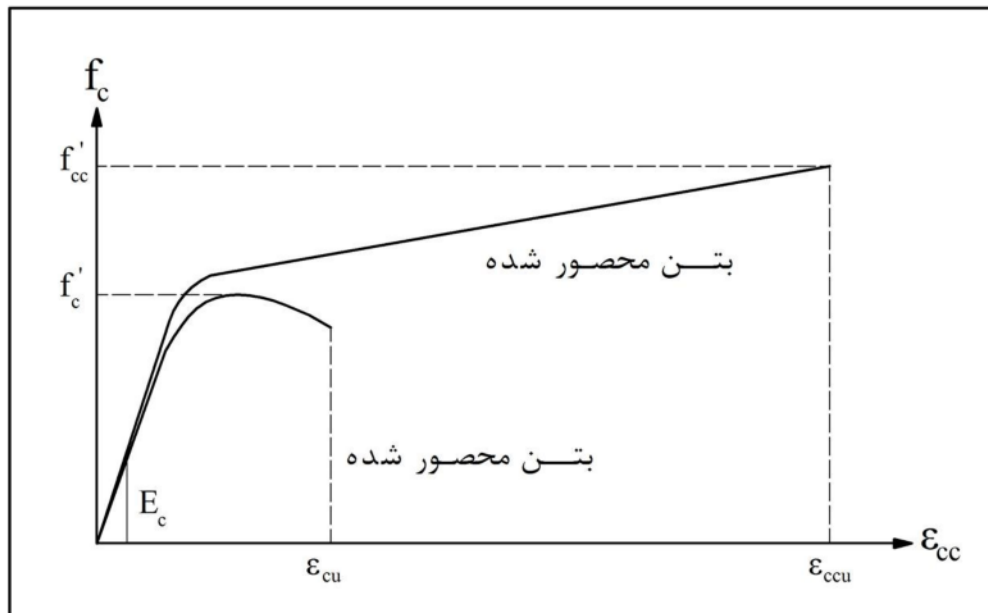
۲- نقطه انتقال بین دو قسمت خطی، با حداکثر مقاومت فشاری بتن محصورنشده و به تبع با چسبندگی (C) در ارتباط نزدیک است.

۳- شیب قسمت دوم از منحنی دوطخطی تنش-کرنش، در ارتباط نزدیک با سختی ژاکت FRP و به تبع با زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) است.

۴- زاویه اتساع (θ) نیز تا حدی بر روی شیب قسمت خطی دوم تأثیرگذار است (بنابر توصیه میرمیران و همکاران مقدار آن برابر با صفر در نظر گرفته شده است [۳۵]).

با توجه به شکل ۴-۲۸ و همان‌طور که در شکل ۴-۳۰ نشان داده شده است منحنی تنش-کرنش بتن محصور در FRP همانند بتن محصور نشده نبوده و می‌توان آن را در عمل به صورت نموداری دوخطی تقریب زد که دیگر این منحنی دارای ناحیه نرم‌شدگی نیست.

این منحنی تقریباً با نقطه بیشینه تنش فشاری منحنی تنش-کرنش بتن محصور نشده یکسان است و در ناحیه نرم‌شدگی بتن محصور نشده از آن فاصله می‌گیرد و با یک شیب مثبت و تقریباً یکسان تا به هنگام خرابی دورپیچ FRP ادامه پیدا می‌کند. دوباره یادآوری می‌شود که خم این منحنی دوخطی ارتباط مستقیم با مقدار چسبندگی (C) و شیب ناحیه دوم در ارتباط نزدیک با زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) است. یعنی هر چه مقدار چسبندگی بیش‌تر باشد شکستگی منحنی در تنش محوری بیش‌تری اتفاق می‌افتد و هر چه زاویه اصطکاک داخلی بیش‌تر باشد، شیب ناحیه دوم منحنی بیش‌تر خواهد بود.



شکل ۴-۳۰- منحنی‌های تنش-کرنش بتن محصور نشده و محصور شده در FRP

۴-۱۳- کالبراسیون ستون بتن مسلح مستطیلی، محصور شده در دورپیچ FRP

نمونه مدل سازی شده با نام NS-R-2-175-3-40 از آزمایشات انجام شده توسط ایلکی و همکاران انتخاب شده است [۴۹]. این ستون با سه لایه FRP به ضخامت هر لایه ۰/۱۶۵ میلی متر محصور شده است. مشخصات مصالح و ابعاد هندسی نمونه های آزمایشگاهی ایلکی و همکاران که در مدل سازی استفاده شده در جداول زیر آمده است.

جدول ۴-۱۱- مشخصات ستون NS-R-2-175-3-40

شعاع گردشگری	آرماتور عرضی	آرماتور طولی	ابعاد (میلی متر)	نمونه
۴۰ mm	۸ ϕ @ ۱۶۴ mm	۴ - ۱۲ ϕ	۱۵۰ × ۳۰۰ × ۵۰۰	NS-R-2-175-3-40

جدول ۴-۱۲- مشخصات بتن مصرفی ستون NS-R-2-175-3-40

ضریب پواسون	مقاومت فشاری (Mpa)
۰/۲	۲۶/۴

جدول ۴-۱۳- مشخصات آرماتورهای ستون NS-R-2-175-3-40

کرنش	تنش تسلیم	قطر	نوع
۰/۰۰۲۴	۴۷۶	۸	۸ ϕ
۰/۰۰۱۷	۳۳۹	۱۲	۱۲ ϕ

جدول ۴-۱۴- مشخصات مکانیکی FRP، مورد استفاده در ستون NS-R-2-175-3-40 بر حسب گیگاپاسکال

ϵ_{fu}	Gxz	Gyz	Gxy	Ez	Ey	Ex
۰/۰۱۵	۶	۶	۷	۱۲	۱۲	۲۳۰

۴-۱۳-۱- محاسبه پارامترهای معیار تسلیم دراکر-پراگر (ستون های مستطیلی)

دوباره یادآوری می شود که مهم ترین قسمت در مدل سازی اعضای محصور در FRP، تعیین درست و منطقی پارامترهای دراکر-پراگر است. به منظور تعیین پارامترهای معیار دراکر-پراگر از روابط (۴ - ۱۱)، (۴ - ۱۲) و (۴ - ۱۳) استفاده می شود. همان طور که مشاهده می شود این پارامترها در ارتباط مستقیم با مقاومت فشاری محصور شده و فشار محصور کنندگی هستند [۳۵].

$$f'_{co} = \frac{2 C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (۴ - ۱۱)$$

$$k_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (۴ - ۱۲)$$

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 f_l \quad (۴ - ۱۳)$$

در رابطه با ستون‌های با مقطع دایروی، با توجه به نزدیکی مقادیر پیشنهادی مقاومت فشاری محصورشده و فشارمحصورکنندگی توسط محققین از یک سو، و نزدیک بودن این مقادیر با نتایج آزمایشگاهی از سوی دیگر، پراکندگی قابل توجهی در مقادیر پارامترهای دراکر-پراگر به روش‌های گوناگون مشاهده نمی‌شود (البته در این پایان‌نامه این پارامترها به روش پیشنهادی روچت و لاوزیر تعیین شده‌اند که به مقاومت فشاری محصورشده وابسته نیستند). در حالی که در مورد ستون‌های با مقطع مستطیلی آشفته‌گی بسیاری که در مقادیر پیشنهادی مقاومت فشاری محصورشده وجود دارد؛ حتی بعضی از این روابط در مواردی از دقت بالایی برخوردارند (در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی) و در مواردی دقت مطلوبی ندارند.

به عقیده نگارنده شاید بهترین شیوه استفاده از مقاومت فشاری محصورشده، به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی باشد. اما در هر حال همان‌گونه که قبلاً اشاره شد، مقادیر تعیین شده به این روش می‌بایست در مدل‌هایی با شرایط یکسان از جمله، یکسان بودن مقاومت بتن محصورنشده و نسبت ابعادی نمونه مورد استفاده قرار گیرد. در جدول ۴-۱۵ مقادیر پیشنهادی چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی (این مقادیر با اعمال ضریب کارایی مقطع به دست آمده‌اند) آورده شده‌اند. با استفاده از مقادیر به دست آمده از هر روش، تحلیل غیرخطی انجام گرفته، که نتایج به دست آمده در شکل ۴-۳۱ نشان داده شده است. در انتها یادآوری می‌شود که نگارنده در این پایان‌نامه به دنبال تعیین دقیق مقاومت ستون نبوده؛ بلکه هدف این تحقیق انجام تحلیل حساسیت بر روی عوامل مؤثر بر محصورکنندگی دورپیچ FRP است. در نتیجه مقادیر مختلف چسبندگی و زاویه اصطکاک اگر چه بر روی مقاومت و

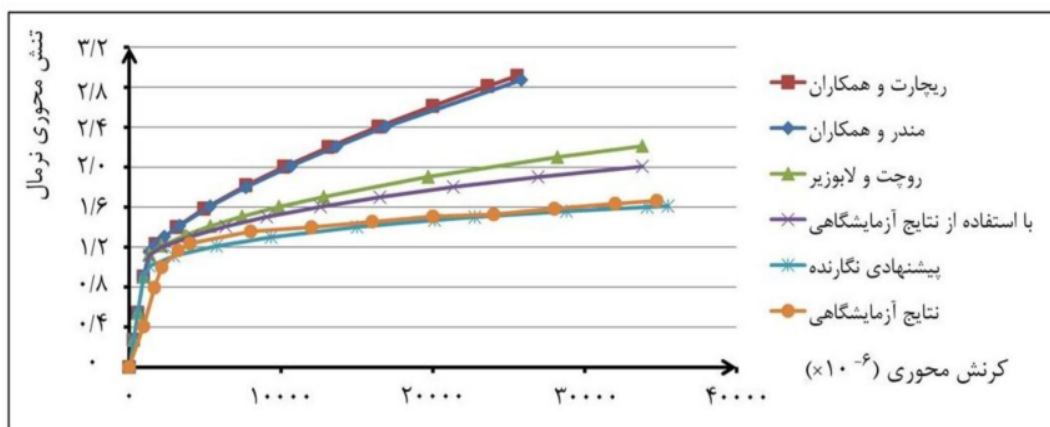
تغییر شکل ستون تأثیر گذارند (البته باید سعی شود تا حد امکان از یک اعتبار و دقت نسبی برخوردار باشند) اما، با همین مقادیر متفاوت انجام تحلیل حساسیت امکان پذیر است. همچنین همگی این مقادیر از یک اعتبار نسبی برخوردار بوده؛ اما بعضی از دقت بهتری برخوردارند.

جدول ۴-۱۵- پارامترهای معیار تسلیم دراکر-پراگر، به دست آمده از روابط مختلف، برای ستون NS-R-2-175-3-40

زاویه اصطکاک (ϕ)	چسبندگی (C)	پارامترهای مورد استفاده در اعتبارسنجی
$37/5^\circ$	۶/۵	ریچارت و همکاران
$36/8^\circ$	۶/۶	مندر و همکاران
25°	۸/۴	روچت و لابوزیر
20°	۹/۰	با استفاده از نتایج آزمایشگاهی
15°	۹/۰	پیشنهادی نگارنده

۴-۱۳-۲- مقایسه نتایج حاصل از تحلیل المان محدود و نتایج آزمایشگاهی

منحنی تنش محوری نرمال- کرنش محوری (به دست آمده در ارتفاع ستون) در شکل ۴-۳۱ نشان داده شده است. همچنین تنش حداکثر و کرنش متناظر آن، به دست آمده از اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی در جدول ۴-۱۶ و جدول ۴-۱۷ نشان داده شده است.



شکل ۴-۳۱- منحنی تنش-کرنش ستون NS-R-2-175-3-40، به دست آمده از اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی

جدول ۴-۱۶- نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود، برای ستون NS-R-2-175-3-40

کرنش متناظر حداکثر تنش محوری	حداکثر تنش محوری نرمال	پارامترهای مورد استفاده در اعتبارسنجی
۲۵۵۴۷	۲/۹۱	ریچارت و همکاران
۲۵۸۳۰	۲/۸۷	مندرو همکاران
۳۳۷۸۴	۲/۲۱	روچت و لابوزیر
۳۳۷۹۸	۲	با استفاده از نتایج آزمایشگاهی
۳۵۴۹۱	۱/۶۱	پیشنهادی نگارنده
۳۴۷۵۲	۱/۶۶	نتایج آزمایشگاهی

جدول ۴-۱۷- درصد اختلاف نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود، برای ستون NS-R-2-175-3-40

پیشنهادی نگارنده	با استفاده از نتایج آزمایشگاهی	روچت و لابوزیر	مندرو همکاران	ریچارت و همکاران	درصد اختلاف پارامترهای مورد استفاده در اعتبارسنجی
۳٪	۲۰٪	۳۳٪	۷۲٪	۷۵٪	حداکثر تنش محوری نرمال
۲٪	۳٪	۳٪	۲۵٪	۲۶٪	کرنش متناظر حداکثر تنش

۴-۱۳-۳- زبان پارامتری ANSYS و ساخت مَکرو

زبان طراحی پارامتری نرم افزار یا همان APDL^۱ به خصوص در ساخت مَکرو^۲ در حلّ مسائلی نظیر مسائل بهینه سازی طراحی، بهینه سازی مش، بهینه سازی توپولوژی و کارکرد با پارامترها در طول یک مسئله کاربرد دارد. این قابلیت با کاربرد آن در ساخت مَکرو به نوعی محیط نیمه فعالی از یک محیط برنامه نویسی را می تواند ایجاد کند.

از جمله قابلیت های این زبان می توان به محاسبات ریاضی به کمک دستورات موجود، تولید دستورات شرطی و حلقه های تکرار اشاره کرد.

۱ – ANSYS Parametric Design Language

۲ – Macro

استفاده از رابط گرافیکی کاربر یا GUI^۱ اگر چه در مدل سازی راحت تر از برنامه نویسی به زبان APDL به نظر می رسد، اما با توجه به موارد زیر، استفاده از آن گریز ناپذیر به نظر می رسد.

۱- در بسیاری موارد کاربر نیاز به ایجاد مدل های متعددی از یک نمونه را دارد. به عنوان مثال در تحقیق حاضر مدل های شبیه سازی شده ممکن است در سطح مقطع آرماتورهای طولی و عرضی، مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته بتن، ضخامت و زاویه دورپیچ و ... متفاوت باشند؛ در این حالت با استفاده از زبان برنامه نویسی به راحتی می توان با تغییر چند عدد تغییرات لازم را در مدل ایجاد کرد. حتی می توان برنامه نوشته شده را پارامتری نموده، تا در هنگام اجرای برنامه مقدار هر متغیر را وارد نمود. با پارامتری نمودن برنامه و استفاده از متغیرهای ماتریسی می توان گام های بارگذاری را وارد کرده و به اجرای تحلیل هر گام بارگذاری به طور خودکار اقدام کرد.

۲- روند ایجاد، خواص و شرایط مدل، در مدل های حاصل از رابط گرافیکی مشکل بوده و حتی پیگیری بعضی از مراحل ایجاد مدل غیرممکن است؛ در حالی که تمامی مراحل ایجاد مدل در زبان برنامه نویسی خط به خط قابل پیگیری است.

۳- با استفاده از زبان برنامه نویسی ANSYS یا همان APDL، به راحتی می توان تغییرات دلخواه را در مدل ایجاد کرد؛ در حالی که در مدل های ایجاد شده توسط رابط گرافیکی این کار مشکل و حتی ممکن است با خطا ممکن باشد.

۴- حجم فایل های ایجاد شده توسط برنامه نویسی بسیار کمتر از رابط گرافیکی است؛ از این رو انتقال فایل های آن به راحتی امکان پذیر است.

فصل پنجم

تحلیل اجزای محدود محصورشدگی

ستون‌های بتن مسلح

(توسط نرم‌افزار ANSYS)

۵-۱- بهبود اثر محصورکنندگی دورپیچ FRP بر ستون‌های بتن مسلح مستطیلی

توسط اصلاح سطح مقطع ستون

۵-۱-۱- مقدمه

دورپیچ کردن ستون‌های بتن مسلح غیردایروی با FRP، سبب ایجاد محصورشدگی غیریکنواخت مقطع شده که تأثیر آن در مقایسه با محصورشدگی یکنواخت به مراتب کم‌تر است. جهت باز توزیع فشار جانبی ناشی از دورپیچ FRP و رسیدن به محصورشدگی یکنواخت و مؤثرتر، اصلاح سطح مقطع می‌تواند به عنوان راه‌کاری مناسب در رابطه با ستون‌های چهارگوش مطرح شود. در این روش با اجرای پوششی خارجی از جنس بتن و تغییرشکل سطح مقطع به شکل دلخواه، مقاطع چهارگوش به مقاطع دایروی و بیضوی تبدیل می‌شوند.

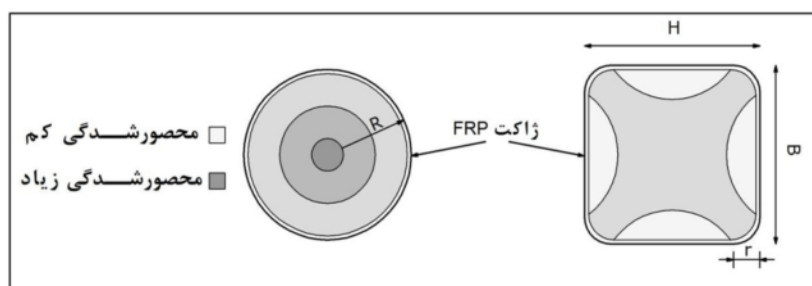
همان‌طور که در شکل ۵-۱ نشان داده شده است، مقدار و نحوه توزیع فشار جانبی اعمال شده به هسته بتنی، با توجه به سطح مقطع ستون متفاوت است. مطابق این شکل، درمقطع دایروی تنش محصورکننده جانبی به طور یکنواخت در مقطع ستون توزیع می‌شود؛ در حالی که در مقاطع چهارگوشه، توزیع این فشار غیریکنواخت است.

محصورشدگی مقاطع دایروی در اثر سختی غشایی صفحات FRP است و با توجه به این که سختی غشایی صفحات FRP بسیار زیاد است، محصورشدگی این مقاطع بسیار کارا و مؤثر است؛ در حالی که محصورشدگی اضلاع در مقاطع چهارگوش در اثر سختی خمشی صفحات FRP بوده و با توجه به این نکته که سختی خمشی صفحات FRP در مقایسه با سختی غشایی آن بسیار کم و نزدیک به صفر است، محصورشدگی این نواحی بسیار کم است؛ در این مقاطع، گوشه‌های گردشده با توجه به تأثیر سختی غشایی FRP و قرار گرفتن تحت فشار محصورکننده از دو جهت، ظرفیت تحمل تنش‌های فشاری، به مراتب بالاتر از نواحی دیگر این مقاطع (مقاطع چهارگوش) را تجربه می‌کنند.

یکی از عواملی که در محصورشدگی مقاطع چهارگوشه مؤثر است، مقدار شعاع گردشدگی

گوشه‌ها می‌باشد؛ به طوری‌که با افزایش شعاع گردش‌دگی، بر کارایی و شدت محصورشدگی افزوده می‌شود. اما باید به این نکته توجه کرد که طول پوشش بتن (Cover) عاملی محدودکننده در افزایش شعاع گردش‌دگی است. تأثیر شعاع گردش‌دگی تا حدی است که در صورت عدم گردش‌دگی گوشه‌ها، تأثیر دورپیچ FRP در بهبود باربری ستون به صفر می‌رسد [۵۳].

با توجه به کارایی کم محصورشدگی در ستون‌های با مقاطع چهارگوش نسبت به ستون‌های دایروی و بیضوی از یک سو، و محدودیت در افزایش شعاع گردش‌دگی از سوی دیگر، اصلاح سطح مقطع ستون می‌تواند به عنوان راه‌کاری مناسب جهت افزایش کارایی دورپیچ FRP در نظر گرفته شود. برای این منظور ابتدا به اجرای پوششی بتنی پیرامون ستون چهارگوش اقدام شده و پس از اصلاح سطح مقطع، به اشکال دایروی و یا بیضوی اقدام به دورپیچ کردن پیرامون ستون می‌شود. اصلاح سطح مقطع به یکی از اشکال دایروی و یا بیضوی، با توجه به ملاحظات معماری و میزان افزایش باربری مورد نیاز انجام می‌شود. در این تحقیق تمامی مشخصات بتن هسته و پوشش خارجی یکسان در نظر گرفته شده است. به منظور عمل‌کرد هماهنگ هسته و پوشش خارجی بتنی، مضرس کردن سطوح اتصال در محل تماس توصیه می‌شود.



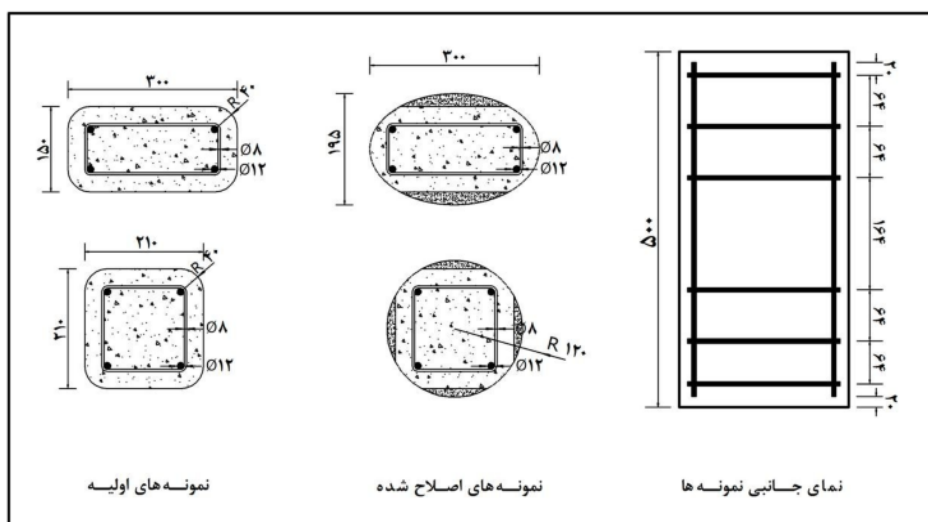
شکل ۵-۱- توزیع فشار محصورکننده در مقاطع دایروی و چهارگوش

تأثیر اصلاح سطح مقطع بر روی نمونه‌های بتن غیرمسلح با استفاده از بتن منبسط‌شونده توسط کریس پنتلیدس و همکارانش بررسی شده است که نتایج حاصل از آن، افزایش قابل توجه در ظرفیت باربری و شکل‌پذیری نمونه‌ها را نشان می‌دهد [۵۴].

این بخش به بررسی تأثیر این اصلاح، با استفاده از تحلیل عددی به شیوه المان محدود غیرخطی سه بعدی اختصاص داشته که مدل سازی آن با استفاده از نرم افزار ANSYS صورت گرفته است. این اصلاح بر روی ۶ نمونه ستون بتن مسلح با مقاطع چهارگوشه انجام شده است که صحت این مدل ها توسط نتایج آزمایشگاهی به اثبات رسیده است [۴۹].

۵-۱-۲- نمونه ها

در این تحقیق ۶ نمونه اولیه و ۶ نمونه اصلاح شده بررسی شده است که مشخصات آنها در شکل ۵-۲ آمده است. سیستم واحد مورد استفاده در این بررسی، نیوتن- میلی متر است. شناسه مدل های اجزای محدود به همراه ضخامت دورپیچ آنها در جدول ۵-۱ آمده است. اولین حرف در شناسه نمونه ها مربوط به نوع سطح مقطع آنها است که حرف S مربوط به مقاطع مربعی، حرف R مربوط به مقاطع مستطیلی، C مربوط به مقاطع دایروی و E مربوط به مقاطع بیضوی می باشد. دومین حرف در شناسه نمونه ها مربوط به تعداد لایه های دورپیچ آنها است. مشخصات آرماتورگذاری ستون ها، بتن مصرفی، آرماتورهای طولی و عرضی و FRP برای تمامی نمونه ها، در جدول ۵-۲ تا جدول ۵-۷ آورده شده است.



شکل ۵-۲- مشخصات نمونه ها (ابعاد بر حسب میلی متر)

جدول ۵-۱- شناسه مدل‌های اجزای محدود نمونه‌های اصلاح‌نشده (اصلاح سطح مقطع)

ضخامت دورپیچ	شناسه نمونه‌ها	ضخامت دورپیچ	شناسه نمونه‌ها
۰/۱۶۵	C-1	۰/۱۶۵	S-1
۰/۴۹۵	C-3	۰/۴۹۵	S-3
۰/۸۲۵	C-5	۰/۸۲۵	S-5
۰/۱۶۵	E-1	۰/۱۶۵	R-1
۰/۴۹۵	E-3	۰/۴۹۵	R-3
۰/۸۲۵	E-5	۰/۸۲۵	R-5

جدول ۵-۲- مشخصات نمونه‌های اصلاح‌نشده (اصلاح سطح مقطع)

شعاع گردشگی	آرماتور عرضی	آرماتور طولی	ابعاد (میلی‌متر)	سطح مقطع	نمونه‌ها
۴۰ mm	۸ ϕ @ ۱۶۴ mm	۴-۱۲ ϕ	۲۱۰ × ۲۱۰ × ۵۰۰	مربع	S-n
۴۰ mm	۸ ϕ @ ۱۶۴ mm	۴-۱۲ ϕ	۱۵۰ × ۳۰۰ × ۵۰۰	مستطیل	R-n

جدول ۵-۳- مشخصات نمونه‌های اصلاح‌شده (اصلاح سطح مقطع)

آرماتور عرضی	آرماتور طولی	ارتفاع	قطر کوچک	قطر بزرگ	سطح مقطع	نمونه‌ها
۸ ϕ @ ۱۶۴ mm	۴-۱۲ ϕ	۵۰۰ mm	۲۱۰ mm	۲۱۰ mm	دایره	C-n
۸ ϕ @ ۱۶۴ mm	۴-۱۲ ϕ	۵۰۰ mm	۱۹۵ mm	۳۰۰ mm	بیضی	E-n

جدول ۵-۴- مشخصات بتن مصرفی نمونه‌های اصلاح‌نشده و اصلاح‌شده (اصلاح سطح مقطع)

ضریب پواسون	مقاومت فشاری (Mpa)
۰/۲	۲۶/۴

جدول ۵-۵- پارامترهای معیار دراگر-پراگر نمونه‌های اصلاح‌نشده و اصلاح‌شده (اصلاح سطح مقطع)

زاویه اصطکاک	چسبندگی	نمونه‌ها
۱۵°	۹	مربعی-مستطیلی
۳۰°	۷	دایری-بیضی

جدول ۵-۶- مشخصات آرماتورهای نمونه‌ها (اصلاح سطح مقطع)

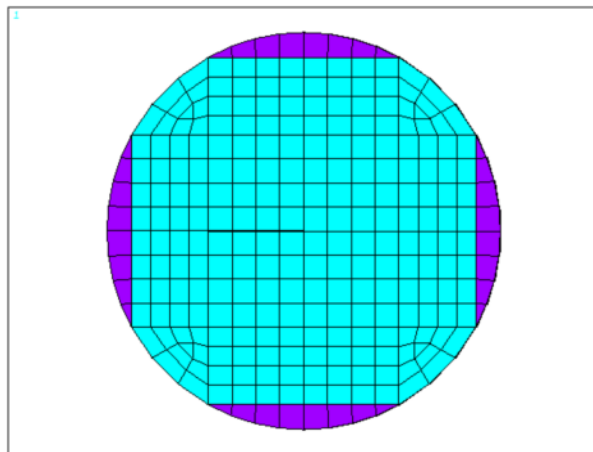
کرنش	تنش تسلیم	قطر	نوع
۰/۰۰۲۴	۴۷۶	۸	۸ ϕ
۰/۰۰۱۷	۳۳۹	۱۲	۱۲ ϕ

جدول ۵-۷- مشخصات مکانیکی FRP، مورد استفاده در نمونه‌های اصلاح‌شده بر حسب گیگاپاسکال

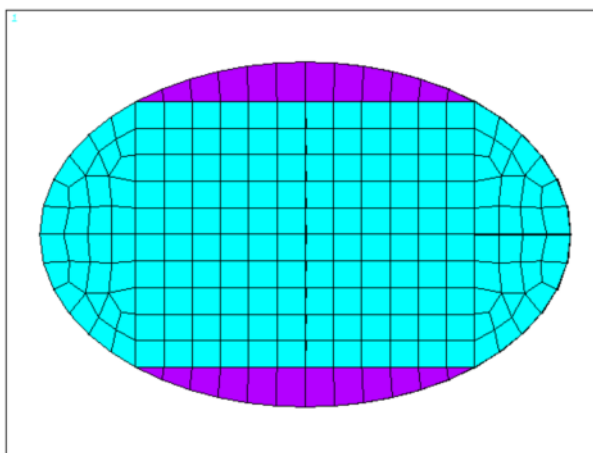
ϵ_{fu}	Gxz	Gyz	Gxy	Ez	Ey	Ex
۰/۰۱۵	۶	۶	۷	۱۲	۱۲	۲۳۰

۵-۱-۳- مدل اجزای محدود نمونه‌های اصلاح‌نشده و اصلاح‌شده

در شکل ۳-۵ و شکل ۴-۵ مدل اجزای محدود ستون‌های اصلاح‌شده آورده شده است. در این اشکال قسمت‌های آبی رنگ، بتن ستون موجود و قسمت‌های بنفش رنگ، بتن ثانویه که به منظور اصلاح سطح مقطع ستون به کار رفته‌اند را نشان می‌دهند. شایان ذکر است که مساحت ستون‌های اصلاح‌شده و اصلاح‌نشده تقریباً با هم برابراند. در مدل‌سازی فرض شده است که اتصال کامل بین این دو ناحیه برقرار است.



شکل ۳-۵- مدل اجزای محدود نمونه‌های مربعی به همراه مدل اصلاح‌شده آن‌ها

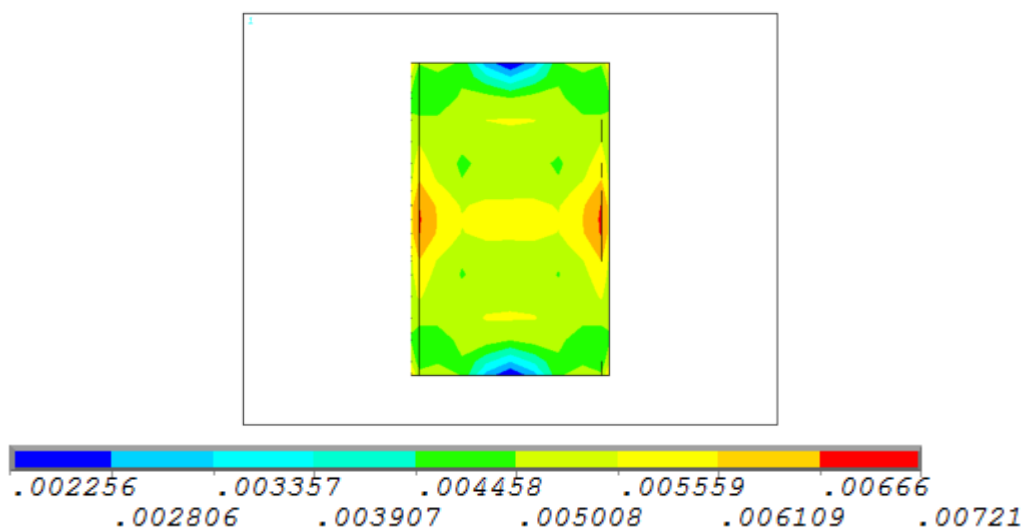


شکل ۴-۵- مدل اجزای محدود نمونه‌های مستطیلی به همراه مدل اصلاح‌شده آن‌ها

۵-۱-۴- مد خرابی نمونه‌ها

بارگذاری مدل‌ها از نوع کنترل نیرو بوده است. خرابی تمامی مدل‌ها بر اثر گسیختگی صفحات FRP در وسط ارتفاع ستون یا در نزدیکی آن اتفاق می‌افتد. در نمونه‌های چهارگوش به علت فقدان سختی خمشی مناسب صفحات FRP، در وسط اضلاع اتساع قابل ملاحظه‌ای رخ می‌دهد. به همین علت بیشینه کرنش جانبی ستون در این نواحی رخ می‌دهد؛ در حالی که در نمونه‌های اصلاح‌شده دایروی با توجه به تقارن، توزیع کرنش در وسط ارتفاع یکنواخت است. کرنش بیشینه طولی (در راستای الیاف FRP) در نمونه‌های چهارگوش، در گوشه‌های گردشده، در نمونه‌های دایروی در وسط ارتفاع ستون و در نمونه‌های بیضوی در نواحی با انحنای کم‌تر رخ می‌دهد و هر چقدر نسبت دو قطر بیضوی به یک نزدیک شود از تفاوت کرنش‌های طولی کاسته می‌شود.

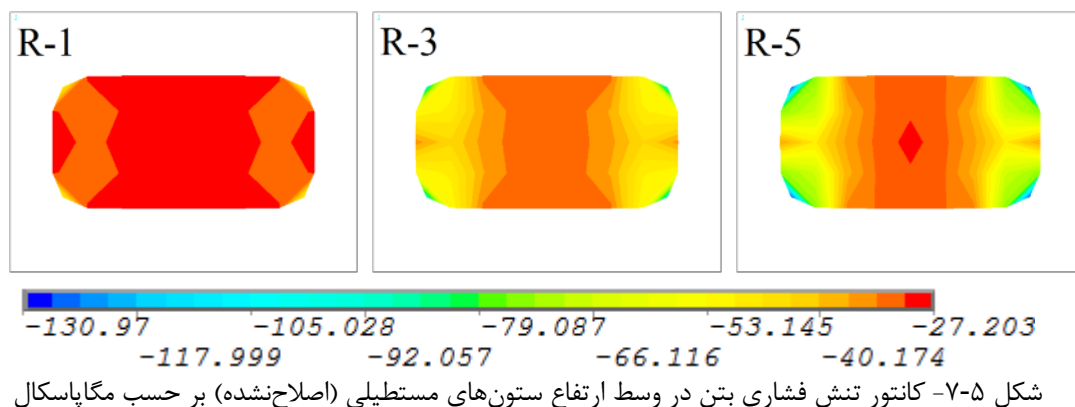
نواحی با شعاع انحنای کم در نمونه‌های چهارگوش و بیضوی تمرکز تنش زیادی وجود دارد که مقدار آن رابطه مستقیم با میزان شعاع انحنای این نواحی دارد. در این نواحی بیش‌ترین نیروی تماسی بین بتن و دورپیچ FRP مشاهده می‌شود که حاصل از تنش‌های کششی موجود در الیاف دورپیچ FRP است. با نتایج حاصل از یافته‌های آزمایشگاهی و اجزای محدود، می‌توان گفت گسیختگی FRP در این نواحی، به علت نیروی تماسی زیاد و تمرکز تنش کششی در صفحات FRP رخ می‌دهد.



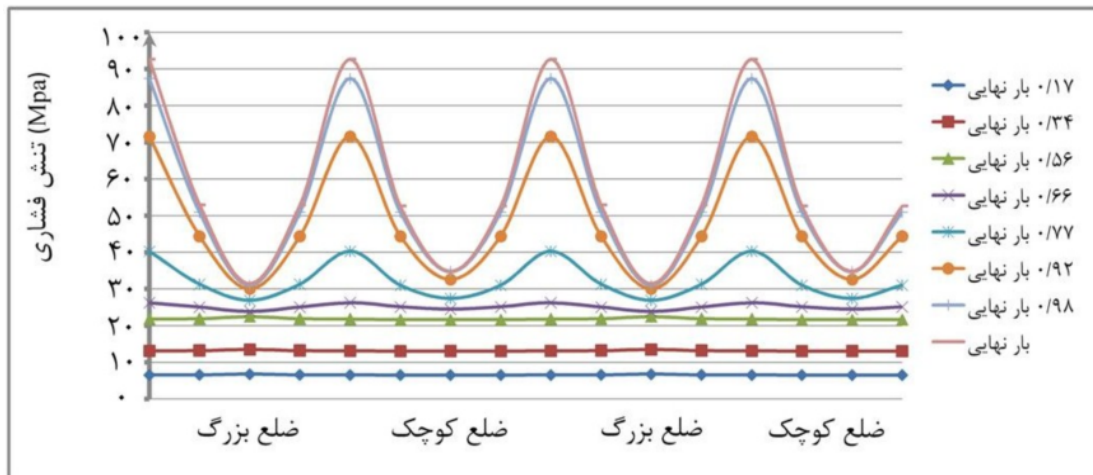
شکل ۵-۵- کانتور کرنش طولی دورپیچ FRP برای نمونه R-3 (اصلاح‌نشده)

۵-۱-۵- نتایج تحلیل اجزای محدود و بررسی آن

در شکل ۵-۶ و شکل ۵-۷ کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع نمونه‌های اولیه نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود محصورشدگی این مقاطع غیریکنواخت بوده که با افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ بر میزان این ناهمگونی افزوده می‌شود.

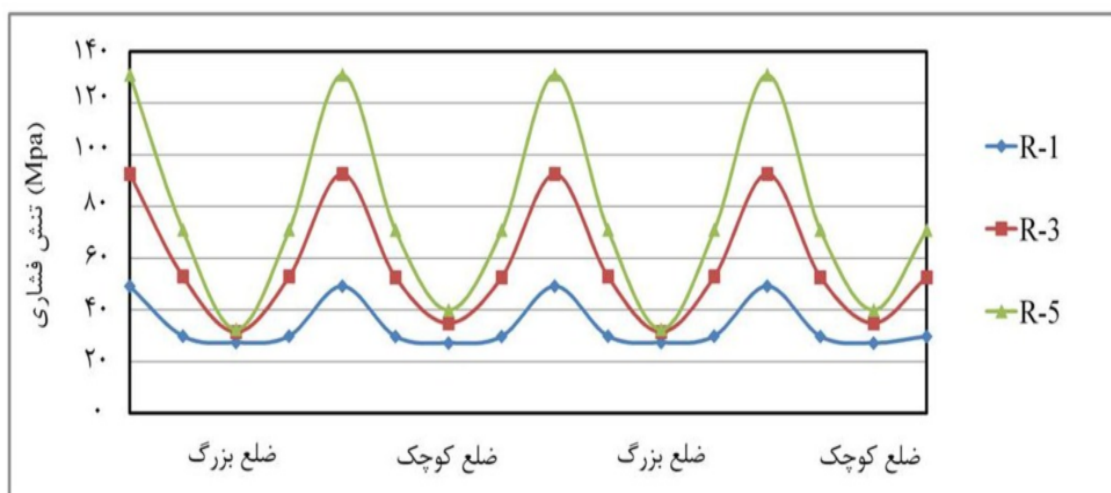


در شکل ۵-۸ تنش‌های فشاری، پیرامون نمونه R-3 در بارهای مختلف اعمالی آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در گام‌های اولیه بارگذاری، تنش فشاری نقاط مختلف پیرامون ستون تفاوتی نمی‌کند (تا بارهای نزدیک به نصف ظرفیت نهایی باربری ستون)؛ اما به طور تقریبی از بارهای بیش از نصف بار نهایی، تفاوت در تنش‌های فشاری آغاز می‌شود. این اختلاف‌ها افزایش می‌یابد، به طوری که در ظرفیت نهایی نسبت حداکثر به حداقل تنش فشاری به حدود ۳ می‌رسد.



شکل ۸-۵- توزیع تنش‌های پیرامونی در نمونه R-3، در بارهای اعمالی مختلف

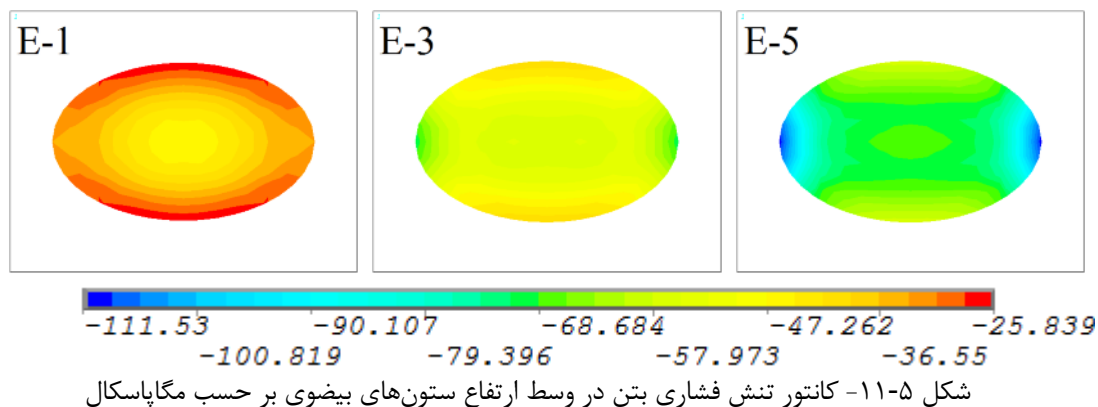
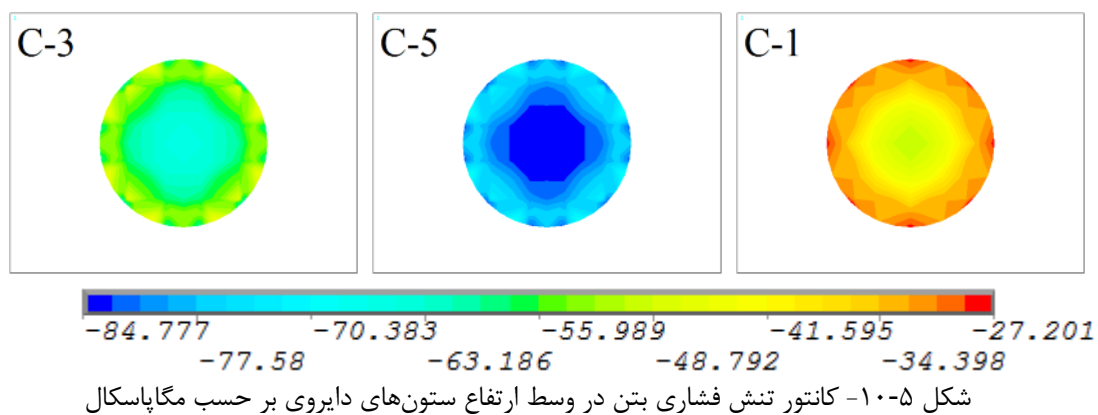
در شکل ۹-۵ تنش‌های فشاری پیرامون نمونه‌های مستطیلی در حالت اعمال بار نهایی آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در تمامی آن‌ها، تنش در گوشه‌ها زیاد و در طول اضلاع کم می‌باشد که نشان‌دهنده تفاوت در میزان محصورشدگی این نواحی و تمرکز تنش در گوشه‌هاست. هر چه تعداد لایه‌های دورپیچ افزایش یابد، بر میزان تمرکز تنش در گوشه‌ها افزوده می‌شود؛ در حالی که به دلیل فقدان سختی خمشی صفحات FRP، تنش‌های محصورکنندگی در کناره‌ها افزایش چندانی نداشته و به تبع، تنش‌های فشاری بتن در این نواحی بر خلاف گوشه‌ها تغییر چندانی ندارد.



شکل ۹-۵- توزیع تنش فشاری پیرامون وسط ارتفاع ستون‌های مستطیلی در هنگام اعمال بار نهایی

همان‌طور که از اشکال و نمودارهای نشان داده شده بر می‌آید محصورشدگی مقاطع چهارگوش به شدت غیریکنواخت است.

کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون، برای ۶ نمونه اصلاح‌شده در شکل ۵-۱۰ و شکل ۵-۱۱ نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود که پس از این اصلاح، محصورشدگی بتن به مراتب یکنواخت‌تر شده و تفاوت بین حداقل و حداکثر تنش فشاری به مراتب کاهش یافته است.



مقایسه کانتورهای تنش فشاری نمونه‌های مستطیلی و مربعی با بیضوی و دایروی نشان می‌دهد که محصورشدگی مقاطع اصلاح‌شده بسیار یکنواخت‌تر از مقاطع چهارگوش است. دلیل آن است که در مقاطع چهارگوش به منظور ایجاد محصورکنندگی (در طول اضلاع) از سختی خمشی صفحات FRP استفاده می‌شود؛ در حالی که در مقاطع بیضوی و دایروی از سختی غشایی این صفحات استفاده می‌شود. لازم به یادآوری است که سختی خمشی صفحات FRP در مقایسه با سختی غشایی آن‌ها

بسیار ناچیز بوده و قابل صرف نظر کردن است.

جدول ۵-۸- تنش های فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون های اولیه (اصلاح نشده) بر حسب مگاپاسکال

نسبت تنش ها	تنش حداقل	تنش حداکثر	نمونه ها
۱/۶۶	۲۶/۳۹۷	۴۳/۸	S-1
۲/۷۶	۳۲/۷	۹۰/۳۷۴	S-3
۳/۷۷	۳۵/۳۰۹	۱۳۳/۱۴	S-5
۱/۸۱	۲۷/۲۰۳	۴۹/۱۸۴	R-1
۲/۹۹	۳۰/۹۷۴	۹۲/۶۶۳	R-3
۴/۴۷	۲۹/۳	۱۳۰/۹۷	R-5

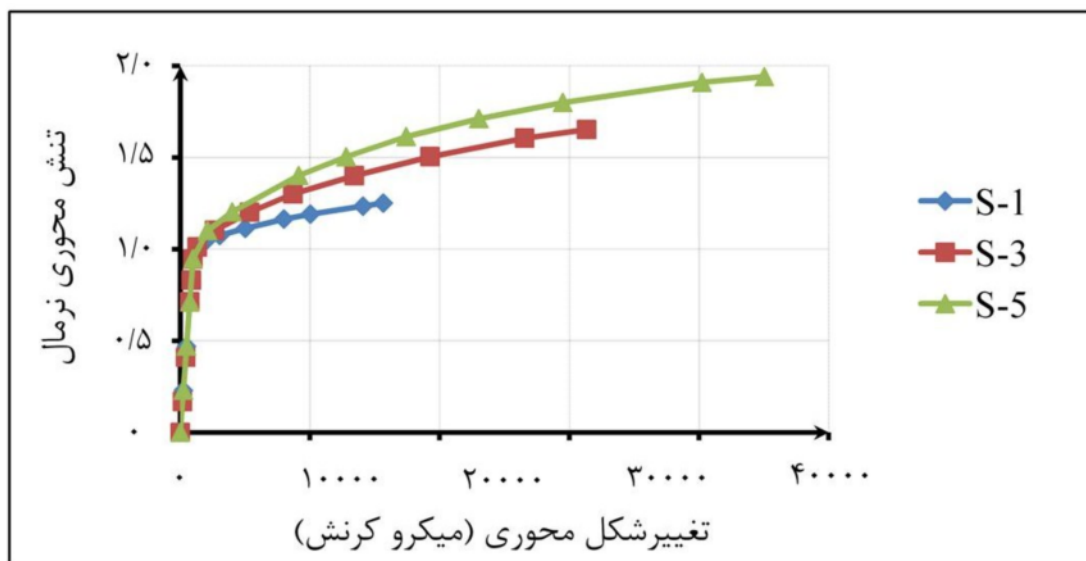
جدول ۵-۹- تنش های فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون های اصلاح شده بر حسب مگاپاسکال

نسبت تنش ها	تنش حداقل	تنش حداکثر	نمونه ها
۱/۸۲	۲۷/۲۰۱	۴۹/۳۸۸	C-1
۱/۵	۴۳/۵۲۷	۶۵/۱۱۳	C-3
۱/۲۴	۶۸/۱۴۴	۸۴/۷۷۷	C-5
۱/۸	۲۵/۸۳۴	۴۶/۶۲	E-1
۱/۸۱	۳۹/۵۸۳	۷۱/۹۱۸	E-3
۲/۰۷	۵۳/۹۰۷	۱۱۱/۵۳	E-5

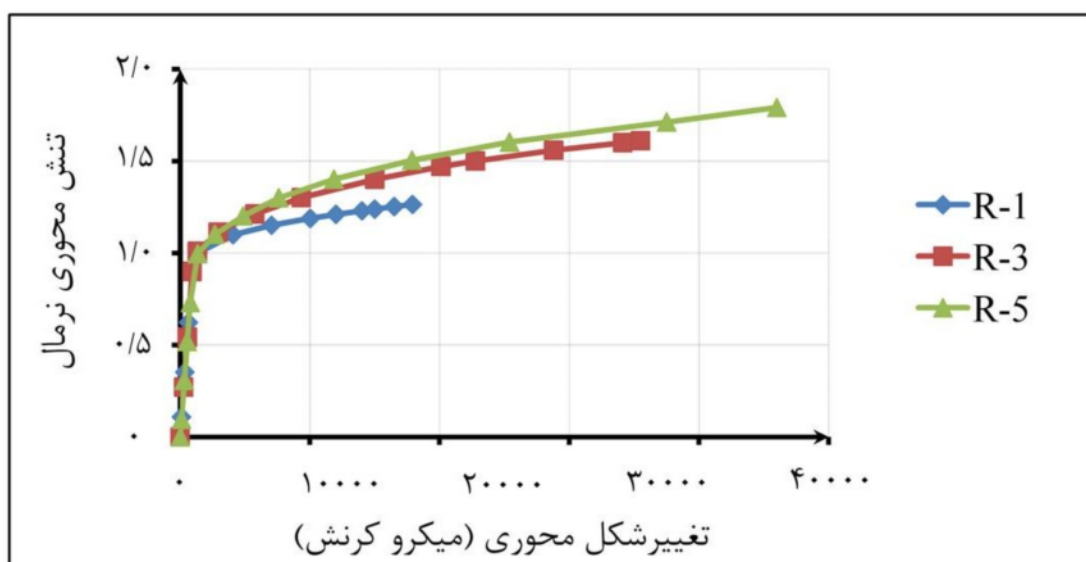
نتایج این جداول نشان می دهد که در نمونه های مربعی و مستطیلی (نمونه های اولیه) با افزایش تعداد لایه های دورپیچ، غیریکنواختی محصورشدگی افزایش یافته است؛ در حالی که در ستون های دایروی که یکنواخت ترین محصورشدگی را دارند این افزایش، سبب یکنواخت تر شدن محصورشدگی شده است. در ستون های بیضوی که توزیع تنش فشاری آن، مابین دو گروه ستون اولیه و اصلاح شده است، این افزایش در تعداد لایه ها، سبب افزایش ناچیزی در نسبت تنش های فشاری شده است.

در شکل ۵-۱۲ و شکل ۵-۱۳ منحنی های تنش محوری نرمال-کرنش محوری نمونه های مربعی و

مستطیلی آورده شده است (تنش محوری از تقسیم واکنش‌های تکیه‌گاهی یا نیروی اعمالی بر سطح مقطع ستون و کرنش محوری نیز در ارتفاع ستون به دست آمده‌اند). همان‌طور که از این نمودارها بر می‌آید افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ FRP علاوه بر افزایش تنش محوری قابل حمل ستون (افزایش ظرفیت باربری)، تأثیر به‌سزایی نیز در کرنش محوری ستون (شکل‌پذیری) دارد.



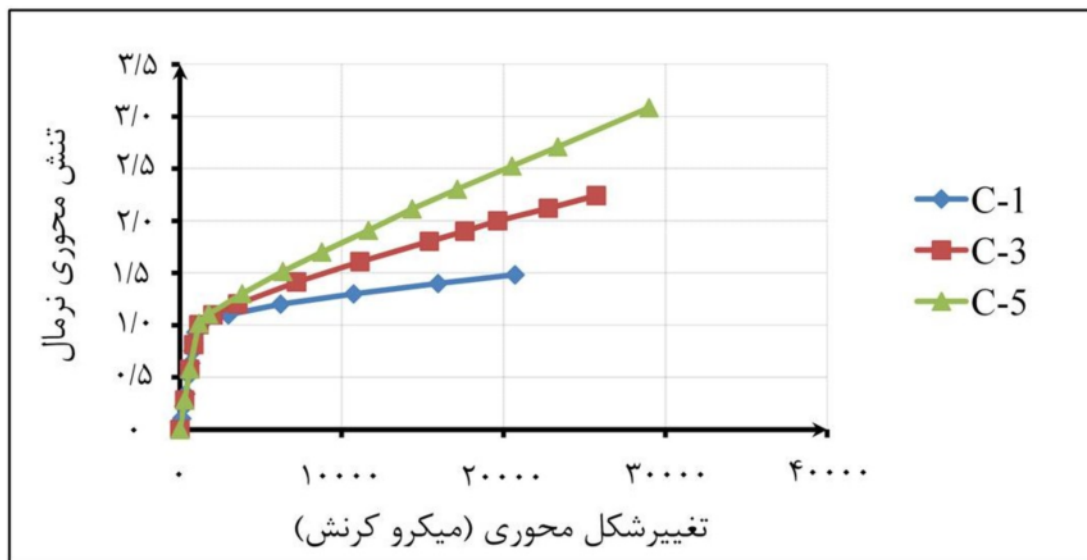
شکل ۱۲-۵- منحنی‌های تنش-کرنش نمونه‌های مربعی



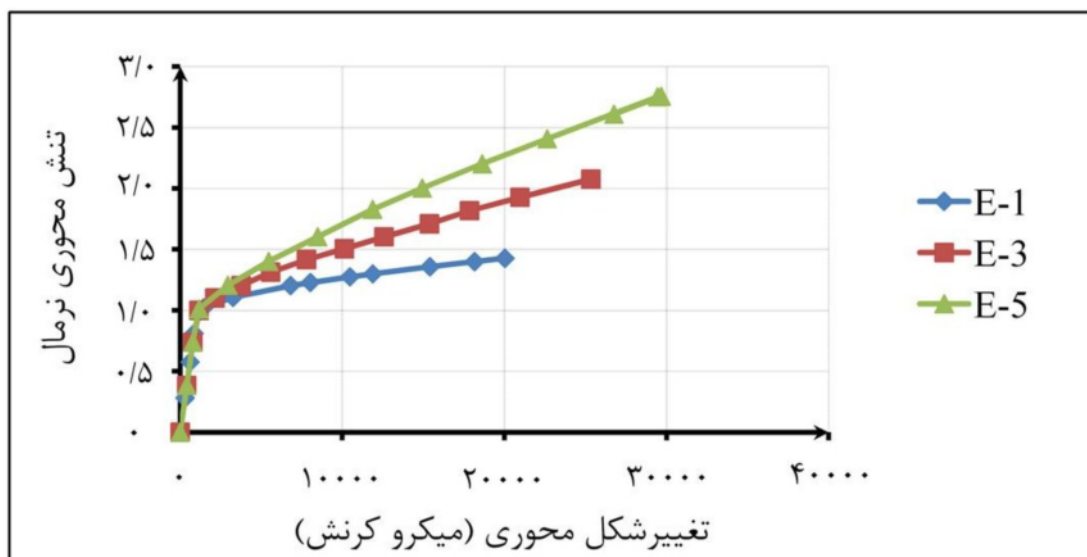
شکل ۱۳-۵- منحنی‌های تنش-کرنش نمونه‌های مستطیلی

در شکل ۱۴-۵ و شکل ۱۵-۵ منحنی‌های تنش محوری نرمال-کرنش محوری نمونه‌های

دایروی و بیضوی آورده شده است. همان‌طور که از این نمودار بر می‌آید افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ FRP علاوه بر افزایش تنش محوری قابل حمل ستون (افزایش ظرفیت باربری)، تأثیر به‌سزایی نیز در کرنش محوری ستون (شکل‌پذیری) دارد. البته افزایش کرنش محوری این ستون‌ها در مقایسه با نمونه‌های مربعی و مستطیلی نیست.



شکل ۱۴-۵- منحنی‌های تنش-کرنش نمونه‌های دایروی



شکل ۱۵-۵- منحنی‌های تنش-کرنش نمونه‌های بیضوی

در جدول ۱۰-۵ و جدول ۱۱-۵ کرنش محوری نهایی نمونه‌ها و نسبت افزایش کرنش نهایی

نمونه‌های دورپیچ‌شده به کرنش متناظر با حداکثر ظرفیت باربری نمونه‌های دورپیچ‌نشده آورده شده است.

جدول ۱۰-۵- کرنش محوری نهایی نمونه‌های اصلاح‌نشده و نسبت افزایش آن‌ها

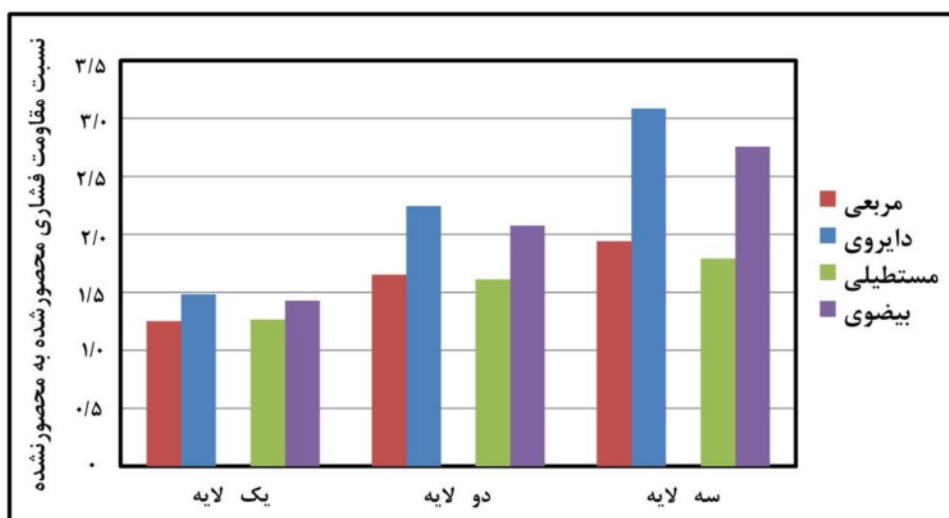
نسبت افزایش کرنش	کرنش محوری نهایی	نمونه‌ها
۷/۸۵	۰/۰۱۵۷	S-1
۱۵/۶۵	۰/۰۳۱۳	S-3
۲۲/۵	۰/۰۴۵۰	S-5
۸/۹۵	۰/۰۱۷۹	R-1
۱۷/۷۵	۰/۰۳۵۵	R-3
۲۳	۰/۰۴۶۰	R-5

جدول ۱۱-۵- کرنش محوری نهایی نمونه‌های اصلاح‌شده و نسبت افزایش آن‌ها

نسبت افزایش کرنش	کرنش محوری نهایی	نمونه‌ها
۱۰/۳۵	۰/۰۲۰۷	C-1
۱۲/۸۵	۰/۰۲۵۷	C-3
۱۴/۵	۰/۰۲۹۰	C-5
۱۰	۰/۰۲۰۰	E-1
۱۲/۶۵	۰/۰۲۵۳	E-3
۱۴/۸۵	۰/۰۲۹۷	E-5

این جداول نشان می‌دهد که دورپیچ کردن ستون‌ها توسط ژاکت FRP، سبب افزایش چشمگیر شکل‌پذیری آن‌ها می‌شود؛ و با افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ، افزایش شکل‌پذیری بهبود می‌یابد. در نمودار شکل ۵-۱۶، نسبت افزایش مقاومت فشاری نمونه‌های اولیه و اصلاح‌شده آورده شده است که افزایش چشمگیر در ظرفیت باربری نمونه‌های اصلاح‌شده ملاحظه می‌شود. همچنین هر چه تعداد لایه‌های دورپیچ افزایش پیدا می‌کند، میزان تأثیر اصلاح مقطع، افزایش می‌یابد. با توجه به قیمت بالای کامپوزیت FRP، منطقی به نظر می‌رسد که در صورت امکان، قبل از اقدام به دورپیچ

کردن، مقطع ستون به شکل مناسب اصلاح شود تا کارایی دورپیچ افزایش یافته و حتی از تعداد لایه‌های دورپیچ مورد نیاز کاسته شود. سطح مقطع ستون‌های اصلاح‌شده تقریباً با سطح مقطع ستون‌های اصلاح‌نشده برابر است. در مواردی افزایش ظرفیت زیادی مدّ نظر بوده و شرایط معماری سازه اجازه دهد می‌توان بدون آن‌که لبه‌های ستون را گردگوشه کرد اصلاح سطح مقطع را انجام داد که این کار سبب افزایش قابل ملاحظه‌ای در ظرفیت باربری ستون می‌شود.



شکل ۵-۱۶- میزان تأثیر دورپیچ در ۱۲ نمونه اصلاح‌شده و اصلاح‌نشده

۵-۲- تأثیر اعمال بار با خروج از مرکزی در ظرفیت باربری ستون‌های بتن مسلح

مستطیلی و ترسیم دیاگرام اندرکنش بار-ممان و مقایسه آن با دیاگرام پیشنهادی

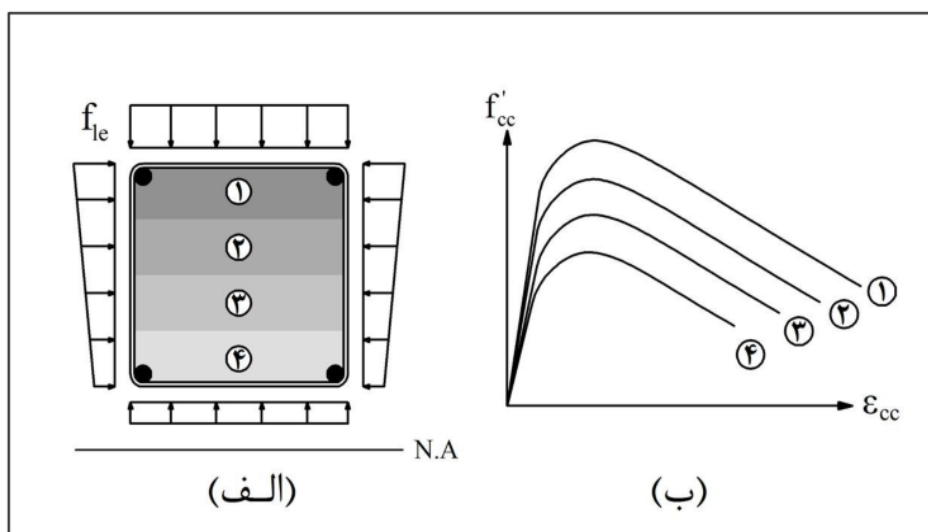
ACI 440.2R-08.

۵-۲-۱- مقدمه

توزیع تنش محصورکننده دورپیچ‌هایی از جنس FRP در ستون‌هایی با مقاطع مدور و چهارگوشه که تحت بار محوری خالص قرار دارند متفاوت است که این تفاوت در شکل ۵-۱ به تصویر درآمده است. مطابق این شکل، در مقطع مدور تنش محصورکننده جانبی به طور یکنواخت در کل مقطع ستون توزیع می‌شود؛ در حالی که در مقاطع چهارگوشه، توزیع فشار محصورکننده غیر یکنواخت است. در مقاطع مستطیلی یا مربعی گوشه‌ها از دو جهت تحت فشار محصورکننده قرار می‌گیرند؛ از این رو مقدار تنش در این نواحی بیشتر از نواحی دیگر است. توزیع یکنواخت تنش محصورکننده در ستون‌هایی با مقاطع مدور، تنش‌های یکنواختی را در دورپیچ FRP ایجاد می‌نماید. محصور شدن این نوع مقاطع، مقاومت فشاری آن‌ها را به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهد. روابط متعددی جهت محاسبه مقاومت استوانه‌های بتنی محصورشده پیشنهاد شده است که از آن جمله می‌توان به مدل سامان و همکارانش [۱۹] و مدل کاربهاری و ژائو [۲۳] اشاره کرد.

روابطی که برای بیان مقاومت فشاری بتن محصورشده با FRP ارائه شده است، غالباً بر اساس آزمایش اعمال بار فشاری بدون خروج از مرکزیت به نمونه‌ها به دست آمده‌اند؛ در حالی که در عمل تمامی ستون‌های بتنی، تحت اثر اندرکنش بار فشاری و لنگر خمشی قرار می‌گیرند. در حالت نهایی بارگذاری هنگامی که بار فشاری برون‌محور به مقطع تمامی ستون‌ها اعم از مدور و چهارگوش وارد می‌شود، حجم تنش فشاری وارد بر مقطع نسبت به حالت بار بدون خروج از مرکزی کاهش یافته؛ اما هم‌چنان توزیع کرنش محوری در ارتفاع مقطع، خطی است. در این حالت توزیع تنش فشاری محصورکننده همانند تصاویر شکل ۵-۱ نیست. به این ترتیب استفاده از رابطه‌های پیشین، برای

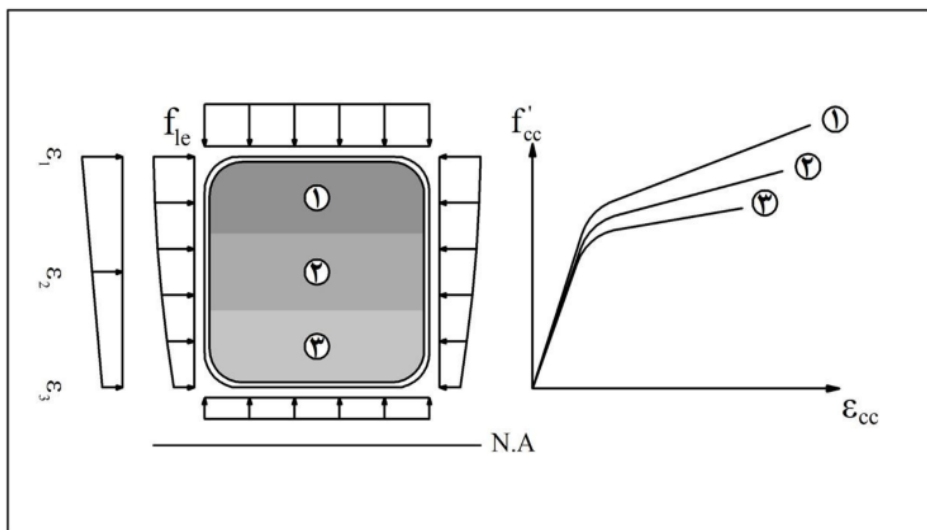
تخمین مقاومت فشاری بتن محصور شده تحت اثر بار فشاری برون محور غیرمنطقی به نظر می‌رسد. ساچیوگلو و همکارانش به هنگام اعمال بار برون محور فشاری، تغییراتی خطی همانند شکل ۱۷-۵ را برای تنش فشاری محصورکننده ناشی از آرماتورهای عرضی موجود در مقطع ستون پیشنهاد نموده‌اند. به این ترتیب مقدار تنش و کرنش فشاری بتن در تارهای مختلف مقطع، همانند شکل ۱۷-۵ ب، متغیر خواهد بود [۳۴].



شکل ۱۷-۵- توزیع تنش محصورکننده جانبی ناشی از آرماتور عرضی و نمودار تنش-کرنش بتن محصور شده

پروین و ونگ [۳۶] نشان دادند که تغییرات تنش فشاری محصورکننده ناشی از دورپیچ FRP هنگامی که ستون تحت بار با خروج از مرکزیت قرار دارد، همانند شکل ۱۸-۵ غیرخطی است. همچنین کارایی دورپیچ FRP حتی با کوچک‌ترین خروج از مرکزیت بار محوری به شدت کاهش می‌یابد.

در پژوهشی دیگر، فام و همکارانش [۳۱] با فرض شرایط حدی، مقاومت فشاری بتن محصور شده با CFRP را در برون محوری‌های مختلف بار فشاری مدل‌سازی کرده‌اند. در این مدل مقدار مقاومت فشاری بتن محصور شده هم‌زمان با افزایش برون محوری بار، کاهش می‌یابد.



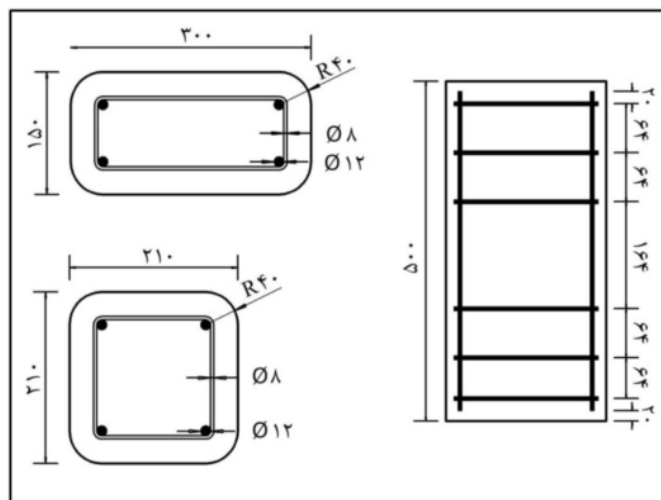
شکل ۵-۱۸- توزیع تنش محصورکننده جانبی ناشی از دورپیچ FRP و نمودار تنش- کرنش بتن محصورشده [۳۶]

چعلال و شهاوی [۳۲] نیز از کامپوزیت‌های مسلح‌شده با الیاف کربنی دوسویه، برای دورپیچ نمودن ستون‌های بتن‌آرمه بهره گرفتند. نتایج این آزمایش‌ها نشان می‌دهد که مقاومت فشاری بتن محصورشده هم‌زمان با افزایش برون‌محوری بار، کاهش می‌یابد. هم‌چنین به هنگام استفاده از FRP با الیاف دوسویه، افزایش ظرفیت خمشی تیر-ستون‌های دورپیچ‌شده محسوس‌تر از بهبود ظرفیت باربری محوری آن‌هاست. علت آن است که قرارگیری الیاف در راستای طولی ستون، هم‌چون آرماتورهای کامپوزیتی موجود در ناحیه کششی مقطع، ظرفیت خمشی آن‌ها را بهبود می‌بخشند. مقدار نیروی محوری و لنگر خمشی وارد بر ستون‌ها در عمل به گونه‌ای است که نقطه شکست نهایی آن‌ها به طور معمول در بالای نقطه بالانس از نمودار اندرکنش بار-ممان قرار می‌گیرد. به این ترتیب ستون‌های بتنی به طور معمول به تقویت فشاری بیش از تقویت خمشی نیازمندند. به همین دلیل در مواردی که بهبود ظرفیت محوری ستون مد نظر است، اقتصادی‌تر آن است که تقویت ستون‌ها با دورپیچ نمودن الیاف یک‌سویه به دور ستون و محصور نمودن آن صورت پذیرد.

در این قسمت تأثیر خروج از مرکزیت بار محوری، در ستون‌های محصورشده توسط دورپیچ FRP مورد توجه قرار گرفته و در انتها به مقایسه دیاگرام اندرکنش بار محوری-ممان خمشی پیشنهادی ACI 440.2R-08 و دیاگرام حاصل از مدل‌سازی اجزای محدود پرداخته می‌شود.

۵-۲-۲- نمونه‌ها

نمونه‌های مورد مطالعه در این تحقیق ۲ نمونه مستطیلی به ابعاد $150 \times 300 \times 500$ mm و دو نمونه مربعی به ابعاد $210 \times 210 \times 500$ mm می‌باشد که شعاع گردشدگی تمامی آن‌ها برابر با ۴۰ میلی‌متر است. آرماتورهای طولی نمونه‌ها ۴ عدد میلگرد نمره ۱۲ با تنش و کرنش تسلیم 476 Mpa و 0.0024 و آرماتور عرضی آن‌ها میلگرد نمره ۸ با تنش و کرنش تسلیم 339 Mpa و 0.0017 می‌باشد. تمامی این مشخصات در شکل ۵-۱۹ نشان داده شده است. نمونه‌ها با ۳ یا ۵ لایه صفحات CFRP یک‌سویه به ضخامت 0.165 میلی‌متر به صورت کامل دورپیچ شده‌اند. شناسه مدل‌های اجزای محدود به همراه ضخامت دورپیچ آن‌ها در جدول ۵-۱۲ آمده است. اولین حرف در شناسه نمونه‌ها مربوط به نوع سطح مقطع آن‌هاست که حرف S مربوط به مقاطع مربعی و حرف R مربوط به مقاطع مستطیلی می‌باشد. دومین حرف در شناسه نمونه‌ها مربوط به تعداد لایه‌های دورپیچ آن‌هاست. مقاومت فشاری بتن (f'_c) برابر با $26/4 \text{ Mpa}$ ، ضریب پواسون آن برابر با 0.2 و مدول الاستیسیته آن 24150 Mpa است. مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی آن به ترتیب برابر با $9/0 \text{ Mpa}$ و 15 درجه در نظر گرفته شده است. مشخصات آرماتورگذاری، بتن مصرفی، آرماتورهای طولی و عرضی و FRP برای تمامی نمونه‌ها، در جدول ۵-۱۳ تا جدول ۵-۱۷ آورده شده است.



شکل ۵-۱۹- مشخصات نمونه‌ها، تحت بررسی اثر خروج از مرکزی بار (ابعاد بر حسب میلی‌متر)

جدول ۵-۱۲- ضخامت دورپیچ نمونه‌های تحت بررسی اثر بار خروج از مرکز

شناسه مدل‌ها	ضخامت دورپیچ (mm)
S-3	۰/۴۹۵
S-5	۰/۸۲۵
R-3	۰/۴۹۵
R-5	۰/۸۲۵

جدول ۵-۱۳- مشخصات نمونه‌های تحت بررسی اثر بار با خروج از مرکزی

شعاع گردش‌دگی	آرماتور عرضی	آرماتور طولی	ابعاد (میلی‌متر)	سطح مقطع	نمونه‌ها
۴۰ mm	۸ ϕ @ ۱۶۴ mm	۴-۱۲ ϕ	۲۱۰ × ۲۱۰ × ۵۰۰	مربع	S-n
۴۰ mm	۸ ϕ @ ۱۶۴ mm	۴-۱۲ ϕ	۱۵۰ × ۳۰۰ × ۵۰۰	مستطیل	R-n

جدول ۵-۱۴- مشخصات بتن مصرفی در نمونه‌های تحت بررسی اثر بار با خروج از مرکزی

ضریب پواسون	مقاومت فشاری (Mpa)
۰/۲	۲۶/۴

جدول ۵-۱۵- پارامترهای معیار دراگر-پراگر در نمونه‌های تحت بررسی اثر بار با خروج از مرکزی

زاویه اصطکاک	چسبندگی	نمونه‌ها
۱۵°	۹/۰	مربعی-مستطیلی

جدول ۵-۱۶- مشخصات آرماتورها در نمونه‌های تحت بررسی اثر بار با خروج از مرکزی

کرنش	تنش تسلیم	قطر	نوع میلگرد
۰/۰۰۲۴	۴۷۶	۸	۸ ϕ
۰/۰۰۱۷	۳۳۹	۱۲	۱۲ ϕ

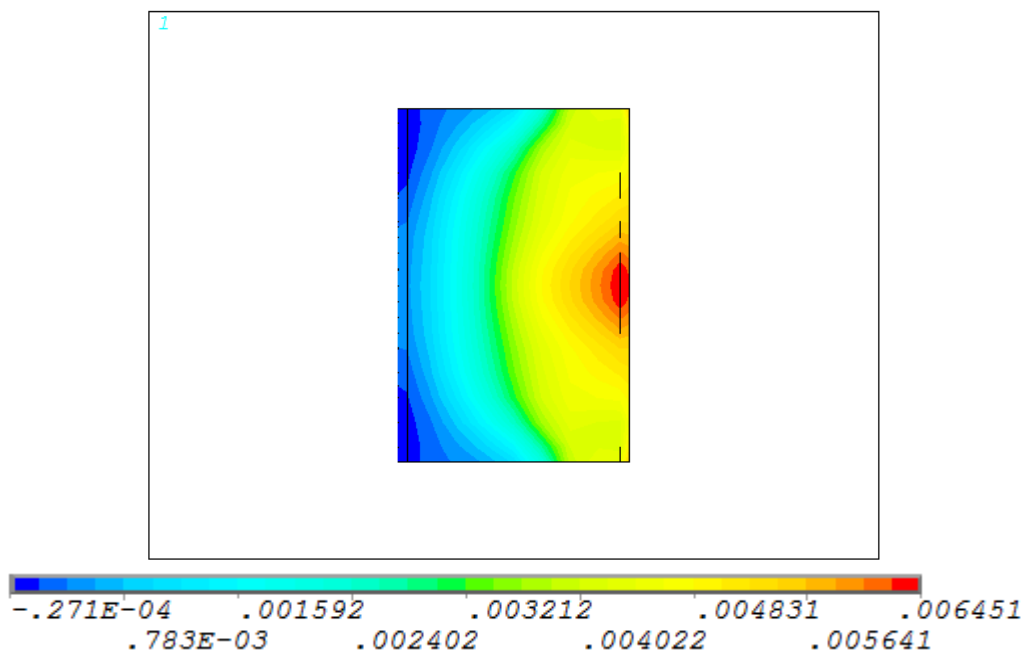
جدول ۵-۱۷- مشخصات صفحات CFRP نمونه‌های تحت بررسی اثر بار با خروج از مرکزی بر حسب گیگاپاسکال

ϵ_{fu}	Gxz	Gyz	Gxy	Ez	Ey	Ex
۰/۰۱۵	۶	۶	۷	۱۲	۱۲	۲۳۰

۵-۲-۳- مد خرابی نمونه‌ها

مقاومت کششی اصلی کامپوزیت FRP با الیاف یک‌سویه، تنها در جهت قرارگیری الیاف می‌باشد و معمولاً در جهت عمود بر الیاف مقاومت کششی بسیار اندکی دارند. در بارگذاری‌های برون‌محور در طرف محدب ستون، جهت عمود بر راستای الیاف دارای تنش کششی و در طرف مقعر ستون، جهت اصلی FRP دارای تنش کششی است. به دلیل مقاومت بسیار اندک در جهت عمود بر الیاف کامپوزیت، در بارگذاری‌های برون‌محور، مقاومت کششی در مراحل بارگذاری از بین می‌رود؛ ولی به علت آن که هنوز الیاف پاره نشده‌اند تأثیر کامپوزیت بر محصورشدگی بتن زایل نمی‌گردد.

با توجه به مطالب گفته شده در تمامی نمونه‌ها و حالات بارگذاری خرابی نمونه‌ها، حاصل از گسیختگی FRP در راستای اصلی می‌باشد. در حالات بارگذاری هم‌مرکز این گسیختگی در مجاورت یکی از گوشه‌ها و در بارگذاری‌های با خروج از مرکزی در نزدیکی یکی از گوشه‌های دور از تار خنثی مشاهده می‌شود.

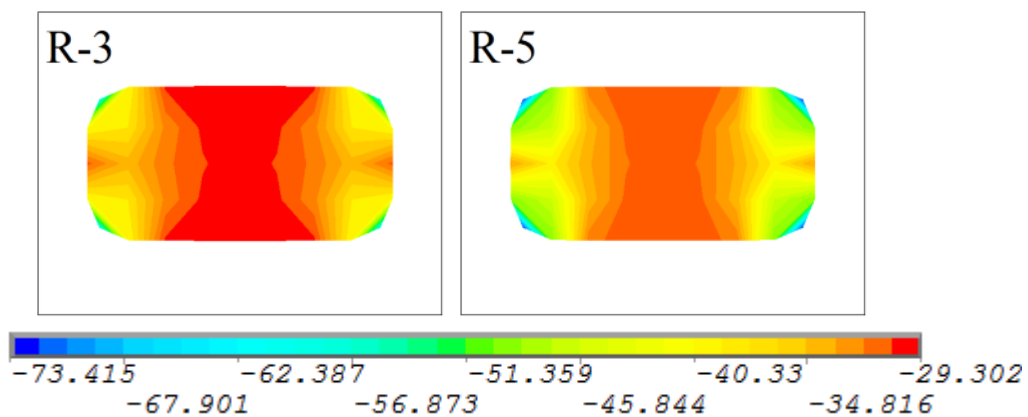
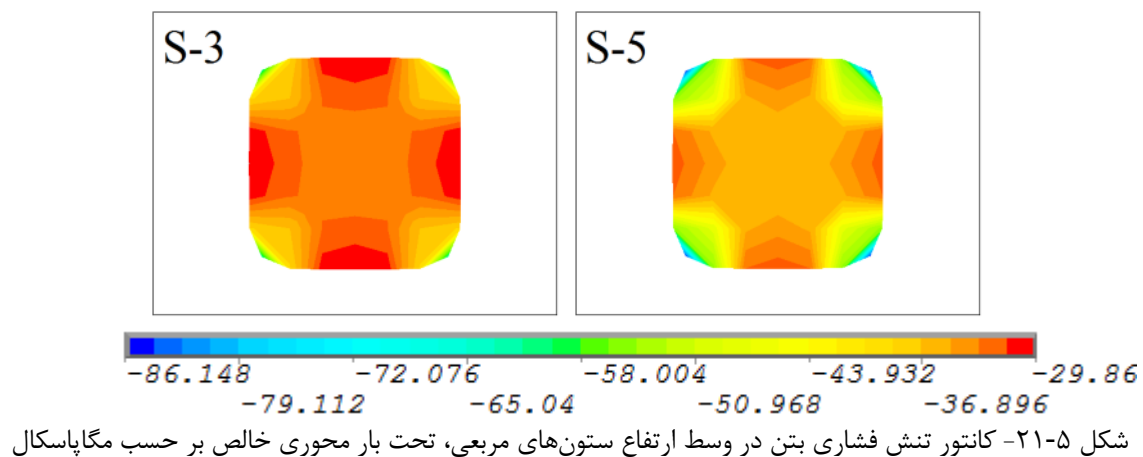


شکل ۵-۲۰- کرنش طولی دورپیچ CFRP در نمونه R-3 در حالت اعمال بار با ۵٪ خروج از مرکزی

۴-۲-۵- نتایج تحلیل اجزای محدود و بررسی آن

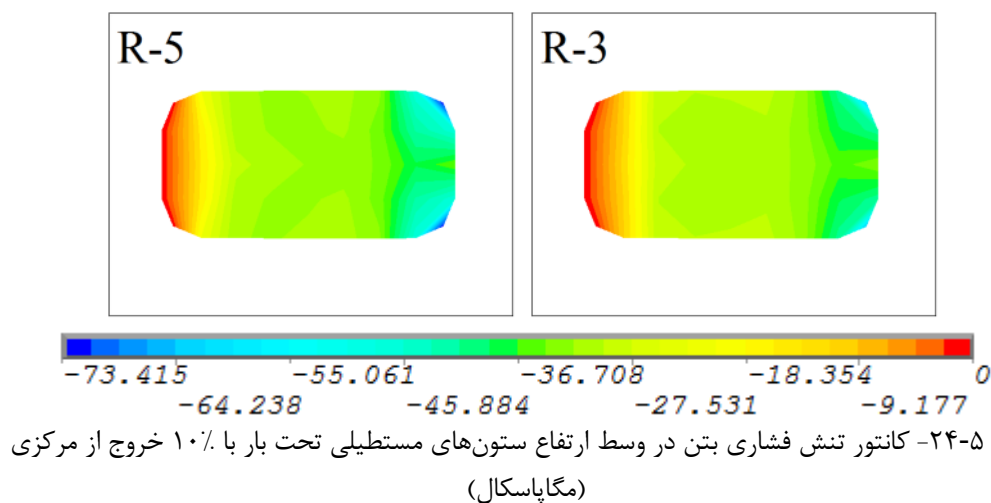
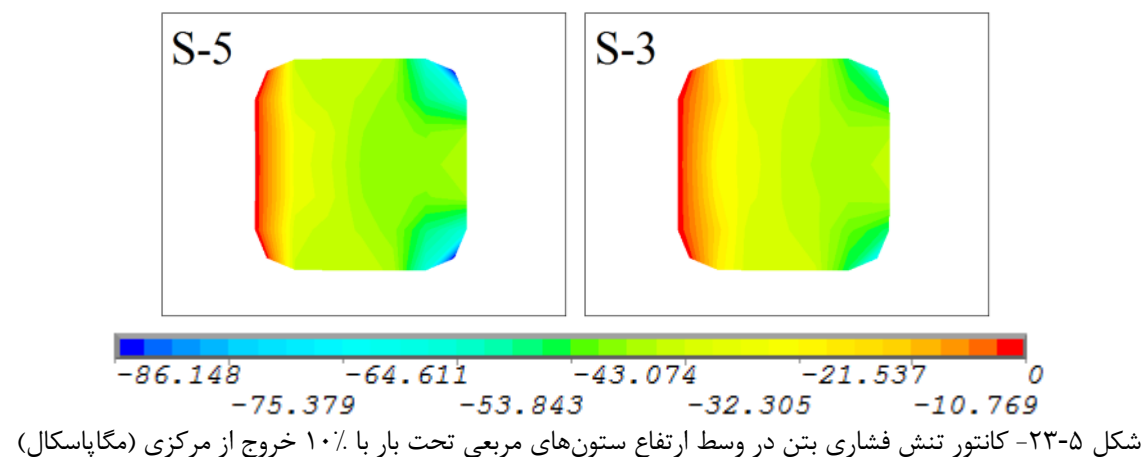
در شکل ۲۱-۵ و شکل ۲۲-۵ کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع نمونه‌ها در حالت اعمال بار هم‌مرکز، نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود محصورشدگی این مقاطع غیریکنواخت بوده که با افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ بر میزان این ناهمگونی افزوده شده است. این ناهمگونی ناشی از شکل مقطع نمونه‌ها بوده که منجر به تفاوت در میزان محصورکنندگی دورپیچ در نواحی مختلف سطح مقطع و به تبع آن ناهمگونی در توزیع تنش فشاری می‌شود.

در تمامی نمونه‌ها بیشینه تنش فشاری در گوشه‌ها و کمینه آن در وسط اضلاع برای نمونه‌های مربعی و وسط اضلاع بزرگ برای مقاطع مستطیلی مشاهده می‌شود.

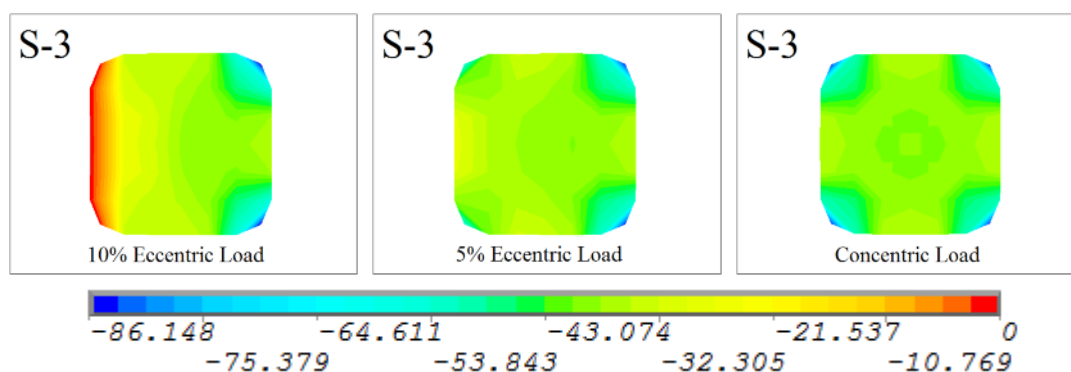


شکل ۲۲-۵- کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های مستطیلی، تحت بار محوری خالص بر حسب مگاپاسکال

در ادامه در شکل ۲۳-۵ و شکل ۲۴-۵ کانتور تنش فشاری بتن در وسط ارتفاع نمونه‌ها با اعمال ۱۰٪ خروج از مرکزیت برای بار محوری نمایش داده شده است. ناهمگونی توزیع تنش فشاری نسبت به حالت بار محوری خالص افزایش یافته است. علت این افزایش غیریکنواختی توزیع تنش فشاری این است که این نمونه‌ها علاوه بر دارا بودن مقطع غیردایروی، تحت گرادیان کرنش محوری ناشی از خروج از مرکزیت بار و به تبع آن گرادیان کرنش جانبی در طول عمق مقطع، قرار می‌گیرند. در این حالت بیشینه تنش‌ها در گوشه‌هایی از مقطع که فاصله دورتری از تار خنثی دارند رخ می‌دهد. کمینه تنش‌ها نیز در طول اضلاع نزدیک به تار خنثی مشاهده می‌شود؛ یعنی جایی که به دلیل خروج از مرکزیت بار، تنش فشاری به منظور فعال‌سازی محصورکنندگی دورپیچ ناچیز است.



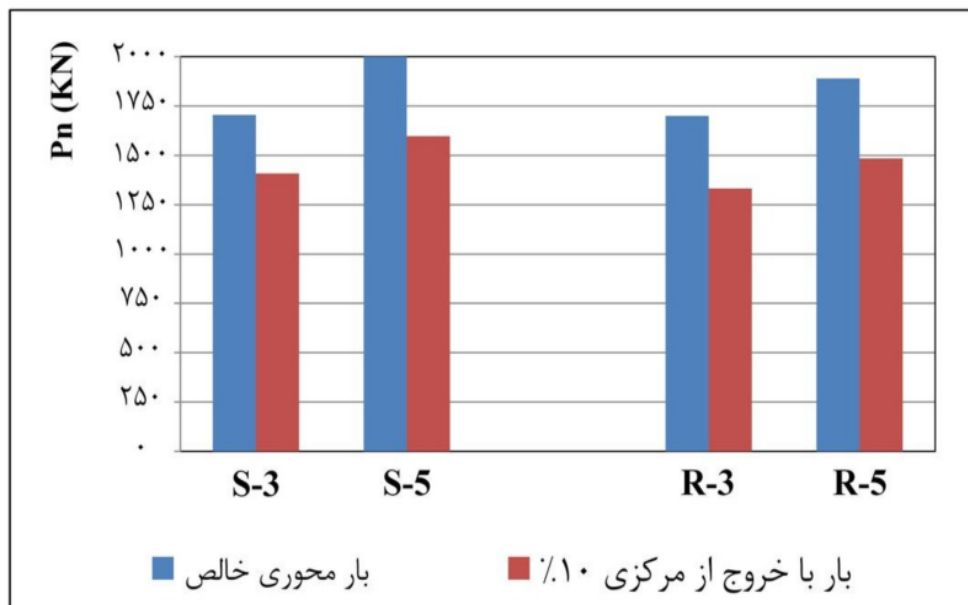
برای درک بهتر تأثیر خروج از مرکزیت بار بر کارایی محصورکنندگی FRP، در شکل ۵-۲۵ کانتور تنش فشاری نمونه S-3 در حالت اعمال بار محوری خالص و بار با خروج از مرکزیت‌های ۵٪ و ۱۰٪ نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در حالت اعمال بار با خروج از مرکزیت ۵٪ محصورشدگی در گوشه‌های نزدیک به تارخشی کاهش یافته و با افزایش خروج از مرکزیت در حالت خروج از مرکزی ۱۰٪ محصورشدگی در این نواحی به صفر می‌رسد. عدم تغییر شکل جانبی کافی این نواحی می‌باشد.



شکل ۵-۲۵- کانتور تنش فشاری نمونه S-3 در وسط ارتفاع نمونه در حالات مختلف بارگذاری (مگاپاسکال)

در شکل ۵-۲۶ ظرفیت باربری نمونه‌ها در حالت اعمال بار هم‌مرکز و ۱۰٪ برون‌محوری نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود ظرفیت باربری ستون در حالت اعمال خروج از مرکزی به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته است. در عمل به دلایل مختلف هیچ ستونی تحت بار محوری خالص قرار نداشته و به همین منظور در طراحی با اعمال ضریب کاهش مقاومت اثرات حداقل خروج از مرکزی منظور می‌گردد. سطح مقطع، میزان آرماتور و شعاع گردش‌دهی نمونه‌های مربعی و مستطیلی یکسان است؛ اما همان‌طور که در نمودار مشاهده می‌شود در هر دو حالت بار محوری خالص و بار با خروج از مرکزی، کارایی محصورکنندگی دورپیچ برای مقاطع مربعی بیش از مقاطع مستطیلی بوده و این اختلاف ناشی از تفاوت شکل مقطع در ظرفیت باربری با افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ نمایان‌تر می‌شود. در هر دو حالت بار محوری خالص و بار با ۱۰٪ خروج از محوری، با افزایش ضخامت

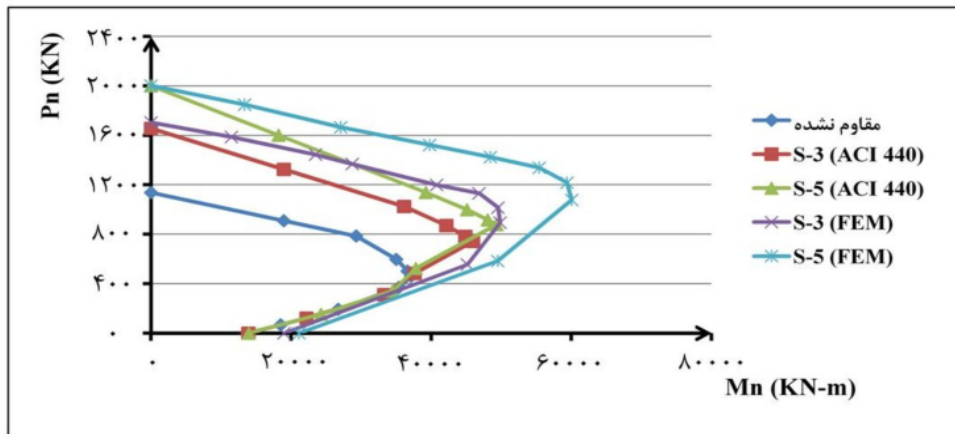
دورپیچ (افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ)، ظرفیت باربری نمونه‌ها افزایش یافته است.



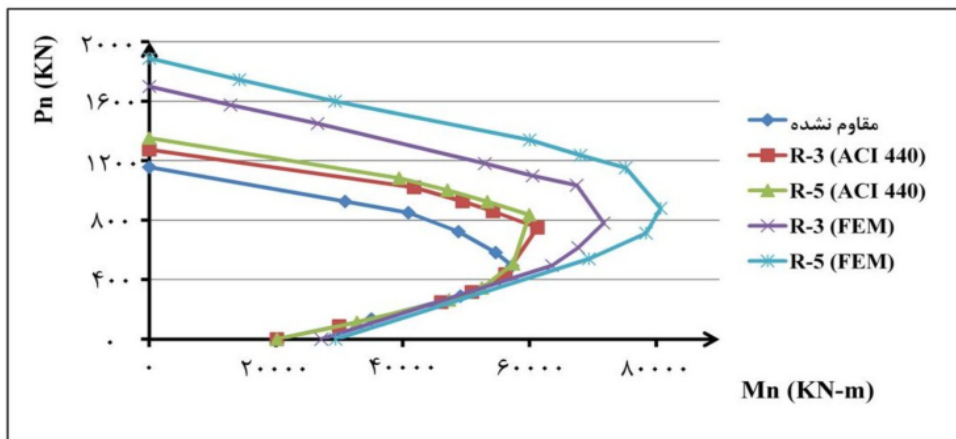
شکل ۵-۲۶- ظرفیت باربری نمونه‌های مربعی و مستطیلی در حالات مختلف بارگذاری

در شکل ۵-۲۷ و شکل ۵-۲۸ دیاگرام‌های اندرکنش بار-ممان اسمی نمونه‌ها، به دست آمده از اجزای محدود و پیشنهادی ACI 440.2R-08 بدون در نظرگیری ضریب کاهش محیط برای FRP نشان داده شده است. در تمامی نمونه‌ها کم‌ترین اختلاف در ناحیه کنترل کشش مشاهده می‌شود؛ در حالی که اختلاف بین نتایج حاصل از اجزای محدود و پیشنهادی ACI 440 در ناحیه کنترل فشار بسیار زیاد است. البته در مورد نمونه‌های مربعی اختلاف نتایج در حالت اعمال بار محوری خالص بسیار کم است.

به منظور محاسبه دیاگرام‌های اندرکنش بار-ممان ستون‌های محصور توسط دورپیچ FRP (ستون‌های با سطح مقطع چهارگوش) برنامه‌ای با نام DID (Drawing Interaction Diagram) به زبان Visual Basic.Net نوشته شد. این برنامه قادر به محاسبه و ترسیم دیاگرام اندرکنش ستون‌های مقاوم نشده و مقاوم شده با در نظرگیری ملزومات طراحی ACI 440.2R-02 و ACI 440.2R-8 است.



شکل ۵-۲۷- دیاگرام‌های بار-ممان نمونه‌های با سطح مقطع مربعی



شکل ۵-۲۸- دیاگرام‌های اندرکنش بار-ممان نمونه‌های با سطح مقطع مستطیلی

همان‌طور که از نمودارها بر می‌آید بیش‌ترین کارایی دورپیچ FRP در حالت اعمال بار محوری خالص بوده که با اعمال خروج از مرکزیت بار از میزان کارایی دورپیچ کاسته می‌شود؛ به طوری که در ناحیه کنترل کشش تأثیر دورپیچ بسیار ناچیز شده و اثر آن فقط محدود به افزایش شکل‌پذیری می‌شود.

به طور کلی در ناحیه کنترل فشار دیاگرام اندرکنش بار-ممان، مقادیر پیشنهادی توسط ACI کم‌تر (محافظه‌کارانه‌تر) از این مقادیر حاصل از مدل‌های اجزای محدود بوده و فقط برای مقاطع مربعی در حالت اعمال بار محوری خالص این نتایج به یکدیگر نزدیک می‌باشند؛ در حالی که در ناحیه کنترل کشش مقادیر پیشنهادی توسط ACI نزدیک به مقادیر حاصل از مدل‌های اجزای محدود است.

فصل ششم

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۱-۶- پیش‌گفتار

در تحقیق حاضر، کاربرد مواد مرکب پلیمری جهت تعمیر و تقویت ستون‌های بتن مسلح مورد بررسی قرار گرفت. ستون‌های بتنی تقویت‌شده با این روش از دیدگاه‌های گوناگونی می‌توانند مورد مطالعه و بررسی قرار گیرند. در این تحقیق موضوعات ذیل در رابطه با ستون‌های محصور در FRP مورد بررسی قرار گرفت:

۱- بهبود اثر محصورکنندگی دورپیچ FRP بر ستون‌های بتن مسلح مربعی و مستطیلی، توسط اصلاح سطح مقطع ستون.

۲- تأثیر اعمال بار با خروج از مرکزی در ظرفیت باربری ستون‌های بتن مسلح چهارگوش و ترسیم دیاگرام‌های اندرکنش بار-ممان و مقایسه آن‌ها با دیاگرام پیشنهادی ACI 440.2R-8.

۲-۶- مشخصات مدل‌ها

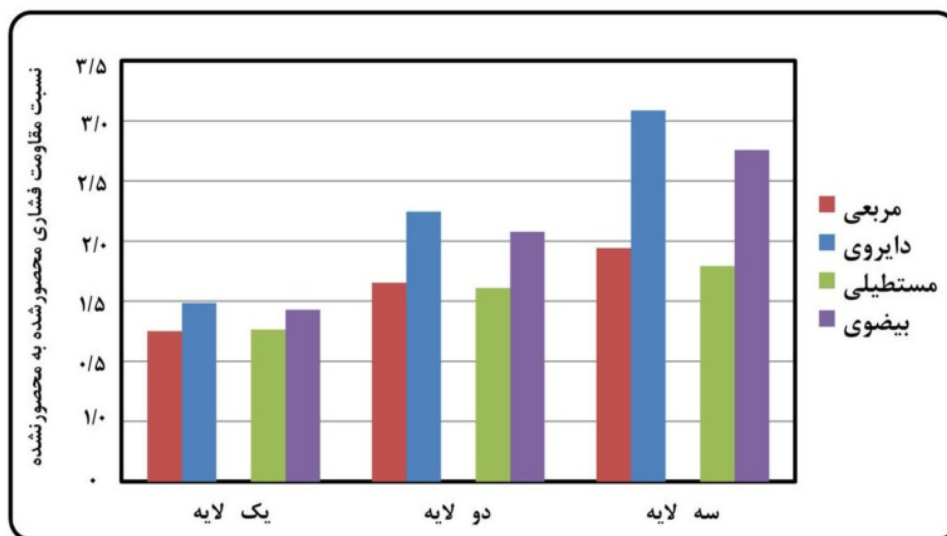
در این مطالعه، ابتدا تحلیل عددی نمونه ستون مقاوم‌نشده تحت بار محوری خالص، مربوط به آزمایش ایلکی و همکاران، توسط نرم‌افزار ANSYS ارزیابی شد. مقایسه نتایج هماهنگی خوبی را بین داده‌های آزمایشگاهی و تحلیل عددی نشان داد. پس از آن به ارزیابی نتایج اجزای محدود ستون دورپیچ‌شده با نتایج آزمایشگاهی اقدام شده که هماهنگی دقیقی بین نتایج مشاهده شد.

سپس با استفاده از چند مدل عددی، پارامترهایی همچون، اثر ضخامت FRP در ستون‌های چهارگوش، تأثیر اصلاح سطح مقطع ستون و رفتار ستون‌های چهارگوش تحت بار با خروج از مرکزی مورد بررسی قرار گرفت.

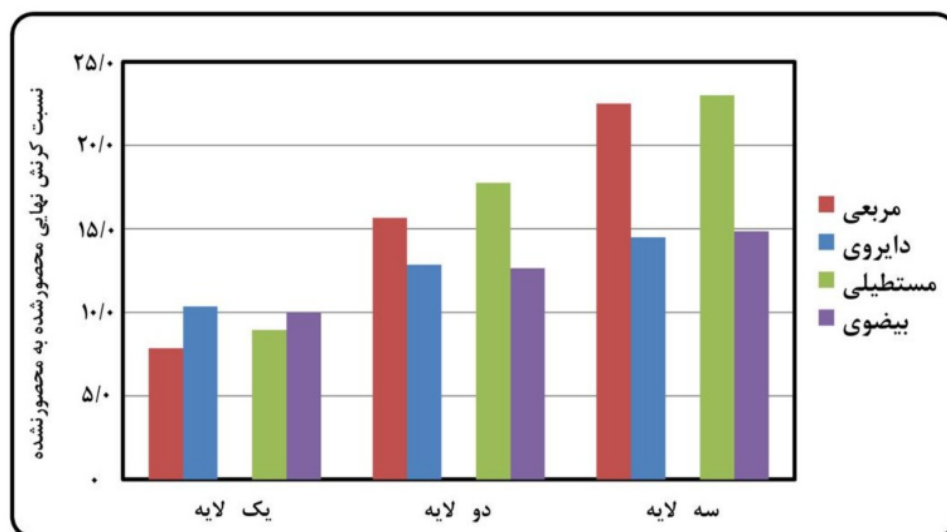
۳-۶- نتیجه گیری

۱-۳-۶- اصلاح سطح مقطع ستون

۱- در تمامی ستون‌ها مقاومت و کرنش نهایی ستون به طور مستقیم با افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ افزایش می‌یابد. در شکل ۱-۶ و شکل ۲-۶ مقاومت و کرنش نهایی نمونه‌ها آورده شده است.



شکل ۱-۶- مقاومت‌های فشاری نرمال نمونه‌ها (اصلاح سطح مقطع)



شکل ۲-۶- کرنش‌های محوری نرمال نمونه‌ها (اصلاح سطح مقطع)

با توجه به شکل ۶-۱، افزایش چشمگیری در ظرفیت باربری نمونه‌های اصلاح‌شده ملاحظه می‌شود. همچنین هر چه تعداد لایه‌های دورپیچ افزایش پیدا می‌کند، میزان تأثیر اصلاح مقطع، افزایش می‌یابد.

شکل ۶-۲ نشان می‌دهد که دورپیچ کردن ستون‌ها توسط ژاکت FRP، سبب افزایش چشمگیر شکل‌پذیری آن‌ها می‌شود؛ و با افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ، شکل‌پذیری بهبود می‌یابد. همچنین در نمونه‌های اولیه (اصلاح‌نشده) با افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ، کرنش نهایی نمونه‌ها به شدت افزایش می‌یابد؛ در حالی که در نمونه‌های اصلاح‌شده، کرنش نهایی نمونه‌ها از یکنواختی بیش‌تری نسبت به نمونه‌های اولیه برخوردار است. البته در این حالت نیز با افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ، کرنش نهایی نمونه‌ها افزایش می‌یابد.

پس به طور کلی می‌توان گفت که اصلاح سطح مقطع، تأثیر به سزایی در افزایش ظرفیت باربری ستون‌ها دارد، در حالی که سبب کاهش کرنش نهایی نمونه‌ها می‌شود، که این امر ناشی از افزایش کارایی دورپیچ FRP است. در نمونه‌های تحت بررسی اصلاح سطح مقطع در حدود ۳۶٪ ظرفیت باربری نمونه‌ها را افزایش و به طور میانگین سبب کاهش ۱۲٪ تغییر شکل محوری نمونه‌ها شده است.

۲- در ستون‌های چهارگوش، دورپیچ FRP سبب محصورشدگی غیریکنواخت مقطع شده که این محصورشدگی در اطراف گوشه‌ها به مراتب بیش‌تر از نقاط دیگر بوده و در وسط اضلاع بسیار ناچیز است.

۳- در ستون‌های چهارگوش با افزایش تعداد لایه‌ها، بر غیریکنواختی توزیع تنش‌های فشاری پیرامون ستون افزوده می‌شود. به عنوان مثال در ستون مستطیلی با سه لایه دورپیچ FRP (R-3)، نسبت حداکثر تنش به حداقل تنش در وسط ارتفاع نمونه به بیش از چهار برابر می‌رسد.

۴- اصلاح سطح مقطع، کاهش هزینه قابل ملاحظه‌ای در زمینه مقاوم‌سازی ستون دورپیچ شده با FRP را به همراه خواهد داشت.

۶-۳-۲- تأثیر خروج از مرکزیت بار محوری

۱- با افزایش تعداد لایه‌های دورپیچ، اثر محصورکنندگی افزایش یافته و در نتیجه تنش فشاری قابل حمل بتن و به تبع آن ظرفیت باربری ستون افزایش می‌یابد.

۲- بیش‌ترین کارایی دورپیچ FRP در حالت اعمال بار محوری خالص بوده که با اعمال خروج از مرکزیتی هر چند ناچیز از میزان کارایی دورپیچ به شدت کاسته می‌شود؛ به طوری که با اعمال ۱۰٪ خروج از مرکزی در بار اعمالی، افت ظرفیت باربری در حدود ۲۰٪ در نمونه‌ها مشاهده می‌شود. به هر میزان بر مقدار خروج از مرکزی افزوده شود از مقدار تأثیر دورپیچ کاسته می‌شود؛ به نحوی که در نواحی کنترل کشش تأثیر محصورکنندگی بسیار ناچیز شده و اثر آن محدود به افزایش شکل‌پذیری ستون می‌گردد.

به طوری که در حالت اعمال بار محوری خالص ظرفیت باربری نمونه‌های S-5 و R-5 به ترتیب ۱/۷۵ و ۱/۵ برابر می‌شوند و در نقطه خمش خالص افزایش ظرفیت باربری تمامی نمونه‌ها بسیار بسیار ناچیز است.

۳- به طور کلی در ناحیه کنترل فشار دیاگرام اندرکنش بار-ممان، مقادیر پیشنهادی توسط ACI 440.2R-08 کمتر از این مقادیر حاصل از مدل‌های اجزای محدود بوده و فقط برای مقاطع مربعی در حالت اعمال بار محوری خالص این نتایج به یکدیگر نزدیک می‌باشند. در مجموع می‌توان گفت که نتایج ACI در این ناحیه محافظه‌کارانه است.

۴- به طور کلی در ناحیه کنترل کشش دیاگرام اندرکنش بار-ممان، مقادیر پیشنهادی توسط ACI 440.2R-08 نزدیک به مقادیر حاصل از مدل‌های اجزای محدود است. البته همان‌طور که در قبل هم اشاره شد تأثیر دورپیچ در این ناحیه بسیار ناچیز است.

۴-۶- پیشنهادات

استفاده از ترکیبات پلیمری جهت مقاوم‌سازی خمشی و برشی از موضوعاتی هستند که تا کنون به خوبی به آن‌ها پرداخته شده است؛ در حالی که مقاوم‌سازی ستون‌ها با استفاده از محصورکنندگی ترکیبات پلیمری هنوز تحت بررسی بوده و مجهولات فراوانی در مورد آن وجود دارد که بیش‌تر مربوط به دو پارامتر سطح مقطع ستون و خروج از مرکزیت بار اعمالی به آن می‌شود.

لذا جهت انجام مطالعات تکمیلی پیشنهادات زیر ارائه می‌گردد:

۱- نیاز به یک مطالعه جامع و کامل به منظور تعیین هر چه بهتر مقادیر پارامترهای معیار تسلیم دراکر-پراگر احساس می‌شود. به خصوص در رابطه با ستون‌های غیردایروی (چهارگوش) که از دقت کم‌تری نسبت به مقاطع دایروی برخوردارند.

۲- بررسی هم‌زمان مقاوم‌سازی خمشی- محوری ستون‌های بتن مسلح با استفاده از الیاف دوسویه FRP.

۳- بررسی اصلاح سطح مقطع ستون‌های بتن مسلح غیردایروی با استفاده از بتن حجیم‌شونده و مقاوم‌سازی آن با الیاف FRP.

۴- بررسی اثر لغزش بین الیاف FRP و بتن با استفاده از المان‌های تماسی.

۵- بررسی اثر پس کشیدگی دورپیچ FRP بر محصورکنندگی آن.

۶- بررسی مفاصل خمشی محصورشده با FRP و تعیین سطوح عمل کرد آن.

پیوست ۱

بررسی برنامه ترسیم دیاگرام اندرکنش بار-ممان

ستون‌های مستطیلی (DID)

۱-۷- مقدمه

با توجه به نیاز نگارنده به ترسیم دیاگرام بار-ممان ستون‌های بتن مسلح مستطیلی در دو حالت محصورشده و محصورنشده و وقت‌گیر بودن عملیات آن، نیاز به نوشتن برنامه‌ای برای این منظور احساس شد. باید توجه داشت که در حالت محصورشده فرضیه ساده‌کننده بلوک تنش ویتنی به منظور تخمین نیروی فشاری بتن وجود نداشته و می‌بایست به تعیین دقیق نیروی فشاری بتن اقدام شود. نرم‌افزار VB.NET به منظور برنامه‌نویسی این برنامه انتخاب گردید. از مزایای این برنامه می‌توان به رابط گرافیکی قوی آن اشاره کرد.

۲-۷- بررسی قسمت‌های مختلف برنامه

در شکل ۱-۷ نمای کلی از صفحه اصلی برنامه DID نمایش داده شده است.

The screenshot shows the main window of the 'PROGRAM FOR CALCULATING INTERACTION DIAGRAM OF STRENGTHENED RECTANGULAR RC COLUMNS WITH FRP JACKET'. The interface is divided into several sections:

- Concrete Column Specifications:** Includes input fields for W (Width of section), H (Height of section), f_c (Concrete strength), f_y (Yield strength of ends longitudinal steels), Est (Modulus of longitudinal steels), A_s (Area's bars in tension side), A'_s (Area's bars in compression Side), f'_y (Yield strength of sides longitudinal steels), nb (Number of bars in the one side), A''_s (Area's bars in each side), d (Effective depth of the section), d' (Depth to the compression bars), and r (Corner radius).
- FRP Specifications:** Includes input fields for n (Number of layers), t (Thickness of each layers), E_f (Modulus of elasticity), f^*f_u (Ultimate tensile strength), and ϵ^*f_u (Ultimate tensile strain).
- Fiber and Resin Type:** Radio buttons for Carbon Epoxy, Glass Epoxy, and Aramid Epoxy.
- Exposure Conditions:** Radio buttons for Interior exposure, Exterior exposure (Bridges, Piers and Unenclosed parking garages), and Aggressive enviroment (Chemical and Wastewater treatment plants).
- Adjustments:** Includes Concrete Code (ACI 318-99, ACI 318-02, ACI 318-05, ACI 318-08), FRP Code (ACI 440.2R-02, ACI 440.2R-08), and Unit (N - mm, Pound - in).
- Other Parameters:** Includes precision 1, precision 2, Number of iteration, k_{ϵ} (Only for ACI440.2R-08), and a checkbox for 'is column subjected to combined compression and shear? (Only for ACI 440.2R-02)'. It also has buttons for 'Pn - Mn' and ' $\phi P_n - \phi M_n$ '.
- Buttons:** 'CALCULATOR' and 'NEXT' buttons.

شکل ۱-۷- نمای کلی از صفحه اصلی برنامه DID

در قسمت بالایی برنامه سه سربرگ با عنوان‌های File، Help و About تعبیه شده است.

در سربرگ File، گزینه‌های مربوط به شروع مجدد برنامه و خروج از آن وجود دارد.

در سربرگ Help، راهنمای برنامه به سه قسمت کلی راهنمای اطلاعات ورودی و خروجی،

راهنمای خطاها و اخطارها و راهنمای فرضیات برنامه بر اساس آیین‌نامه ACI تقسیم‌بندی شده است.

در سربرگ About، اطلاعات نگارنده و راه‌های تماس با آن قرار داده شده است.

این برنامه دارای شش بخش کلی به شرح ذیل می‌باشد:

1- Concrete Column Specifications:

در این قسمت تمامی مشخصات ستون بتن مسلح اعم از ابعاد ستون، مشخصات بتن مصرفی و

آرماتورها، شعاع گردشگی و ... از کاربر دریافت می‌شود.

2- FRP Specifications:

در این قسمت مشخصات مکانیکی FRP، تعداد لایه‌های دورپیچ و ضخامت هر لایه، نوع الیاف

FRP و شرایط محیطی ستون مقاوم‌شده از کاربر دریافت می‌شود.

3- Adjustments:

در این قسمت آیین‌نامه‌ها و سیستم-واحد مورد نظر مشخص می‌شود.

4- Other Parameters:

در این بخش، دقت برنامه، تعداد تکرارها به منظور برقراری تعادل نیروی در مقطع و ... تعیین

می‌شود (برای اطلاعات بیشتر به راهنمای برنامه مراجعه شود).

5- Buttons:

در این قسمت کلیدهای نرم‌افزار تعبیه شده است.

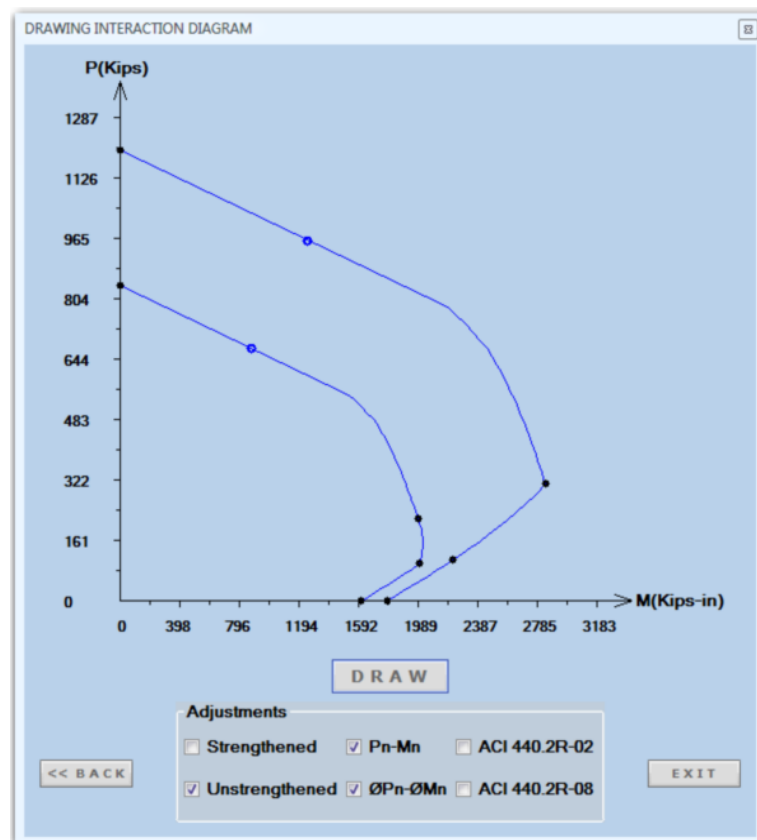
6- Outputs:

خروجی‌های برنامه به صورت عددی در این بخش به نمایش در می‌آید.

به منظور مشاهده گرافیکی نتایج می‌بایست با استفاده از کلید " NEXT " به بخش گرافیکی

نرم‌افزار رفته و از آنجا اقدام به مشاهده دیاگرام‌ها نمود.

در شکل ۲-۷، نمایی از قسمت گرافیکی برنامه نمایش داده شده است. در این قسمت می‌توان به ترسیم دیاگرام اندرکنش بار-ممان ستون در دو حالت محصورشده و محصورنشده اقدام کرد. همچنین می‌توان اثرات ضرایب کاهش مقاومت را در قسمت‌های مختلف دیاگرام مشاهده کرد.



شکل ۲-۷- نمایی از بخش گرافیکی نرم‌افزار DID

پیوست ۲

محصورکنندگی FRP از دیدگاه آیین نامه ACI

این فصل با طراحی سیستم‌های FRP، جهت محصور کردن اعضای بتن مسلح، دارای نواحی فشاری (به عنوان مثال ستون‌ها، دیوارها و نواحی اتصال) سر و کار داشته که با استفاده از روش‌های زیر از آن استفاده می‌شود (این روش‌ها در فصل دوم شرح داده شده‌اند):

- نوارهای از قبل عمل‌آوری شده FRP^۱

- پلیت‌ها و صفحات FRP آغشته‌شده^۲

- سیستم‌های بافته‌شده^۳

در حال حاضر از خاصیت محصورکنندگی FRP، جهت مقاوم‌سازی ستون‌ها استفاده می‌شود که در این فصل ما به کاربرد آن برای این نوع از اعضاء بر اساس آیین‌نامه ACI 440 تمرکز می‌کنیم. خاصیت محصورکنندگی FRP می‌تواند تأمین‌کننده دو هدف باشد:

۱- افزایش ظرفیت باربری محوری ستون.

۲- افزایش ظرفیت جابجائی جانبی ستون.

در این فصل روند طراحی، به منظور افزایش ظرفیت بار محوری ستون‌های بتن مسلح بر اساس آیین‌نامه ACI 440.2R ارائه شده است.

در سال‌های اخیر، کاربردهای مهمی با استفاده از خاصیت محصورکنندگی FRP جهت افزایش باربری و شکل‌پذیری ستون‌های ناکارآمد پل‌های اتوبان‌ها در نواحی زلزله‌خیز وجود داشته است.

۱ – Precured FRP Strips

۲ – Plates and Laid-up FRP Sheet

۳ – Fabric Systems

با استفاده از خاصیت محصورکنندگی FRP می‌توان، مقاومت و ظرفیت جابجائی جانبی اعضای بتن مسلح (مانند ستون‌ها، دیوارها و تیرها)، اتصالات بتن مسلح و نواحی اتصال در قاب‌های بتن مسلح را افزایش داد.

ظرفیت جابجائی جانبی یک ستون^۱ یا ظرفیت جابجائی عرضی یک تیر^۲، هنگامی که پاسخ مصالح غیرخطی بوده و انرژی در حال مستهلک شدن است، اشاره به خاصیتی وابسته به زمان داشته که ظرفیت چرخشی پلاستیک و یا همان شکل‌پذیری است.

در سال‌های اخیر تلاش‌های بسیاری جهت پوشش مفهوم شکل‌پذیری هنگامی که، تغییر شکل مصالح تا به هنگام خرابی خطی است، انجام شده است [۵۵]؛ هر چند در این فصل، مفهوم شکل‌پذیری فقط در حالتی که پاسخ مصالح غیرخطی بوده و انرژی مستهلک می‌شود، به کار می‌رود (با صرف‌نظر از تغییر شکل الاستیک و یا انرژی الاستیک - قابل بازگشت - که در سازه وجود دارد). قسمت عمده کار تا به امروز، مربوط به مقاوم‌سازی اعضای بتنی با صفحات FRP بوده که سبب افزایش مقاومت ستون‌ها، مخصوصاً ستون‌های دایروی بزرگ و پایه‌های بزرگراه‌ها در برابر نیروهای زلزله شده است.

دورپیچ کردن ستون با استفاده از صفحات CFRP، به منظور افزایش شکل‌پذیری ستون‌های بتن مسلح برای اولین بار در ژاپن و در سال ۱۹۸۰ انجام شده است که بعد از آن در ایالات متحده توسط فیف و همکارانش ادامه یافت [۵۶ و ۵۷].

محصور کردن ستون‌های بتن مسلح با FRP، به طور مستقیم با محصور کردن آن‌ها با فولاد جهت افزایش مقاومت لرزه‌ای در ارتباط بود [۵۸ و ۵۹].

۱ - Drift

۲ - Deflection

در ضمن، این عمل با اثرات محصورکنندگی ستون‌های بتنی به وسیله فولادهای عرضی شباهت داشت [۶۰].

در سال ۱۹۹۶، مطالعه و مرور دقیق بر تاریخچه کار و پیشنهادات طراحی فعلی به منظور مقاوم‌سازی لرزه‌ای ستون‌های پل‌های بزرگراه‌ها توسط پریستلی و همکارانش تهیه شده است. اخیراً مطالعاتی در رابطه با افزایش مقاومت لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح، دیوارها و نواحی اتصال در ساختمان‌ها با استفاده از الیاف FRP انجام شده است [۶۱ و ۶۲ و ۶۳]. لازم به ذکر است پیشنهادات طراحی، برای چنین کاربردهایی از مصالح FRP تا به امروز دارای آیین‌نامه نمی‌باشد.

استفاده از خاصیت محصورکنندگی FRP، جهت افزایش مقاومت لرزه‌ای ستون‌های بتن مسلح بسیار پیچیده‌تر از مقاوم‌سازی خمشی یا برشی است. به همین دلیل، مقاوم‌سازی لرزه‌ای ستون‌های بتن مسلح به منظور افزایش مقاومت (یا قاب‌ها و دیوارها) به اندازه مطلوب پیشرفت نکرده است (البته پیشرفت‌های خوبی در زمینه افزایش ظرفیت جابجایی جانبی غیرخطی - شکل‌پذیری - حاصل شده است).

در مواردی ممکن است افزایش مقاومت مورد نظر نباشد، اما غالباً افزایش ظرفیت جابجایی جانبی نیازمند افزایش مقاومت است. به عنوان مثال، این حقیقت به خوبی آشکار شده است که جابجایی‌های بزرگ غیرخطی (یا همان خیز) در اعضای بتن مسلح (تیرها، ستون‌ها، دیوارها) هنگامی که یک عضو اجازه خرابی در خمش (نه در برش) را پیدا می‌کند، قابل حصول است.

به همین علت، مفصل‌های پلاستیک داخلی در مناطق با ممان‌های خمشی بالا گسترش می‌یابند و در این زمان فولادهای داخلی جاری می‌شوند؛ بنابراین ایجاد تغییرمکان‌های بزرگ که از نتایج تشکیل مفاصل پلاستیک هستند، منوط به این شرط است که عضو قبل از تشکیل مفاصل پلاستیک در مدهای دیگر دچار خرابی نشود. این مدهای خرابی به شیوه‌های گوناگون رخ می‌دهند.

به عنوان مثال، در اکثر ستون‌های بزرگراه‌ها مد خرابی برشی، در وسط ارتفاع ستون و

خرابی‌های موضعی در محل مفاصل پلاستیک به سبب گسیختگی یا کمانش میلگردهای داخلی و یا خرابی‌های وصله‌ها وجود دارد [۶۴].

سیستم‌های ساختمانی را می‌توان با استفاده از دیوارهای برشی در برابر خرابی شکننده برشی، مقاوم‌سازی کرد و مد خرابی آن را به مد خرابی خمشی (شکل‌پذیر) تغییر داد [۶۲].

ظاهر سیستم‌های محصورکنندگی FRP، در هنگام نصب بر روی اعضای بتن مسلح، شبیه به ظاهر سیستم مقاوم‌سازی برشی با دورپیچ از چهار طرف است.

شکل ۱-۸، شکل ۲-۸ و شکل ۳-۸ ستون‌های بتن مسلح دایروی و مستطیلی را به هنگام نصب FRP بر روی سطوح خارجی (به منظور استفاده از خاصیت محصورکنندگی) نشان می‌دهند.

به طور معمول برای ایجاد سیستم‌های محصورکننده، FRP به صورت آغشته‌شده در محل با استفاده از صفحات الیاف یا صفحات بافته‌شده به کار می‌رود. به هر حال، می‌توان صفحات FRP را به صورت از قبل عمل‌آوری شده، در تعداد لایه‌های متفاوت بر روی سطح خارجی ستون نصب کرده و یا دورپیچ FRP را با دستگاه مخصوص به صورت خودکار اجراء کرد.



شکل ۱-۸- استفاده از سیستم FRP جهت مقاوم‌سازی یک ستون بتن مسلح دایروی



شکل ۸-۲- دورپیچ کردن ستون مستطیلی با استفاده از FRP



شکل ۸-۳- محصورکنندگی FRP با استفاده از نوارهای FRP از قبل عمل‌آوری شده و اجرای مارپیچ آن

همان گونه که مقاوم سازی برشی به صورت پایه ای با مقاوم سازی خمشی هم در مکانیزم و هم در نحوه اجراء متفاوت است، به همان صورت مقاوم سازی با استفاده از خاصیت محصورکنندگی FRP جهت افزایش شکل پذیری، با مقاوم سازی خمشی و برشی متفاوت است.

در مقاوم سازی خمشی و برشی، FRP مولفه نیروی کششی اضافه ای را برای ممان خمشی یا نیروی برشی عرضی فراهم می کند؛ به همین دلیل FRP می بایست به صورتی مطمئن به اعضای بتن مسلح اتصال یابد. در آیین نامه ACI 440.2R-02 ضریب کاهش چسبندگی به منظور احتساب احتمال گسیختگی FRP از اعضای بتن مسلح (که مقاوم سازی خمشی یا برشی شده اند) در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، یک ضریب ایمنی نسبی (ψ_f) علاوه بر ضریب مقاومت اعضای عادی - مقاوم نشده - (ϕ) در نظر گرفته می شود که بستگی به پیکربندی سیستم FRP دارد (به عنوان مثال ψ_f ، برای سیستم های برشی دو و سه طرفه برابر با 0.85 و برای چهار طرفه (دورپیچ) مساوی 0.95 است).

در مبحث محصورکنندگی، هنگامی که FRP دورتادور ستون را احاطه می کند، FRP در نقش تنگ های فولادی داخلی یا فولادهای مارپیچ ظاهر می شود؛ هر چند آرماتورهای عرضی ستون ها به عنوان پوشش مطرح نمی شوند، با این وجود تا حدی منجر به محصورشدگی هسته بتنی می شوند. باید توجه کرد که هدف از طراحی تنگ ها و یا دورپیچ های فولادی محصور کردن ستون نیست، بلکه هدف اصلی از کاربرد آن ها، مهار کردن میلگردهای طولی در هنگام تحمل فشار است (همچنین به عنوان میلگردهای برشی در تیر-ستون ها).

ظرفیت محوری ستون های بتن مسلح با میلگردهای عرضی به شکل تنگ یا مارپیچ، تابعی از مقاومت فشاری بتن (f'_c) و تنش تسلیم میلگردهای طولی (f_y) است.

زمانی که میلگردهای فولادی جاری می شوند، ستون بتن مسلح با توجه به این که میلگردهای عرضی آن به صورت تنگ یا مارپیچ است، به دو صورت شکل پذیری کم، یا زیاد گسیخته می شود.

افزایش در کمیت میلگردهای عرضی می‌تواند منجر به افزایش ظرفیت باربری محوری و شکل‌پذیری ستون‌های بتن مسلح شود [۴۰]. با این حال، این افزایش ظرفیت باربری در روند طراحی، طبق بخش ۱۰.۳.۶ آیین‌نامه ACI 318-99 به طور مشخصی به حساب نیامده است (این میلگردهای عرضی با ضرایب مقاومت متفاوتی، بسته به نوع آن - تنگ یا دورپیچ - در نظر گرفته شده‌اند؛ اما به طور واضح تابعی از حجم میلگردهای عرضی نیستند).

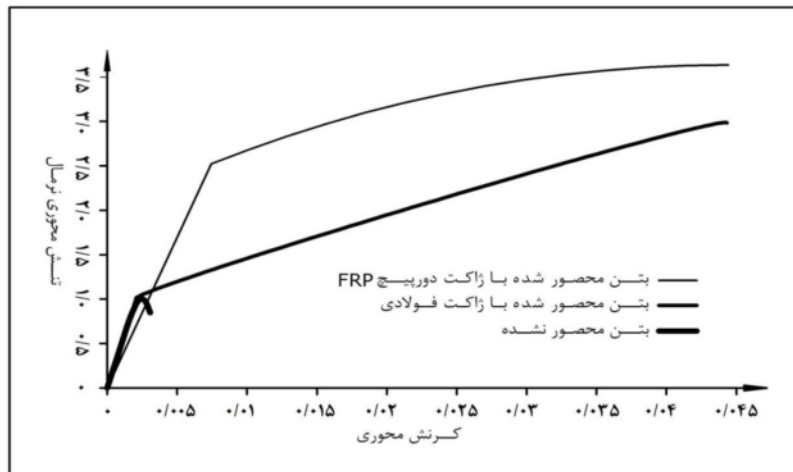
هنگامی که دورپیچ FRP به سطح خارجی ستون اضافه می‌شود، مقاومت فشاری بتن به مقدار قابل توجهی افزایش می‌یابد؛ این افزایش مقاومت بتن ناشی از اثر محصورکنندگی FRP است که به طور کامل ستون را احاطه کرده است (و بنابراین اغلب از آن به عنوان ژاکت^۱ یاد می‌شود). این مقاومت افزایش‌یافته، به عنوان مقاومت فشاری محصورشده شناخته شده که با f'_{cc} نمایش داده می‌شود. این افزایش مقاومت بتن، تنها در حالتی رخ می‌دهد که ستون ترک خورده و در نتیجه تغییرشکل جانبی داده باشد.

این حالت عموماً بعد از جاری شدن میلگردهای عرضی رخ می‌دهد. با جلوگیری از تغییرشکل جانبی بتن ترک‌خورده، FRP قابلیت محصورکنندگی بتن را به دست آورده و در نتیجه بتن ظرفیت تحمل تنش فشاری بیشتری را پیدا می‌کند (و به تبع آن ظرفیت تحمل با فشاری بیش‌تر از حالت اولیه).

هم‌چنین این پدیده واضح، هنگامی که یک ستون با استفاده از ژاکت فولادی احاطه شده است نیز رخ می‌دهد [۵۹]. بعد از آن که فولاد جاری شد و بتن به مقاومت فشاری اش (f'_c) رسید، ظرفیت باربری و جابجایی بتن افزایش یافته، تا این‌که در مقاومت فشاری محصورشده (f'_{cc}) دچار خرابی شود. منحنی تنش-کرنش ستون بتنی محصورشده با FRP که تحت بار محوری قرار دارد به همراه منحنی‌های محصورشده با ژاکت فولادی و بتن معمولی شکل ۸-۴ نشان داده شده است.

۱ – Jacket

طبیعتِ دوخطیِ منحنیِ تنشِ مؤثرِ محوری-کرنشِ بتنِ محصورشده با FRP، به وسیلهٔ تحقیقاتِ آزمایشگاهیِ فراوانی به اثبات رسیده است.



شکل ۸-۴- منحنی‌های تنش-کرنش بتن‌های محصورشده و محصورنشده

توجه به این نکته حائز اهمیت است که مقاومت ستون محصورشده با ژاکت فولادی بعد از آن که فولاد جاری می‌شود کاهش یافته، در حالی که FRP به دلیل دارا بودن رفتار خطی تا به هنگام خرابی، باعث افزایش مقاومت ستون تا زمان خرابی‌اش (گسیختگی FRP) شده، خواه این خرابی ناشی از تنش‌های کششی بوده، خواه ناشی از جداسازی لایه‌های FRP باشد.

خم موجود در منحنی دوخطی تنش-کرنش بتن محصورشده با FRP، به طور معمول در کرنش محوری نزدیک به 0.003 و مقاومت فشاری بتن (f_c') دیده می‌شود [۶۵ و ۱۹]. در این باره تفاوت‌های بنیادی بین مقاوم‌سازی خمشی و برشی با محصورکنندگی FRP وجود دارد.

در مقاوم‌سازی خمشی و برشی، FRP به این شکل عمل کرده که مؤلفهٔ کششی اضافه‌ای را به سیستم داخلی موجود اضافه می‌کند در حالی که مشخصات فولاد و بتن در این سیستم تغییر نمی‌کند؛ در حالی که در سیستم محصورکنندگی بتن، FRP مشخصات فشاری بتن را تغییر می‌دهد.

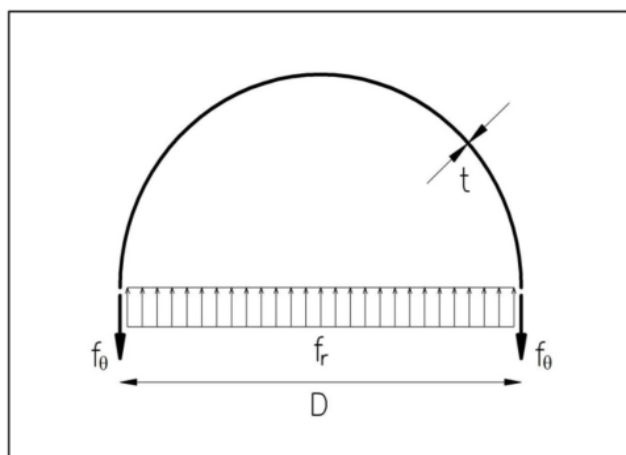
در این شیوه، محصورکنندگی FRP باعث افزایش سهم بتن در تعادل نیروهای داخلی نسبت به سهم فولاد می‌شود. در ستون‌های دایروی فشار محصورکنندگی ژاکت FRP، به طور یکنواخت به بتن

منتقل می‌شود. دیاگرام آزادِ نصف سطح مقطع یک مخزن تحت فشار با جداره نازک^۱ در شکل ۵-۸ نشان داده شده است. روابط میان پارامترهای هندسی ستون و سیلندر جدار نازک (قطر: D ، ضخامت: t)، تنش‌های محیطی (f_θ) و تنش شعاعی ایجاد شده توسط فشار داخلی (f_r)، از تعادل نیروها به دست می‌آید:

$$f_r = \frac{2 f_\theta t}{D} \quad (۱ - ۸)$$

با جایگزینی

$$f_\theta = E_{f\theta} \varepsilon_{f\theta} \quad (۲ - ۸)$$



شکل ۵-۸- دیاگرام آزاد مخزن تحت فشار جدار نازک (در صفحه سطح مقطع)

و تعریف درصد FRP نسبی به صورت زیر

$$\rho_f = \frac{A_f}{A_c} = \frac{\pi D n t_f}{\pi D^2 / 4} = \frac{4 n t_f}{D} \quad (۳ - ۸)$$

فشار محصورکنندگی دورپیچ FRP در ستون‌های دایروی به صورت زیر به دست می‌آید:

۱- گیر و تیمشکو (۱۹۹۷، صفحه ۵۵۷)

$$f_r = \frac{\rho_f E_{f\theta} \varepsilon_{f\theta}}{2} \quad (۸ - ۴)$$

که در آن $E_{f\theta}$ مدول FRP در جهت محیطی، $\varepsilon_{f\theta}$ کرنش FRP در همان جهت و n تعداد لایه‌های دورپیچ FRP است.

هنگامی که پیرامون یک ستون دورپیچ می‌شود، سیستم محصورکنندگی FRP و رفتار بتن داخلی، همانند مخزن جدار نازک تحت فشار عمل می‌کند که رفتار بتن ترک‌خورده همانند سیال درون مخزن است.

مقدار فشار محصورکنندگی به طور خطی به تنش محیطی بستگی داشته که در این مبحث به صورت خطی به کرنش محیطی FRP بستگی دارد. هنگامی که مشخصات مکانیکی FRP در جهت حلقه، الاستیک خطی باشد (به طور معمول زمانی که دورپیچ فقط به صورت حلقه باشد حاصل می‌شود)، تنش محصورکنندگی تا زمان خرابی FRP به صورت خطی افزایش خواهد یافت؛ همان‌گونه که در منحنی دوخطی تنش-کرنش بتن محصورشده توسط FRP قابل رؤیت است.

تفاوت بسیار مهم دیگری نیز بین مقاوم‌سازی خمشی و برشی با محصورکنندگی FRP وجود دارد که مربوط به باری می‌شود که می‌بایست به سیستم اعمال شده تا FRP وارد عمل شده و نقش خود را ایفاء کند.

همان‌گونه که قبلاً اشاره شد اثر محصورکنندگی FRP، تنها در صورتی وارد عمل می‌شود که بتن ترک‌خورده و تغییرشکل جانبی مناسبی دهد. به عبارت دیگر قبل از ترک‌خوردگی بتن، ژاکت FRP هیچ‌گونه نقش سازه‌ای نداشته که به این نوع سیستم مقاوم‌سازی، مقاوم‌سازی غیرفعال (Passive) گفته می‌شود؛ بنابراین دانستن کرنش مصالح پایه (Substrate) در ستون‌های بتنی به هنگام نصب ژاکت FRP ضروری نیست.

به طور کلی محصورکنندگی FRP با مقاوم‌سازی خمشی متفاوت است؛ به طوری که FRP از لحظه نصب بر روی بتن (Substrate)، در تحمل ممان فعال شده و کرنش اولیه مصالح پایه

(Substrate) باید در طرح مقاومسازی به حساب آید. از این منظر، محصورکنندگی FRP تا حدودی

شبیه مقاومسازی برشی است که در آن تأثیر FRP فقط بعد از ترک‌های برشی آغاز می‌شود.

در ستون‌های غیردایروی، فشار محصورکنندگی محیطی به صورت یکنواخت نبوده و در نتیجه کارائی محصورکنندگی به شدت کاهش می‌یابد. با این حال همان‌گونه که در زیر شرح داده می‌شود، در ستون‌های غیردایروی، محصورکنندگی‌ای نسبی، توسط دورپیچ FRP حاصل می‌شود. نکات ذکر شده در بالا، مربوط به مکانیزم محصورکنندگی FRP بوده که تأثیر مستقیم به نحوه اجرای سیستم‌های دورپیچ FRP داشت.

از آن جایی که فشار محصورکنندگی باید بر روی کل محیط ستون پخش شود (حتی در مورد نمونه‌هایی با سطح مقطع غیردایروی)، دورپیچ FRP می‌بایست به طور کامل دورتادور ستون را احاطه کند؛ بنابراین فقط دورپیچ‌هایی که به طور کامل ستون را احاطه می‌کنند، سبب محصورشدگی ستون می‌شوند. برای اطمینان از این که دورپیچ FRP می‌تواند فشار محصورکنندگی لازم را تأمین کند، دورپیچ FRP می‌بایست مقاومت کششی مناسبی داشته باشد و نباید از درزهای رویهم‌گذاری صفحات گسیخته شود. در عمل نیازی به این نیست که دورپیچ به سطح بتن چسبیده باشد؛ در حقیقت، ثابت شده است که دورپیچ‌های غیرچسبیده به پیرامون ستون به خوبی مدل‌های چسبیده عمل می‌کنند؛ البته به شرطی که انتهای دورپیچ‌ها از لایه‌های زیری خود جدا نشوند [۵۶و۵۷].

برای جلوگیری از بازشدگی لایه‌های FRP از نقاط رویهم‌گذاری شده (Overlap)، دورپیچ‌ها باید با جزئیاتی مناسب، نظیر طول هم‌پوشانی مناسب اجراء شوند. در ادامه، محصورکنندگی FRP با هدف مقاومسازی محوری و افزایش شکل‌پذیری به صورت مجزا بحث خواهد شد.

۸-۲ - استفاده از خاصیت محصورکنندگی FRP به منظور مقاومسازی محوری

اعضای سازه‌های بتن مسلح مانند تیر و ستون، می‌توانند با سیستم‌های FRP محصور شوند که این کار، سبب افزایش ظرفیت باربری محوری آن‌ها می‌شود. مقاومسازی محوری بیش‌تر برای ستون‌های بتن مسلح کوتاه دایروی مناسب است. مقاومسازی محوری-خمشی ستون‌های بتن مسلح کوتاه با بارگذاری برون‌محور، سبب افزایش ظرفیت محوری-خمشی آن‌ها می‌شود.

نمودار اندرکنش بار محوری-ممان خمشی ($P - M$) ستون بتن مسلح مقاوم‌شده با FRP می‌تواند به روشی شبیه ستون‌های عادی به دست آید. مقاومسازی محوری با به کار بردن FRP به صورتی که جهت اصلی الیاف آن بر روی پیرامون ستون و عمود بر محور طولی عضو باشد، حاصل می‌شود.

علاوه بر این، با مقاومسازی محوری (توسط دورپیچ FRP)، عضو در مقابل برش تقویت می‌شود، زیرا FRP در جهت عمود بر محور طولی عضو است. همان‌گونه که قبلاً اشاره شد، هنگامی که مقاومسازی فقط برای یک مد مورد نظر است، طراح می‌بایست اثرات مقاومسازی را بر روی سایر مدهای خرابی تعیین کرده و اطمینان حاصل کند که عضو به هنگام تحمل بارهای بزرگ‌تر، ظرفیت کافی را در سایر مدهای خرابی دارد.

مقاومسازی محوری ستون‌های دایروی با FRP می‌تواند با استفاده از پوشش‌های پیوسته یا منقطع حاصل شود. به دلیل این که بار محوری در کل ارتفاع ستون ثابت است، پوشش دورپیچ FRP می‌بایست کل ارتفاع ستون را تحت پوشش قرار دهد؛ در هر حال پوشش FRP می‌تواند به صورت منقطع جانمایی شود که به دو صورت گسسته (مانند تنگ، اما بر روی پیرامون ستون) و یا دورپیچ مارپیچ با فاصله (مانند میلگردهای مارپیچ، اما بر روی پیرامون ستون) است. نشان داده شده است که هنگام استفاده از دورپیچ‌های منقطع، اثرات محصورکنندگی کاهش یافته و اثر آن بستگی به فواصل دورپیچ‌ها دارد [۳۸و۶۷و۶۵].

مطالعات تخمین اثرات محصورکنندگی حلقه‌های منقطع FRP توسط سعادت‌منش و همکاران

(۱۹۹۴) و مندر و همکاران (۱۹۸۸) به دست آمده است [۴۰ و ۳۸ و ۶۷].

توجه به این نکته حائز اهمیت است که معادلات ارائه شده در ACI 440.2R-02 که در ادامه به بررسی آن پرداخته می‌شود، فقط برای دورپیچ‌های پیوسته است. بر اساس تئوری، ظرفیت اسمی بار محوری (بدون خروج از مرکزی) یک ستون بتنی (بتن با وزن معمولی)، غیرپیش‌تنیده، کوتاه، مقاوم‌شده با FRP که با میلگردهای داخلی مسلح شده‌اند، به صورت زیر به دست می‌آید:

$$P_0 = 0.85 \psi_f f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (۵ - ۸)$$

A_g مساحت کلی سطح مقطع، A_{st} مساحت میلگردهای طولی، f_y تنش تسلیم میلگردهای طولی است.

به غیر از اضافه شدن ضریب کاهش مقاومت نسبی FRP، ψ_f ، و استفاده از مقاومت فشاری محصورشده بتن، f'_{cc} ، به جای مقاومت فشاری عادی بتن، f'_c ، این فرمول همان رابطه ستون‌های بتنی عادی است. به منظور احتساب خروج از مرکزی پیش‌بینی نشده، ACI 440.2R-02 ظرفیت اسمی بار محوری خالص (بدون خروج از مرکزی) را بدون توجه به استفاده از میلگردهای عرضی به صورت تنگ یا مارپیچ، محدود کرده و آن را بیشینه ظرفیت اسمی بار محوری می‌نامد. بیشینه ظرفیت اسمی بار محوری (خالص) به ترتیب زیر به دست می‌آید:

۱- برای ستون‌های بتنی کوتاه (بتن با وزن معمولی)، غیرپیش‌تنیده با میلگردهای عرضی به

صورت مارپیچ که با FRP مقاوم شده است:

$$P_{n(max)} = 0.85 [0.85 \psi_f f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (۶ - ۸)$$

۲- برای ستون‌های بتنی کوتاه (بتن با وزن معمولی)، غیرپیش‌تنیده با میلگردهای عرضی به صورت تنگ که با FRP مقاوم شده است:

$$P_{n(max)} = 0.8 [0.85 \psi_f f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (۷ - ۸)$$

که در آن A_g مساحت سطح مقطع بتنی، A_{st} مساحت میلگردهای طولی و f_y تنش تسلیم آن است.

طبق فرمول ۱۱-۲ آیین‌نامه ACI 440.2R-02 مقاومت فشاری محصورشده، f'_{cc} ، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.25 \right]$$

که در سال ۱۹۸۸ توسط مندر و همکارانش جهت محاسبه مقاومت بتن محصورشده به کار گرفته شد.

این رابطه به طور گسترده‌ای به منظور تعیین مقاومت ستون‌های محصورشده با ژاکت فولادی استفاده می‌شود [۵۹]. اسپولسترا و منتی نشان دادند که این رابطه برای ستون‌های محصورشده با FRP نیز می‌تواند به کار گرفته شود؛ هر چند منحنی تنش-کرنش ارائه شده توسط مندر و همکاران (۱۹۸۸) به طور کامل، با منحنی تنش-کرنش دوطبقی مناسب برای ستون‌های دورپیچ‌شده با FRP که با انجام آزمایش به دست آمده مطابقت ندارد [۴۱ و ۶۵ و ۱۹].

در مقالات تخصصی با موضوع مقاومت بتن محصورشده ستون‌ها با دورپیچ FRP، معادلات فراوان دیگری نیز با استفاده از تحلیل " غیرخطی کامل " ارائه شده است [۶۸]؛ اگر چه در هنگام طراحی، تنها بیشینه مقاومت محصورشده و کرنش مربوط به آن مورد نیاز است.

بر اساس فرمول ۱۱-۳ آیین‌نامه ACI 440.2R-02 مقاومت فشاری محصورشده، f'_{cc} ، تابعی از مقاومت بتن محصورنشده، f'_c ، بوده و FRP فشار محصورکننده را تأمین کرده که با پارامتر f_l نشان

داده شده و برابر است با:

$$f_l = \frac{\kappa_a \rho_f E_f \varepsilon_{fe}}{2}$$

که شبیه رابطه تئوری (۴-۴) است. تفاوت‌های موجود بین این روابط، مربوط به نماد مورد استفاده جهت محاسبه فشار محصورکننده (زیرنویس l معمولاً نشان‌دهنده تنش جانبی - Lateral - است)، اضافه شدن κ_a که یک ضریب کارایی بوده و بستگی به ساختار ستون داشته و ρ_f ، درصد FRP دورپیچ در ستون‌های دایروی می‌شود. بر اساس رابطه ۴-۱۱ آیین‌نامه ACI 440.2R-02 کرنش مؤثر دورپیچ FRP را در سیستم‌های دورپیچ کامل، به مقدار زیر محدود می‌کند:

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 < 0.75 f_{fu}$$

در حال حاضر، ACI 440.2R-02 استفاده از دورپیچ FRP را جهت مقاوم‌سازی محوری ستون‌های دایروی پیشنهاد کرده که در این مورد ضریب کارایی، κ_a ، برابر واحد در نظر گرفته می‌شود ($\kappa_a = 1$). اگر چه نتایج آزمایشات انجام شده، افزایش مقاومت محوری ستون‌های مستطیلی (که با FRP دورپیچ شده‌اند) را نشان می‌دهد اما این کار، برای این‌گونه ستون‌ها توسط ACI 440.2R-02 پیشنهاد نشده است؛ در ضمن تا کنون مقدار ضریب کارایی این‌گونه ستون‌ها مشخص نیست [۶۸].

دستورالعمل تخمین اثر **سطح مقطع مستطیلی** بر روی فشار محصورکنندگی و سطح مؤثر هسته بتن (که محصور شده است) در (۲۰۰۴) TR ۵۵ پیشنهاد شده است. همان‌گونه که در ادامه گفته می‌شود، اگر چه ACI 440.2R-02 افزایش مقاومت در ستون‌های مستطیلی با بار محوری که توسط FRP دورپیچ شده‌اند را مجاز ندانسته اما، اجازه افزایش شکل‌پذیری را (برای ستون‌های مستطیلی) می‌دهد. توجه به این نکته حائز اهمیت است که برای مقاوم‌سازی محوری می‌بایست جهت الیاف لایه‌های FRP پیرامون ستون، در جهت حلقه باشد. اگر لایه‌های FRP دارای جهت‌بندی طولی باشند، این کار سبب افزایش مقاومت محوری (مقاوم‌سازی

محوری) عضو نمی‌شود.

اگر سیستم FRP به فرم نوارهای مارپیچ (spiral) باشد، تنها سختی الیاف در جهت حلقه^۱ مورد استفاده قرار می‌گیرد، که همین سختی باعث ایجاد محصورکنندگی بتن می‌شود. در این خصوص E_f ، با استفاده از معادلات مبدل موجود به دست می‌آید.

باز هم در این مورد، خرابی مؤثر در جهت حلقه، برابر با 0.004 در نظر گرفته می‌شود.

این حد، با ظرفیت کرنش خود FRP تناسبی نداشته، اما تا حدودی با ظرفیت برشی بتن در ارتباط است [۶۹].

۸-۳ - خدمت‌پذیری اعضاء با بار محوری مقاوم‌شده با FRP

در حوزه خدمت‌پذیری، کرنش بتن پوشش (Cover) یا پوسته بتن می‌بایست حتی به کرنش ترک‌خوردگی عرضی نزدیک نشود، هم‌چنین کرنش میلگردهای طولی باید کمتر از کرنش تسلیم باشد. به این منظور ACI 440.2R-02 تنش بار خدمت بتن را به $0.65 f'_c$ و در میلگردهای طولی به $0.6 f_y$ محدود می‌کند.

تنش‌های بار خدمت در بتن و فولاد از روابط زیر به دست می‌آیند:

$$f_{c,s} = P_s \frac{E_c}{A_c E_c + A_{st} E_s} \quad (۸ - ۸)$$

$$f_{s,s} = P_s \frac{E_s}{A_c E_c + A_{st} E_s} \quad (۹ - ۸)$$

که در این روابط P_s ، مجموع بارهای محوری خدمت است.

^۱ – hoop

۸-۴ - روند طراحی به منظور مقاومسازی محوری ستون‌های بتن مسلح دایروی،

دورپیچ شده با FRP

گام اول:

۱- تعیین ظرفیت‌های ضریب‌دار و اسمی ستون موجود.

۲- تعیین بارهای مرده و زنده طراحی اولیه.

۳- تعیین حدِ مقاومسازی.

گام دوم:

تعیین میزان مقاومسازی مورد نیاز؛ با اشاره به این نکته که افزایش بار مربوط به بار مرده، زنده و یا هر دوی آن‌ها می‌باشد.

گام سوم:

انتخاب سیستم مقاومسازی FRP، تعیین کرنش و مقاومت مؤثر طراحی دورپیچ‌ها.

گام چهارم:

تعیین تعداد لایه‌های مورد نیاز برای سیستم مقاومسازی انتخاب شده. برای این منظور، معادلات تحلیلی قبلی را به صورت زیر مرتب می‌کنیم:

۱- تعیین مقاومت فشاری محصورشده بتن مورد نیاز، f'_{cc} ، از رابطه زیر:

$$f'_{cc} = \frac{P_n^{req} / 0.85 - f_y A_{st}}{\phi^h \psi_f (A_g - A_{st})} \quad (۸ - ۱۰)$$

(مقدار ϕ^h برای ستون‌های دورپیچ‌شده به صورت مارپیچ، برابر 0.85 و دورپیچ‌شده به صورت تنگ، 0.8 است. در ضمن ϕ^h ضریب کاهنده برای حداکثر ظرفیت اسمی باربری محوری است و نباید با ϕ ، ضریب کاهش مقاومت اشتباه گرفته شود).

۲- تعیین فشار محصورکننده مورد نیاز، f_l ، با استفاده از معادله درجه دوم ذیل:

$$f_l^2 \frac{4}{(f_c')^2} + f_l \frac{4\left(\frac{f_{cc}'}{f_c'} + 1.25\right) - 40}{f_c'} + \left(\frac{f_{cc}'}{f_c'} + 1.25\right)^2 - 2.25^2 = 0 \quad (۸ - ۱۱)$$

۳- تعیین تعداد لایه‌های FRP (با مشخصات انتخابی) مورد نیاز:

$$n = \frac{f_l D}{2 t_f E_f \varepsilon_{fe}} \quad (۸ - ۱۲)$$

گام پنجم:

محاسبه مجدد ظرفیت، برای تعداد لایه‌های انتخاب شده.

گام ششم:

چک کردن تنش‌های حد خدمت‌پذیری بتن و فولاد.

مثال طراحی اول: محصورکنندگی FRP جهت مقاومسازی محوری ستون دایروی با بار محوری خالص

ستون بتن مسلح کوتاهی، با میلگردهای عرضی به صورت مارپیچ (Spiral) و بارگذاری محوری خالص در طراحی اولیه جهت حمل بار مرده ۳۲۰ Kips و بار زنده ۳۶۰ Kips طراحی شده است. مشخصات مصالح ستون به این قرار است:

$f'_c = 4000 \text{ Psi}$ و فولاد گرید ۶۰

این ستون در محیط باز قرار دارد. به دلیل تغییر کاربری سازه، این ستون تحت افزایش ۶۰٪ بار زنده قرار گرفته و نیاز به مقاومسازی دارد. دو نوع سیستم مقاومسازی با FRP مورد توجه قرار گرفته است:

گزینه (a): صفحات FRP از جنس کربن (CFRP) با اپوکسی سازگار.

گزینه (b): صفحات FRP از جنس شیشه (GFRP) با اپوکسی سازگار.

جزئیات ستون فعلی که در ذیل آمده، با استفاده از نقشه‌های موجود به دست آمده است:

قطر ستون:

$$h = 20 \text{ in}^2, \quad A_g = 314 \text{ in}^2$$

میلگردهای طولی: ۷ عدد میلگرد نمره ۱۱

$$A_{st} = 10/92 \text{ in}^2$$

$$\rho_g = 0/0347$$

میلگردهای عرضی مارپیچ: میلگردهای گرید ۳ در فواصل ۲ اینچی

$$\rho_g = 0/0115$$

توجه به این نکته حائز اهمیت است که برخی الگوریتم‌های طراحی، مقاومسازی محوری با FRP را در حالتی که $(\rho_g > 3\%)$ است، توصیه نمی‌کنند؛ به دلیل این که محصورکنندگی میلگردهای طولی از اتساع بتن و فعال شدن محصورکنندگی FRP جلوگیری می‌کند. البته چنین محدودیتی را

ACI 440.2R-02 اعمال نمی کند.

حل:

گام اول:

تعیین ظرفیت‌های ضریب‌دار و اسمی ستون موجود (مقاوم نشده).

تعیین بارهای مرده و زنده طراحی اولیه و حد مقاومت‌سازی.

تعیین بیشینه ظرفیت اسمی مجاز، $P_{n(max)}$ ستون موجود به صورت زیر به دست می‌آید:

$$P_{n(max)} = 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$P_{n(max)} = 0.85 [0.85 (314 - 10.92) + 60(10.92)] = 1,433 \text{ Kips}$$

ظرفیت ضریب‌دار (بر طبق آیین‌نامه ACI 318-99، مقدار ϕ برای میلگردهای عرضی به شکل

مارپیچ برابر با ۰/۷۵ می‌باشد) مساوی است با:

$$\phi P_{n(max)} = 0.75(1,433) = 1,075 \text{ Kips} > 1,060 \text{ Kips}$$

که در آن ۱۰۶۰ Kips، مقدار بار ضریب‌دار ابتدایی است که ستون باید تحمل کند.

$$P_u = 1.4(320) + 1.7(360) = 1,060 \text{ Kips}$$

مشاهده می‌شود که به سبب ابعاد مقطع و میلگردهای طولی، ستون تا حدی Over Design است.

تعیین حد مقاومت‌سازی؛ به دلیل این که بار مرده تغییر نکرده است، بار زنده به مقدار زیر محدود

می‌شود:

$$1.2(320) + 0.85 L^{future} = 1.2(320) + 0.85 L^{future} = 1,075 \text{ Kips}$$

$$L^{future} = 813 \text{ Kips}$$

گام دوم:

تعیین میزان افزایش مقاومت مورد نیاز ستون؛ با اشاره به این نکته که افزایش بار مربوط به بار

مرده، زنده و یا هر دوی آنها می باشد.

افزایش ۶۰٪ بار زنده مورد نظر است.

(می بایست بار زنده جدید - ۵۷۶ Kips = (۳۶۰) ۱/۶ - کوچک تر از ۸۱۳ Kips باشد).

بار زنده جدید ۵۷۶ Kips کوچک تر از حد بار زنده ۸۱۳ Kips تعیین شده در گام اول است.

بنابراین بر طبق آیین نامه ACI 440.2R-02، مقاوم سازی با کاربری عادی بلامانع است.

میزان بار محوری مورد نیاز در آینده برابر است با:

$$P_u = 1/4 (320) + 1/7 (576) = 1427 \text{ Kips} \quad (\text{بعد از مقاوم سازی})$$

حداقل ظرفیت ممان ضریب دار، ϕP_n ، باید بزرگ تر مساوی P_u باشد؛ بنابراین

$$\phi P_{n(\max)} = 1,427 \text{ Kips}$$

و ظرفیت اسمی ستون مقاوم شده برابر است با:

$$P_{n(\max)} = \frac{1,427}{0.75} = 1,903 \text{ Kips}$$

گام سوم:

انتخاب سیستم مقاوم سازی FRP، تعیین مقاومت مؤثر طراحی و کرنش دورپیچ.

برای صفحات با الیاف کربنی و اپوکسی سازگار، مشخصات تضمین شده زیر توسط سازنده ارائه

شده است:

$$t_f = 0.065 \text{ in} \quad \epsilon_{fu}^* = 0.0167 \text{ (1/6\%)} \quad \epsilon_{fu}^*$$

$$f_{fu}^* = 550 \text{ Ksi} \quad E_f = 33,000,000 \text{ Psi}$$

به دلیل این که ستون در معرض محیط آزاد است، ضریب محیطی برای سیستم کربن-اپوکسی

برابر ۰/۸۵ بوده و مشخصات طراحی عبارتند از:

$$f_{fu} = 0.85 (55.0) = 46.75 \text{ Ksi} \quad 0.75 \varepsilon_{fu} = 0.75 (0.0142) = 0.0106$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.85 (0.0167) = 0.0142 (1/42\%) \quad \varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \varepsilon_{fu}$$

$$E_f = 33,000,000 \text{ Psi} \quad (\text{تغییری نکرده است})$$

برای الیاف شیشه‌ای با اپوکسی سازگار، مشخصات تضمین شده زیر توسط سازنده ارائه شده است:

$$t_f = 0.5 \text{ in} \quad \varepsilon_{fu}^* = 0.22 (2/2\%)$$

$$f_{fu}^* = 83/4 \text{ Ksi} \quad E_f = 3,790,000 \text{ Psi}$$

به دلیل این که ستون در معرض محیط آزاد است، ضریب محیطی برای سیستم شیشه-اپوکسی برابر ۰/۶۵ بوده و مشخصات طراحی عبارتند از:

$$f_{fu} = 0.65 (83/4) = 54/2 \text{ Ksi} \quad 0.75 \varepsilon_{fu} = 0.75 (0.0143) = 0.0107$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.65 (0.022) = 0.0143 (1/43\%) \quad \varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \varepsilon_{fu}$$

$$E_f = 3,790,000 \text{ Psi} \quad (\text{تغییری نکرده است})$$

گام چهارم:

تعیین تعداد لایه‌های مورد نیاز برای سیستم مقاوم‌سازی انتخاب شده. برای این منظور، از

معادلات تحلیلی مرتب شده قبلی استفاده می‌کنیم:

الف - برای FRP از جنس کربن (CFRP) با اپوکسی سازگار:

۱- تعیین مقاومت فشاری بتن محصورشده مورد نیاز، f'_{cc} ، از رابطه زیر:

$$f'_{cc} = \frac{\frac{P_n^{req}}{0.85} - f_y A_{st}}{\phi^h \psi_f (A_g - A_{st})} = \frac{(\frac{1903}{0.85}) - (60)(10.92)}{0.85(0.95)(314 - 10.92)} = 6.471 \text{ Ksi}$$

۲- تعیین فشار محصورکننده مورد نیاز، f_l ، با استفاده از معادله درجه دوم ذیل:

$$f_l^2 \frac{4}{(f'_c)^2} + f_l \frac{4(\frac{f'_{cc}}{f'_c} + 1.25) - 40}{f'_c} + (\frac{f'_{cc}}{f'_c} + 1.25)^2 - 2.25^2 = 0$$

$$f_l^2 \frac{4}{(4.0)^2} + f_l \frac{4(\frac{6.471}{4.0} + 1.25) - 40}{4.0} + (\frac{6.471}{4.0} + 1.25)^2 - 2.25^2 = 0$$

با حل و انتخاب جواب مناسب داریم:

$$f_l = 0.451 \text{ Ksi} = 451 \text{ Psi}$$

۳- تعیین تعداد لایه‌های FRP (با مشخصات انتخابی) مورد نیاز:

$$n = \frac{f_l D}{2 t_f E_f \varepsilon_{fe}} = \frac{451(20)}{2(0.0065)(33 \times 10^6)(0.004)} = 5.3$$

از ۶ لایه استفاده می‌شود.

ب - برای FRP از جنس شیشه (GFRP) با اپوکسی سازگار:

۱- تعیین مقاومت فشاری بتن محصورشده مورد نیاز، f'_{cc} ، از رابطه زیر:

$$f'_{cc} = \frac{\frac{P_n^{req}}{0.85} - f_y A_{st}}{\phi^h \psi_f (A_g - A_{st})} = \frac{(\frac{1903}{0.85}) - (60)(10.92)}{0.85(0.95)(314 - 10.92)} = 6.471 \text{ Ksi}$$

۲- تعیین فشار محصورکننده مورد نیاز، f_l ، با استفاده از معادله درجه دوم ذیل:

$$f_l^2 \frac{4}{(f'_c)^2} + f_l \frac{4(\frac{f'_{cc}}{f'_c} + 1.25) - 40}{f'_c} + (\frac{f'_{cc}}{f'_c} + 1.25)^2 - 2.25^2 = 0$$

$$f_l^2 \frac{4}{(4.0)^2} + f_l \frac{4(\frac{6.471}{4.0} + 1.25) - 40}{4.0} + (\frac{6.471}{4.0} + 1.25)^2 - 2.25^2 = 0$$

با حل و انتخاب جواب مناسب داریم:

$$f_l = 0.451 \text{ Ksi} = 451 \text{ Psi}$$

۳- تعیین تعداد لایه‌های FRP (با مشخصات انتخابی) مورد نیاز:

$$n = \frac{f_l D}{2 t_f E_f \varepsilon_{fe}} = \frac{451(20)}{2(0.05)(3.79 \times 10^6)(0.004)} = 5.94$$

از ۶ لایه استفاده می‌شود.

توجه شود که مراحل (۱) و (۲) مستقل از سیستم انتخابی است.

توجه شود که تعداد لایه‌های مورد نیاز، برای صفحات از جنس کربن و شیشه یکسان است.

مقاومت بالای کربن به دلیل معیار کرنش 0.004 که کنترل کننده طراحی است، مورد

استفاده قرار نمی‌گیرد.

گام پنجم:

محاسبه مجدد ظرفیت، برای تعداد لایه‌های انتخابی.

محاسبه درصد FRP نسبی (درصد مسلح‌سازی) برای صفحات کربن با اپوکسی سازگار^۱:

$$\rho_f = \frac{A_f}{A_c} = \frac{\pi D n t_f}{\pi D^2 / 4} = \frac{4 n t_f}{D} = \frac{4(6)(0.0065)}{20} = 0.0078$$

محاسبه فشار محصورکنندگی:

$$f_l = \frac{\kappa_a \rho_f E_f \varepsilon_{fe}}{2} = \frac{1(0.0078)(33 \times 10^6)(0.004)}{2} = 514.8 \text{ Psi}$$

محاسبه مقاومت فشاری محصورشده بتن:

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.25 \right]$$

$$f'_{cc} = 4,000 \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{514.8}{4,000}} - 2 \frac{514.8}{4,000} - 1.25 \right] = 6,751 \text{ Psi}$$

محاسبه حداکثر ظرفیت اسمی:

$$P_{n(\max)} = 0.85 \left[0.85 \psi_f f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right]$$

$$P_{n(\max)} = 0.85 \left[0.85 (0.95)(6,751)(314 - 10.92) + 60(10.92) \right] = 2,127 \text{ Kips}$$

محاسبه ظرفیت ضریب‌دار و مقایسه آن با مقدار مورد نیاز:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.75(2,127) = 1,595 \text{ Kips} > 1,427 \text{ Kips} \quad \text{قابل قبول}$$

۱- گام‌های پنجم و ششم فقط برای سیستم کربن-اپوکسی انجام شده است. این مراحل برای سیستم شیشه-اپوکسی نیز، به همین روش قابل انجام است.

گام ششم:

چک کردن تنش‌های مرحله سرویس (بهره برداری) بتن و فولاد.

مجموع بار سرویس برابر است با:

$$P_s = 320 + 576 = 896 \text{ Kips}$$

$$E_c = 57,000 \sqrt{f'_c} = 57,000 \sqrt{4,000} = 3,604,000 = 3,604 \text{ Ksi}$$

تنش‌های ایجاد شده در بتن و فولاد، ناشی از بارهای سرویس عبارتند از:

$$f_{c,s} = P_s \frac{E_c}{A_c E_c + A_{st} E_s} = 896 \left(\frac{3604}{(314 - 10.92)(3604) + (10.92)(29,000)} \right) = 2.292 \text{ Ksi}$$

$$2292 \text{ Psi} < 0.65 f'_c = 0.65 (4,000) = 2,600 \text{ Psi} \quad \text{قابل قبول}$$

و

$$f_{c,s} = P_s \frac{E_s}{A_c E_c + A_{st} E_s} = 896 \left(\frac{29,000}{(314 - 10.92)(3604) + (10.92)(29,000)} \right) = 18.44 \text{ Ksi}$$

$$18,440 \text{ Psi} < 0.6 f_y = 0.6 (60,000) = 36,000 \text{ Psi} \quad \text{قابل قبول}$$

۸-۵ - ستون‌های مقاوم‌شده تحت بار با خروج از مرکزی

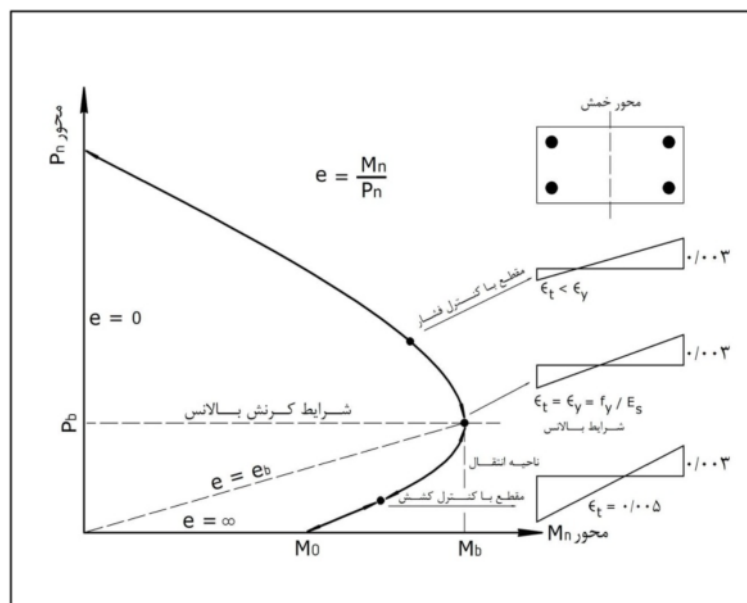
بسیاری از ستون‌های بتن مسلح جهت تحمل بار محوری و ممان خمشی طراحی می‌شوند؛ به این صورت که یا تحت بار با خروج از محوری قرار گرفته یا به ترتیب تحت نیروی محوری همراه با ممان خمشی قرار دارند. در چنین مواردی، طراحی معمولاً دیاگرام اندرکنش بار محوری-ممان خمشی (P - M) را به دست آورده، تا از آن طریق ترکیبات متفاوت بار محوری و ممان خمشی (که ستون قادر به تحمل آن است) را به طور واضح مشاهده کند.

به منظور ترسیم دیاگرام (P - M) یک ستون مقاوم‌نشده، در ابتدا مشخصات هندسی مقطع (h, d, d', b) ، مشخصات میلگردهای داخلی، کمیت، محل قرارگیری آن‌ها در مقطع (f_y, E_s, A_s, A'_s) و مقاومت بتن (f'_c) مورد نیاز است.

کرنش حداکثر بتن، ϵ_{cu} ، طبق آیین‌نامه ACI 318-99 برابر با 0.003 در نظر گرفته می‌شود. بلوک تنش ویتنی برای نشان دادن رابطه غیرخطی تنش-کرنش بتن ناحیه فشاری به هنگام خرابی مورد استفاده قرار می‌گیرد. به منظور ترسیم دیاگرام اندرکنش، معمولاً شرایط کرنش بالانس اعمال شده و مقادیر P_b و e_b مربوط به این حالت را به دست می‌آید (جهت یادآوری، شرایط بالانس حالتی است که کرنش بتن به 0.003 و کرنش فولاد کششی به $\epsilon_{sy} = f_y / E_s$ برسد).

بعد از آن، با انتخاب مقادیر متفاوتی برای خروج از مرکزیت، e ، خواه بزرگ‌تر، خواه کوچک‌تر از e_b ، که به ترتیب مربوط به مناطق با کنترل کشش و مناطق با کنترل فشار می‌شوند، دیاگرام اندرکنش حاصل می‌شود. این مراحل در تمام کتاب‌های طراحی بتن مسلح توضیح داده شده است. امروزه این عملیات به آسانی با یک برنامه کامپیوتری ساده قابل انجام است. در شکل ۸-۶ یک منحنی اندرکنش شماتیک، برای ظرفیت اسمی یک ستون بتن مسلح نشان داده است. تعیین دیاگرام اندرکنش (P - M) یک ستون مقاوم‌شده با FRP موضوعی غیربديهی بوده و مطالعات آزمایشگاهی محدودی جهت تعیین دیاگرام اندرکنش (P - M) ستون‌های محصورشده با FRP گزارش شده است

[۷۰]. منحنی‌های اندرکنش آزمایشگاهی ستون‌های محصورشده با FRP که دارای جزئیات مناسب باشند، به دلایل زیر در دسترس نمی‌باشند:



شکل ۸-۶- دیاگرام اندرکنش شماتیک بار-ممان (P – M)، برای یک ستون بتن مسلح

اولاً: به این دلیل که انجام این آزمایشات بسیار مشکل است.

ثانیاً: تقاضا جهت کاربرد آن‌ها زیاد نیست.

در رابطه با موضوع ستون‌های محصورشده با FRP، تحت بار محوری همراه با خروج از مرکزی،

ACI 440.2R-02 آدرس مستقیم و مشخصی نمی‌دهد.

در هر حال، اگر یک تعداد فرضیات ساده کننده در نظر گرفته شود، ترسیم دیاگرام‌های

اندرکنش (P – M) با استفاده از معادلات ارائه شده در ACI 440.2R-02 ممکن می‌شود.

فرض اول: اثر محصورکنندگی FRP، سبب افزایش مقاومت فشاری بتن می‌شود (با صرف نظر

از گسترش ناحیه فشاری). سپس دیاگرام (P – M) ستون محصورشده با FRP به همان شیوه ستون

معمولی به سادگی با جایگزینی f'_c با f'_{cc} (که توسط رابطه مندرج ارائه شده است) قابل ترسیم است.

این فرض به طور تلویحی به این نکته اشاره دارد که ناحیه فشاری به طور کامل با دورپیچ FRP

محصورشده، حتی اگر چه ناحیه فشاری به طور کامل توسط FRP احاطه نشده باشد.

همچنین فرض می‌شود ψ_f ، در به دست آوردن ظرفیت اسمی بار محوری و ظرفیت اسمی ممان خمشی، جهت ترسیم دیاگرام اندرکنش (P – M) برابر با یک است (به غیر از $P_{n(max)}$). اگر مقادیر محافظه کارانه مورد نظر باشد، ψ_f را برابر 0.85 در نظر می‌گیریم.

فرض دوم: به منظور تعیین عمق تار خنثی در یک مقطع بتنی محصورشده با FRP می‌توان، از حداکثر کرنش فشاری قابل استفاده بتن، برای یک ستون دایروی دورپیچ شده با FRP (که طبق آیین‌نامه ACI 440.2R-02 تعیین می‌شود) استفاده کرد.

معادله مذکور برای بتن محصورشده با FRP برابر است با:

$$\epsilon'_{cc} = \frac{1.71(5f'_{cc} - 4f'_c)}{E_c} \quad \text{ACI 440.2R-02:11-6}$$

که در آن E_c ، مدول الاستیسیته بتن محصورنشده در حالت ترک نخورده است.

بر پایه این دو فرض و استفاده از حداکثر کرنش بتن محصورشده، ϵ'_{cc} ، و حداکثر تنش بتن محصورشده، f'_{cc} ، (که قبل از این تعریف شد) منحنی اندرکنش (P – M) برای ستون بتنی محصورشده با FRP می‌تواند به همان روش مورد استفاده برای ستون محصورنشده ترسیم شود.

برای ستون‌های غیردایروی، همان‌طور که قبلاً اشاره شد، ACI 440.2R-02 فقط افزایش کرنش بتن را مجاز دانسته و اجازه افزایش مقاومت بتن را نمی‌دهد. در یک ستون مستطیلی حداکثر کرنش بتن محصورشده با FRP بر طبق رابطه ACI 440.2R-02:11.6 به دست می‌آید.

در ستون‌های مستطیلی، ضریب کارائی، κ_a ، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\kappa_a = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3bh(1-\rho_g)} \quad \text{ACI 440.2R-02:11-8}$$

که در این رابطه h و b به ترتیب عمق و عرض ستون، r ، شعاع گوشه مقطع

و $\rho_g = \frac{(A_s - A'_s)}{A_g}$ درصد آرماتور کلی است. این معادله فقط زمانی که نسبت عمق به عرض مقطع

کوچک‌تر، مساوی ۱/۵ ($h/b \leq 1.5$) بوده و هر دو مقدار عمق و عرض مقطع کوچک‌تر از ۳۶ اینچ هستند اعتبار دارد؛ زیرا این حقیقت به اثبات رسیده است که اثر محصورکنندگی در ستون‌های مستطیلی با نسبت بزرگ‌تر ابعاد و وجوه بزرگ‌تر قابل صرف‌نظر کردن است.

درصد نسبی دورپیچ در یک ستون محصورشده با FRP برابر است با:

$$\rho_f = \frac{2nt_f(b+h)}{bh} \quad \text{ACI 440.2R-02:11-7}$$

توجه به این نکته حائز اهمیت است که اگر چه، مقاومت فشاری محصورشده (در ستون مستطیلی) به عنوان یکی از مراحل میانی محاسبه کرنش فشاری محصورشده تعیین می‌شود اما، نباید از آن برای هیچ‌گونه افزایش مقاومتی در ستون استفاده شود. بنابراین در آیین‌نامه ACI 440.2R-02، برای تعیین دیاگرام اندرکنش بار-ممان ستون مستطیلی مقاوم‌شده با FRP می‌بایست از مطالب گفته شده از قبل و فقط استفاده از فرض دوم استفاده شود.

روند ارائه شده در بالا یک روش تقریبی بوده که شبیه روش تقریبی متداول جهت ترسیم دیاگرام اندرکنش ستون بتن مسلح با استفاده از فرضیات بلوک تنش ویتنی است.

در نظر گرفتن این فرض، ربطی به محصور بودن یا نبودن مقطع ندارد (همان‌گونه که در بالا به آن اشاره شد). روش بسیار دقیق‌تر جهت ترسیم دیاگرام اندرکنش، استفاده از منحنی تنش-کرنش کامل بتن محصورشده با FRP (و اگر لازم باشد، بتن محصورنشده) است. در این روش، مؤلفه نیروی فشاری با استفاده از انتگرال‌های عددی بر روی منحنی غیرخطی تنش-کرنش بتن محصورشده به دست می‌آید.

اگر سیستم مقاوم‌سازی FRP علاوه بر سختی جانبی (محیطی)، سختی در جهت طولی عضو را نیز ایجاد کند، (به عنوان مثال در حالتی که زاویه دورپیچ‌ها غیر از ۹۰ درجه بوده و یا از صفحات دو جهته استفاده شود). در ترسیم دیاگرام (P - M) می‌بایست علاوه بر اثر محصورکنندگی، اثر بهبودسازی خمشی صفحات FRP نیز، به حساب آید.

مثال تحلیلی دوم: دیاگرام اندرکنش بار-ممان یک ستون بتن مسلح، محصور شده با FRP

ستونی بتنی با مقطع مستطیلی به عرض $W = 12 \text{ in}$ و عمق $h = 14 \text{ in}$ را در نظر بگیرید. مقاومت فشاری بتن آن $f'_c = 6000 \text{ Psi}$ بوده که چهار میلگرد شماره ۱۱ (No. 11) که در هر طرف ۲ میلگرد می‌باشد، مسلح شده است. تنش تسلیم میلگردهای طولی $f_y = 60000 \text{ Psi}$ بوده و ستون با میلگردهای عرضی به صورت تنگ محصور شده است. عمق مؤثر مقطع، $d = 11 \text{ in}$ بوده و فاصله دورترین تار فشاری بتن تا میلگردهای فشاری $d' = 3 \text{ in}$ است. ممان در جهت قوی مقطع اعمال شده و محل قرارگیری ستون در فضای بسته بوده و هیچ‌گونه ارتباطی با محیط بیرون ندارد. تمام ارتفاع ستون به طور کامل با سه لایه کربن-اپوکسی دورپیچ شده که دارای مشخصات زیر است:

$$t_f = 0.0065 \text{ in} \quad \varepsilon_{fu}^* = 0.017$$

$$f_{fu}^* = 550,000 \text{ Psi} \quad E_f = 33,000,000 \text{ Psi}$$

برای محیط‌های داخلی $CE = 0.95$ است، که در نتیجه:

$$f_{fe} = 522,500 \text{ Psi} \quad \varepsilon_{fe} = 0.01615$$

قبل از دورپیچ کردن ستون، گوشه‌های مقطع با شعاع $r = 1 \text{ in}$ گرد شده‌اند.

دیاگرام اندرکنش بار-ممان (P-M) نهایی و اسمی را برای سه مورد زیر به دست آورید:

۱- ستون مقاوم نشده:

$$f'_c = 6,000 \text{ Psi} \quad \varepsilon_{cu} = 0.003$$

۲- ستون دورپیچ شده با FRP، فقط با فرض این که کرنش بتن محصور شده افزایش می‌یابد:

$$f'_c = f'_{cc} = 6,000 \text{ Psi} \quad \varepsilon_{cu} = \varepsilon'_{cc}$$

۳- ستون دورپیچ شده با FRP، با فرض این که مقاومت و کرنش بتن محصور شده افزایش

می‌یابد:

$$f'_c = f'_{cc} \quad \varepsilon_{cu} = \varepsilon'_{cc}$$

(توجه کنید که این مورد توسط آیین نامهٔ ACI 440.2R-02 مجاز نمی باشد؛ زیرا در حال حاضر افزایش ظرفیت باربری محوری برای مقاطع مستطیلی جائز نیست و این مورد فقط برای مقاصد آموزشی است).

حل:

گام اول: تعیین مقاومت و کرنش فشاری محصورشده (در ستون دورپیچ شده با FRP)

$$\rho_f = \frac{2 n t_f (b+h)}{b h} = \frac{2(3)(0.0065)(12+14)}{12 \times 14} = 0.00604$$

$$\rho_f = \frac{A_s + A'_s}{A_g} = \frac{3.12 + 3.12}{12 \times 14} = 0.0371$$

$$\kappa_a = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3 b h (1 - \rho_g)} = 1 - \frac{[12-2(1)]^2 + [14-2(1)]^2}{3(12)(14)(1-0.0371)} = 0.4972$$

$$f_l = \frac{\kappa_a \rho_f E_f \varepsilon_{fe}}{2} = \frac{0.4972(0.00604)(33 \times 10^6)(0.01615)}{2} = 799.7 \text{ Psi}$$

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.25 \right]$$

$$= 6,000 \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{799.7}{6,000}} - 2 \frac{799.7}{6,000} - 1.25 \right] = 10,243.5 \text{ Psi} = 10,244 \text{ Psi}$$

$$\varepsilon'_{cc} = \frac{1.71(5f'_{cc} - 4f'_c)}{E_c} = \frac{1.71[5(10,244) - 4(6,000)]}{57,000 \sqrt{6,000}} = 0.0105 = 1.05 \%$$

گام دوم: تعیین P_n و M_n برای نقاط معین شده بر روی دیاگرام اندرکنش برای سه حالت مورد نظر:

(a) نقاط بار-ممان A و B ؛ فقط بار محوری:

ظرفیت اسمی و بیشینه ظرفیت معین شده توسط آیین نامه ACI، که با استفاده از فرمول‌های ACI محاسبه شده‌اند. ممان اسمی متناظر با ظرفیت حداکثر محوری ACI با فرض حداقل خروج از مرکزی $h = 1/4 \text{ in}$ $e_{\min} = 0/1$ محاسبه می‌شوند.

مورد اول:

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$= [0.85(6,000)(168 - 6.24) + 60,000 \times 6.24] = 1,199,376 \text{ lb} = 1,199 \text{ Kips}$$

$$P_{n(\max)} = 0.8 P_0 = 0.8(1,199) = 959 \text{ Kips}$$

$$M_n = P_{n(\max)} e_{\min} = 959(1.4) = 1343 \text{ Kips} - \text{in}$$

مورد دوم:

$$P_0 = 0.85 \psi_f f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$= 0.85(1)(6,000)(168 - 6.24) + 60,000(6.24) = 1,199,376 \text{ lb} = 1,199 \text{ Kips}$$

$$P_{n(\max)} = 0.8 P_0 = 0.8(1,199) = 959 \text{ Kips}$$

$$M_n = P_{n(\max)} e_{\min} = 959(1.4) = 1343 \text{ Kips} - \text{in}$$

توجه: به دلیل آن که فرض شده است که دورپیچ FRP ، مقاومت فشاری بتن را افزایش نمی‌دهد، ضریب کاهش مقاومت برابر با واحد در نظر گرفته می‌شود ($\psi_f = 1$).

مورد سوم:

$$P_0 = 0.85 \psi_f f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$= 0.85(0.95)(10,244)(168 - 6.24) + 60,000(6.24) = 1,712,814 \text{ lb} = 1,713 \text{ Kips}$$

$$P_{n(\max)} = 0.8 P_0 = 0.8(1,713) = 1,370 \text{ Kips}$$

$$M_n = P_{n(\max)} e_{\min} = 1,370(1.4) = 1,918 \text{ Kips-in}$$

توجه: فقط برای تعیین $P_{n(\max)}$ در مورد سوم، $\psi_f = 0.95$ در نظر گرفته می‌شود. برای تمام موارد بالا بر طبق آیین‌نامه 318-99 ACI، ضریب کاهش مقاومت (ستون با بار محوری خالص، با آرماتورهای عرضی به صورت تنگ) برابر با $\phi = 0.7$ است.

(b) نقطه بار-ممان C ؛ کرنش بالانس:

شرط کرنش بالانس، حد ناحیه کنترل فشار دیاگرام اندرکرنش را تعیین می‌کند. در این نقطه فولادهای کششی به محض خرد شدن بتن فشاری جاری می‌شوند (بر اساس تئوری). از بلوک تنش ویتنی در تعیین برآیند نیروی فشاری بتن استفاده می‌شود.

مورد اول:

$$c = \frac{\epsilon_{cu} d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} = \frac{0.003(11)}{0.003 + 0.00207} = 6.509 \text{ in}$$

$$a = \beta_1 c = 0.75(6.509) = 4.882 \text{ in}$$

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c-d'}{c} = 0.003 \left(\frac{6.509-3}{6.509} \right) = 0.00162 < 0.00207$$

فولاد فشاری جاری نشده است.

$$f'_s = (29 \times 10^6)(0.00162) = 46,980 \text{ Psi}$$

$$C_c = 0.85 f'_c b a = 0.85(6,000)(12)(4.882) = 298,778 \text{ lb}$$

$$C_s = f'_s A'_s = 46,980(3.12) = 146,578 \text{ lb}$$

$$T_s = f_y A_s = 60,000(3.12) = 187,200 \text{ lb}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 298,778 + 146,578 - 187,200 = 258,156 \text{ lb} = 258 \text{ Kips}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \\ &= 298,778 \left(\frac{14}{2} - \frac{4.882}{2} \right) + 146,578 \left(\frac{14}{2} - 3 \right) + 187,200 \left(11 - \frac{14}{2} \right) \\ &= 2,697,241 \text{ lb-in} = 2,697 \text{ Kips-in} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{2,697}{258} = 10.45 \text{ in}$$

مورد دوم:

$$c = \frac{\epsilon'_{cc} d}{\epsilon'_{cc} + \epsilon_{sy}} = \frac{0.0105(11)}{0.0105 + 0.00207} = 9.189 \text{ in}$$

$$a = \beta_1 c = 0.75(9.189) = 6.861 \text{ in}$$

$$\epsilon'_s = \epsilon'_{cc} \frac{c - d'}{c} = 0.0105 \left(\frac{9.189 - 3}{9.189} \right) = 0.00707 > 0.000207$$

فولاد فشاری جاری شده است.

$$f'_s = f_y = 60,000 \text{ Psi}$$

$$C_c = 0.85 f'_c b a = 0.85(6,000)(12)(6.861) = 419,893 \text{ lb}$$

$$C_s = f'_s A'_s = 60,000(3.12) = 187,200 \text{ lb}$$

$$T_s = f_y A_s = 60,000(3.12) = 187,200 \text{ lb}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 419,893 + 187,200 - 187,200 = 419,893 \text{ lb} = 420 \text{ Kips}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \\ &= 419,893 \left(\frac{14}{2} - \frac{6.861}{2} \right) + 187,200 \left(\frac{14}{2} - 3 \right) + 187,200 \left(11 - \frac{14}{2} \right) \\ &= 2,996,408 \text{ lb-in} = 2,996 \text{ Kips-in} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{2,996}{420} = 7.13 \text{ in}$$

مورد سوم:

$$c = \frac{\epsilon'_{cc} d}{\epsilon'_{cc} + \epsilon_{sy}} = \frac{0.0105(11)}{0.0105 + 0.00207} = 9.189 \text{ in}$$

به دلیل این که $f'_{cc} > 8000$ است، در نتیجه، $\beta_1 = 0.65$ است.

$$a = \beta_1 c = 0.65(9.189) = 5.973 \text{ in}$$

$$\epsilon'_s = \epsilon'_{cc} \frac{c - d'}{c} = 0.0105 \left(\frac{9.189 - 3}{9.189} \right) = 0.00707 > 0.000207$$

فولاد فشاری جاری شده است.

$$f'_s = f_y = 60,000 \text{ Psi}$$

$$C_c = 0.85 f'_{cc} b a = 0.85(10,244)(12)(5.973) = 624,112 \text{ lb}$$

$$C_s = f'_s A'_s = 60,000(3.12) = 187,200 \text{ lb}$$

$$T_s = f_y A_s = 60,000(3.12) = 187,200 \text{ lb}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 624,112 + 187,200 - 187,200 = 624,112 \text{ lb} = 624 \text{ Kips}$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 624,112 \left(\frac{14}{2} - \frac{5.973}{2} \right) + 187,200 \left(\frac{14}{2} - 3 \right) + 187,200 \left(11 - \frac{14}{2} \right)$$

$$= 4,002,474 \text{ lb} - \text{in} = 4,002 \text{ Kips} - \text{in}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{4,002}{624} = 6.41 \text{ in}$$

توجه به این نکته ضروری است که برای تمامی نقاط منحنی اندرکنش داریم:

اگر $e > e_b$ باشد، مقطع با کنترل کشش است.

اگر $e < e_b$ باشد، مقطع با کنترل فشار است.

به دلیل این که حالات ذکر شده تا کنون، مقطع با کنترل فشار بوده است، ضریب کاهش

مقاومت، ϕ ، برای تمامی P_n و M_n ها برابر با 0.7 می باشد.

(c) نقطه بار-ممان D ؛ نقطه انتقال کنترل کشش:

جهت اطمینان از خرابی خمشی شکل پذیر (طبق آیین نامه ACI)، کرنش کششی فولاد در این

نقطه (نقطه انتقال کنترل کشش) برابر با 0.005 در نظر گرفته می شود.

مورد اول:

$$c = \frac{\epsilon_{cu} d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} = \frac{0.003(11)}{0.003 + 0.005} = 4.125 \text{ in}$$

$$a = \beta_1 c = 0.75(4.125) = 3.094 \text{ in}$$

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c - d'}{c} = 0.003 \left(\frac{4.125 - 3}{4.125} \right) = 0.00082 < 0.000207$$

فولاد فشاری جاری نشده است.

$$f'_s = f_y = (29 \times 10^6)(0.00082) = 23,727 \text{ Psi}$$

$$C_c = 0.85 f'_c b a = 0.85(6,000)(12)(3.094) = 189,353 \text{ lb}$$

$$C_s = f'_s A'_s = 23,727(3.12) = 74,028 \text{ lb}$$

$$T_s = f_y A_s = 60,000(3.12) = 187,200 \text{ lb}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 189,353 + 74,028 - 187,200 = 76,181 \text{ lb} = 76 \text{ Kips}$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$=187,353\left(\frac{14}{2}-\frac{3.094}{2}\right)+74,028\left(\frac{14}{2}-3\right)+187,200\left(11-\frac{14}{2}\right)$$

$$=2,066,548 \text{ lb-in} = 2,067 \text{ Kips-in}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{2,067}{76} = 27.20 \text{ in}$$

مورد دوم:

$$c = \frac{\epsilon'_{cc} d}{\epsilon'_{cc} + \epsilon_s} = \frac{0.0105(11)}{0.0105 + 0.005} = 7.452 \text{ in}$$

$$a = \beta_1 c = 0.75(7.452) = 5.589 \text{ in}$$

$$\epsilon'_s = \epsilon'_{cc} \frac{c-d'}{c} = 0.0105\left(\frac{7.452-3}{7.452}\right) = 0.00627 > 0.000207$$

فولاد فشاری جاری شده است.

$$f'_s = f_y = 60,000 \text{ Psi}$$

$$C_c = 0.85 f'_c b a = 0.85(6,000)(12)(5.589) = 342,046 \text{ lb}$$

$$C_s = f'_s A'_s = 60,000(3.12) = 187,200 \text{ lb}$$

$$T_s = f_y A_s = 60,000(3.12) = 187,200 \text{ lb}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 342,046 + 187,200 - 187,200 = 342,046 \text{ lb} = 342 \text{ Kips}$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d'\right) + T_s \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 342.046\left(\frac{14}{2} - \frac{5.589}{2}\right) + 187,200\left(\frac{14}{2} - 3\right) + 187,200\left(11 - \frac{14}{2}\right)$$

$$= 2,936,074 \text{ lb-in} = 2,936 \text{ Kips-in}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{2,936}{342} = 8.58 \text{ in}$$

مورد سوم:

$$c = \frac{\epsilon'_{cc} d}{\epsilon'_{cc} + \epsilon_s} = \frac{0.0105(11)}{0.0105 + 0.005} = 7.452 \text{ in}$$

$$a = \beta_1 c = 0.65(7.452) = 4.844 \text{ in}$$

$$\epsilon'_s = \epsilon'_{cc} \frac{c - d'}{c} = 0.0105 \left(\frac{7.452 - 3}{7.452} \right) = 0.00627 > 0.000207$$

فولاد فشاری جاری شده است.

$$f'_s = f_y = 60,000 \text{ Psi}$$

$$C_c = 0.85 f'_{cc} b a = 0.85(10,244)(12)(4.844) = 506,144 \text{ lb}$$

$$C_s = f'_s A'_s = 60,000(3.12) = 187,200 \text{ lb}$$

$$T_s = f_y A_s = 60,000(3.12) = 187,200 \text{ lb}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 506,144 + 187,200 - 187,200 = 506,144 \text{ lb} = 506 \text{ Kips}$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 506,144 \left(\frac{14}{2} - \frac{4.844}{2} \right) + 187,200 \left(\frac{14}{2} - 3 \right) + 187,200 \left(11 - \frac{14}{2} \right)$$

$$= 3,814,727 \text{ lb-in} = 3,815 \text{ Kips-in}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{3,815}{506} = 7.54 \text{ in}$$

به دلیل آن که در موارد بالا، مقطع با کنترل کشش است، ضریب کاهش مقاومت، ϕ ، برای

تمامی P_n و M_n ها برابر با 0.9 در نظر گرفته می شود.

در ناحیه انتقال که $0.05 < \epsilon_s < 0.00207$ است، ضریب کاهش مقاومت، بسته به کرنش

میلگردهای کششی از مقدار 0.7 تا 0.9 متغیر خواهد بود (طبق آیین نامه 318-99 ACI).

(d) نقطه بار-ممان E ؛ خمشی خالص:

ظرفیت خمشی مقطع با فرض $A_s' = 0$ ، محاسبه می‌شود.

در حقیقت، در این نقطه ستون مانند تیر عمل کرده و برای آن تحلیل خمشی معمولی انجام می‌شود.

مورد اول:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{3.12(60,000)}{0.85(6,000)(12)} = 3.059 \text{ in}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.059}{0.75} = 4.078 \text{ in}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_{cu} = \frac{11-4.078}{4.078} (0.003) = 0.0051 > 0.005 \quad : \quad \phi = 0.9$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3.12 \times 60,000 \times \left(11 - \frac{3.059}{2} \right)$$

$$= 1,772,878 \text{ lb-in} = 1,773 \text{ Kips-in}$$

مورد دوم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{3.12(60,000)}{0.85(6,000)(12)} = 3.059 \text{ in}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.059}{0.75} = 4.078 \text{ in}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_{cc} = \frac{11-4.078}{4.078} (0.0105) = 0.0178 >> 0.005 \quad : \quad \phi = 0.9$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3.12 \times 60,000 \times \left(11 - \frac{3.059}{2} \right)$$

$$= 1,772,878 \text{ lb-in} = 1,773 \text{ Kips-in}$$

مورد سوم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{cc}' b} = \frac{3.12 (60,000)}{0.85 (10,244) (12)} = 1.792 \text{ in}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.792}{0.65} = 2.756 \text{ in}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} \varepsilon_{cc}' = \frac{11-2.756}{2.756} (0.0105) = 0.0314 \gg 0.005 \quad : \quad \phi = 0.9$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3.12 \times 60,000 \times \left(11 - \frac{1.792}{2} \right)$$

$$= 1,891,469 \text{ lb} - \text{in} = 1,891 \text{ Kips} - \text{in}$$

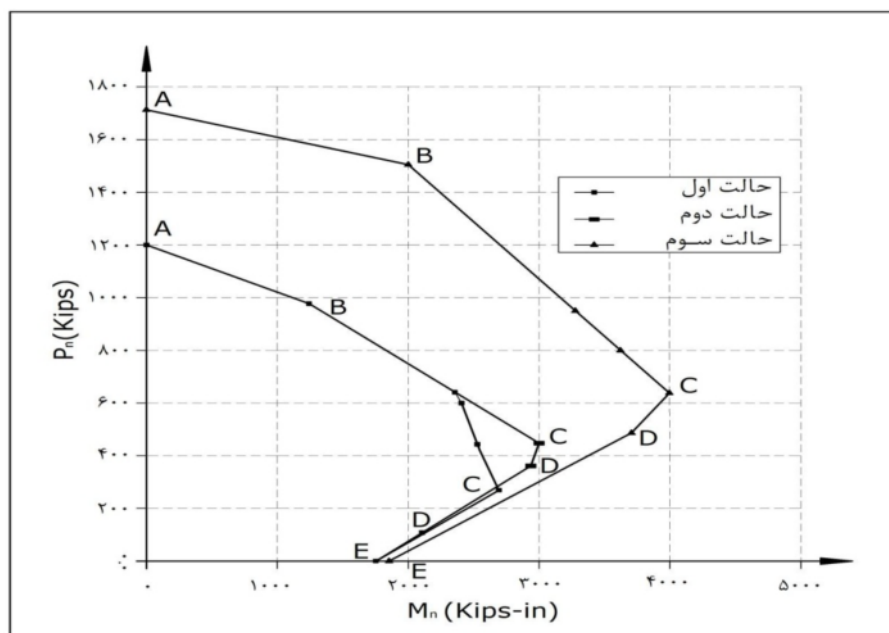
جدول ۸-۱ نتایج حاصل از محاسبات را برای سه حالت مفروض نشان می‌دهد. این جدول، همچنین شامل اطلاعات تعداد نقاط بیش‌تری بر روی منحنی‌های P – M است که محاسبات آن‌ها به دلیل شیوه یکسان با سایر نقاط نشان داده نشده است.

نمودار بار-ممان اسمی، در شکل ۸-۷ نشان داده شده است. از روی این شکل چنین بر می‌آید که اگر اثر محصورکنندگی FRP فقط بر روی کرنش فشاری اثر کند، نمودار آن با حالت عادی تغییر زیادی نخواهد کرد. اگر اثر محصورکنندگی بر روی مقاومت فشاری بتن نیز در نظر گرفته شود (در حال حاضر، این کار توسط آیین‌نامه ACI 440.2R-02 مجاز نمی‌باشد)، دیاگرام بار-ممان گسترش زیادی پیدا می‌کند. در دو حالت ۲ و ۳، مناطق انتقال، (از نقطه c تا d) که کرنش فولاد از کرنش تسلیم (۰/۰۰۲۰۷) تا ۰/۰۰۵ است، بسیار کوچک‌تر از حالتی است که بتن محصور نشده (حالت اول) است. همچنین توجه به این نکته مهم است که این دیاگرام‌های اندرکنش بار-ممان نمونه‌وار، به وسیله یک تعداد نقاط محدود، گسسته‌سازی شده (با فرض تخمین ویتنی) که نقاط میانی با خطوط مستقیم تخمین زده‌اند.

جدول ۸-۱- اطلاعات بار-ممان برای ۳ حالت

نمونه	نقطه	ε_s	c (in)	P_n (Kips)	M_n (Kips-in)	e (in)	ϕ
۱	A	$>\varepsilon_{sy}$	∞	۱۱۹۹	.	.	۰/۷
	B	$>\varepsilon_{sy}$		۹۶۰	۱۳۴۴	۱/۴	۰/۷
		.	۱۱	۶۹۲	۲۲۰۰	۳/۱۴	۰/۷
		۰/۰۰۰۳	۱۰	۶۱۹	۲۳۴۹	۳/۷۹	۰/۷
		۰/۰۰۱۱	۸	۴۳۵	۲۵۵۵	۵/۸۷	۰/۷
	C	۰/۰۰۲۰۷	۶/۶۰	۲۶۱	۲۶۹۹	۱۰/۳۶	۰/۷
	D	۰/۰۰۵۰	۴/۱۳	۷۶	۲۰۶۷	۲۷/۲	۰/۹
۲	E	۰/۰۰۵۱	۴/۰۸	.	۱۷۷۳	∞	۰/۹
	A	$>\varepsilon_{sy}$	∞	۱۱۹۹	.	.	۰/۷
	B	$>\varepsilon_{sy}$		۹۶۰	۱۳۴۴	۱/۴	۰/۷
		.	۱۱	۶۹۲	۲۲۰۰	۳/۱۷	۰/۷
		۰/۰۰۱۱	۱۰	۵۵۱	۲۲۶۰	۴/۷۵	۰/۷
	C	۰/۰۰۲۰۷	۹/۱۹	۴۲۱	۲۹۹۷	۷/۱۱	۰/۷
	D	۰/۰۰۵۰	۷/۴۵	۳۴۲		۸/۵۸	۰/۹
۳	E	۰/۰۱۰۷	۴/۰۸	.	۱۷۷۳	∞	۰/۹
	A	$>\varepsilon_{sy}$	∞	۱۷۱۲	.	.	۰/۷
	B	$>\varepsilon_{sy}$		۱۵۰۶	۲۱۰۸	۱/۴	۰/۷
		.	۱۱	۹۳۴	۳۳۰۷	۳/۵۸	۰/۷
		۰/۰۰۱۱	۱۰	۷۷۱	۳۶۷۵	۴/۶۸	۰/۷
	C	۰/۰۰۲۰۷	۹/۱۹	۶۲۴	۴۰۰۲	۶/۴۱	۰/۷
	D	۰/۰۰۵۰	۷/۴۵	۵۰۶	۳۸۱۴	۷/۴۵	۰/۹
۴	E	۰/۰۳۱۴	۲/۷۶	.	۱۸۹۱	∞	۰/۹

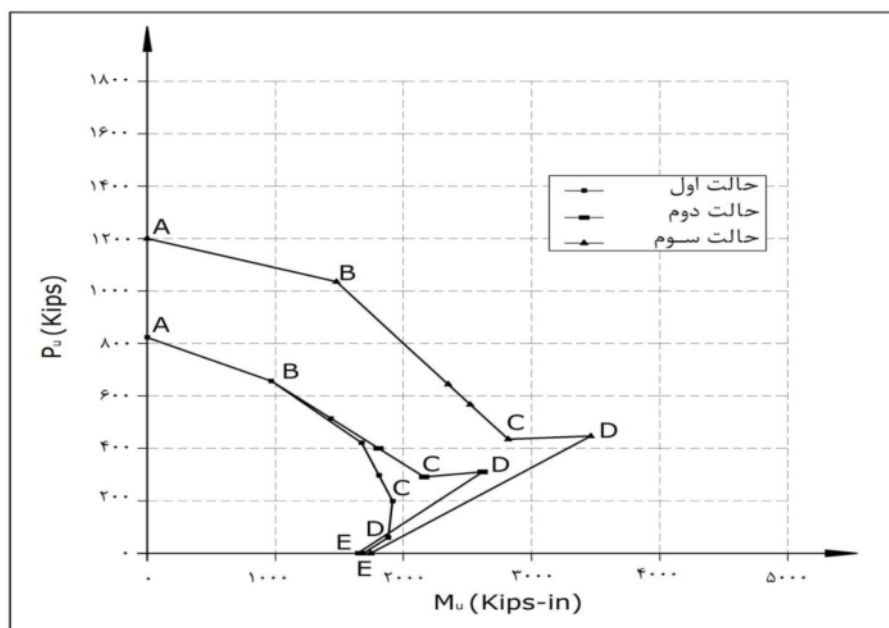
دیاگرام واقعی اندرکنش بار-ممان با استفاده از روابط غیرخطی تنش-کرنش بتن به دست می‌آید که دارای خطوط منحنی‌وار می‌باشد (همان‌گونه که در شکل ۸-۶ مشاهده می‌شود). به علاوه، خط افقی دیاگرام اندرکنش که نشان‌دهنده حداکثر بار محوری مجاز توسط ACI می‌باشد، محل برخورد دیاگرام اندرکنش با کمینه خروج از مرکزی می‌باشد. با استفاده از رابطه غیرخطی تنش-کرنش بتن، می‌توان به تعیین محل دقیق این نقطه دست پیدا کرد.



شکل ۸-۷- دیاگرام اندرکنش بار-ممان اسمی

دیاگرام اندرکنش بار-ممان نهایی در شکل ۸-۸ نشان داده است (برای وضوح بهتر، ناحیه حداکثر بار محوری پیشنهاد شده توسط ACI، نشان داده شده است). این دیاگرام‌ها بر روی همان محورهای شکل ۸-۷ نشان داده شده‌اند تا اثرات ضرایب کاهش به وضوح دیده شود. علاوه بر میزان کاهش، برای بتن محصورشده توجه به شکل در ناحیه انتقال کشش از نقطه کرنش بالانس (حالات ۲ و ۳) جالب به نظر می‌رسد، در حالی که این ناپیوستگی در بتن محصورنشده (حالت ۱) مشاهده نمی‌شود. علت این ناپیوستگی، افزایش کرنش فشاری بتن محصورشده است. باید از طراحی ستون محصورشده با FRP در ناحیه انتقال دوری کرد. علاوه بر این، ضریب کاهش FRP، η_f ، شامل دیاگرام‌های نهایی (و اسمی) نمی‌شود. این

ضریب، تمایل به کاهش ابعاد این دیاگرام‌ها برای ستون‌های مقاوم‌شده با FRP را دارد.



شکل ۸-۸- دیاگرام اندرکنش بار-ممان نهایی

۸-۶- تغییرات ACI 440.2R در ویرایش سال ۲۰۰۸

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، ACI 440.2R-02 در مورد ستون‌های دورپیچ‌شده با FRP تحت بار با خروج از مرکزی هیچ‌گونه افزایش ظرفیت را مجاز ندانسته و تأثیر دورپیچ را به افزایش شکل‌پذیری محدود می‌کند. در ویرایش اخیر ACI 440.2R در سال ۲۰۰۸ در قسمت مقاوم‌سازی محوری تغییرات عمده‌ای مخصوصاً در رابطه با ستون‌های تحت بار خروج از مرکز به وجود آمده است.

۸-۶-۱- ظرفیت نهایی بار محوری (خالص)

۱- برای ستون‌های بتنی کوتاه (بتن با وزن معمولی)، گیرپیش‌تنیده با میلگردهای عرضی به صورت مارپیچ که با FRP مقاوم شده است:

$$\phi P_n = 0.85 \phi [0.85 f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (۸-۱۳)$$

۲- برای ستون‌های بتنی کوتاه (بتن با وزن معمولی)، گیرپیش‌تنیده با میلگردهای عرضی به

صورت تَنگ که با FRP مقاوم شده است:

$$\phi P_n = 0.8\phi[0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (۸ - ۱۴)$$

که در آن A_g مساحت سطح مقطع بتنی، A_{st} مساحت میلگردهای طولی و f_y تنش تسلیم آن است.

طبق فرمول ۱۲-۳ آیین نامه ACI 440.2R-08 مقاومت فشاری محصورشده، f'_{cc} ، از رابطه زیر به دست می آید:

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f 3.3 \kappa_a f_l$$

که در سال ۲۰۰۳ توسط لام و تَنگ جهت محاسبه مقاومت بتن محصورشده به کار گرفته شد. بر اساس فرمول ۱۲-۳ آیین نامه ACI 440.2R-08 مقاومت فشاری محصورشده، f'_{cc} ، تابعی از مقاومت بتن محصورنشده، f'_c ، بوده، فشار محصورکننده و ضریب کارایی سطح مقطع می باشد. ضریب کاهش ψ_f ، بر اساس قضاوت مهندسی کمیته تدوین، برابر با ۰/۹۵ در نظر گرفته شده است. ضریب کارایی مقطع برای مقاطع دایروی برابر با ۱ و برای مقاطع غیردایروی بر اساس رابطه ۱۲-۹ این راهنما به دست می آید:

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h}\right)^2$$

که در آن، A_e سطح مقطع محصورشده به طور مؤثر توسط دورپیچ و A_c سطح مقطع عضو فشاری می باشد.

$\frac{A_e}{A_c}$ بر اساس رابطه ۱۱-۱۲ این راهنما به صورت زیر به دست می آید:

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{[(\frac{b}{h})(h - 2r_c)^2 + (\frac{h}{b})(b - 2r_c)^2]}{3A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g}$$

که در این رابطه، b و h به ترتیب عرض و ارتفاع مقطع، r_c شعاع گردشدگی، A_g سطح مقطع ناخالص و ρ_g درصد آرماتور طولی است.

فشار محصورکنندگی نیز بر اساس رابطه ۴-۱۲ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$f_l = \frac{2 E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D}$$

مقدار D بر اساس رابطه ۸-۱۲ ACI 440.2R-08 به دست می‌آید:

$$D = \sqrt{b^2 + h^2}$$

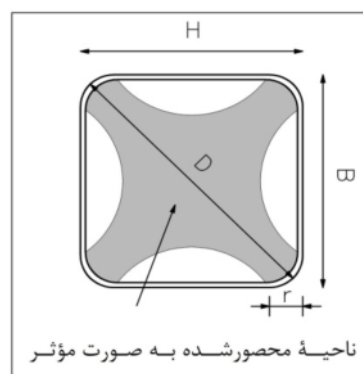
ε_{fe} کرنش مؤثر FRP در هنگام خرابی بر اساس رابطه ۵-۱۲ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu}$$

ضریب کارایی کرنش FRP، κ_ε ، به منظور احتساب خرابی زودرس FRP اعمال می‌شود و مقدار

آن برابر با ۰/۵۵ است؛ البته به شرط آن که مقدار $\frac{f_l}{f_c}$ بزرگ‌تر از ۰/۰۸ باشد.

در شکل ۸-۹ سطح مقطع یک مقطع غیردایروی به صورت شماتیک آورده شده است.



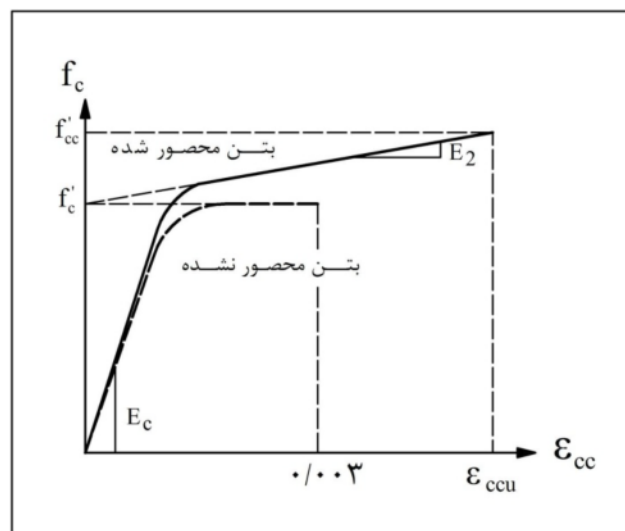
شکل ۸-۹- سطح مقطع معادل دایروی (لام و تنگ، ۲۰۰۳)

۸-۶-۲- ظرفیت نهایی بار با خروج از مرکزیت

همان‌طور که در قبل اشاره شد، در زمینه ظرفیت نهایی بار با خروج از مرکزیت راهنمای

طراحی ACI 440.2R-08 تغییرات عمده‌ای نسبت به ویرایش سال ۲۰۰۲ خود داشته است و در

ویرایش جدید، افزایش مقاومت ستون فقط در ناحیه کنترل فشار دیاگرام اندرکنش بار-ممان مجاز دانسته شده است. همچنین نمودار تنش-کرنش پیشنهادی برای بتن محصورشده توسط دورپیچ FRP به صورت شکل ۸-۱۰ در نظر گرفته شده است.



شکل ۸-۱۰ مدل تنش-کرنش بتن محصورشده توسط FRP

این مدل در سال ۲۰۰۳ توسط لام و تینگ برای بتن محصورشده پیشنهاد شده است و فرمول‌بندی آن به قرار زیر است.

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_t \\ f'_c + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon'_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad \text{ACI 440.2R-08 : (12-2a)}$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} \quad \text{ACI 440.2R-08 : (12-2b)}$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \quad \text{ACI 440.2R-08 : (12-2c)}$$

که f'_{cc} بیشینه تنش فشاری بتن محصورشده، ε'_t کرنش متناظر با تنش انتقال به ناحیه خطی دوم و ε_{ccu} کرنش متناظر با بیشینه تنش فشاری بتن محصورشده است. بیشینه کرنش فشاری بتن

محصور به صورت زیر به دست می‌آید.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c (1.50 + 12 \kappa_b \frac{f_l}{f_c} (\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c})^{0.45}) \quad \text{ACI 440.2R-08 : (12-2c)}$$

$$\varepsilon_{ccu} \leq 0.01 \quad \text{ACI 440.2R-08 : (12-2c)}$$

ضریب شکل κ_b نیز به صورت زیر به دست می‌آید.

$$\kappa_b = \frac{A_e}{A_c} (\frac{h}{b})^{0.5} \quad \text{ACI 440.2R-08 : (12-9)}$$

توجه به این نکته حائز اهمیت است که ACI 440.2R-08 کرنش مؤثر در ژاکت FRP را به مقدار زیر محدود می‌کند.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad \text{ACI 440.2R-08 : (12-12)}$$

دیاگرام‌های اندرکنش بار-ممان ستون‌های مقاوم‌شده با ژاکت FRP، با ارضای سازگاری کرنش‌ها و تعادل نیروها با استفاده از مدل تنش-کرنش پیشنهادی ACI 440.2R-08 فقط در ناحیه کنترل فشار به دست می‌آید. در ناحیه کنترل کشش می‌توان از مدل تنش-کرنش بتن محصورنشده و یا بلوک تنش ویتنی استفاده کرد.

برای راحتی می‌توان مدل تنش-کرنش بتن محصورشده را با ۲ خط مستقیم که از سه نقطه مبدأ، مقاومت بتن محصورنشده (f'_c) و کرنش متناظر آن (ε'_t) و مقاومت نهایی بتن محصورشده (f'_{cc}) و کرنش متناظر آن (ε_{ccu}) می‌گذرند، جایگزین کرد.

با بیان شرایط جدید ACI 440.2R-08 و با در نظرگیری روند ارائه شده برای رسم دیاگرام اندرکنش بار-ممان در مثال دوم همین فصل، می‌توان به رسم دیاگرام‌های اندرکنش اقدام کرد.

مراجع:

- [۱] سید مهدی زهرایی، جزوه آموزشی «آسیب‌پذیری ساختمان‌ها و راه‌های مقابله با آن‌ها»، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، اسفند ۱۳۸۵.
- [۲] ایمان الیاسیان، راه‌کارهای مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه، فایل/اینترنتی.
- [۳] دکتر داود مستوفی‌نژاد، کتاب سازه‌های بتن‌آرمه، جلد اول.
- [۴] ACI 440.2R-02, American Concrete Institute, 2000, "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structure," *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan.
- [۵] Saatcioglu, Murat, and razvi, salim, R., "Strength and Ductility of Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 6, June 1992, pp. 1590-1607.
- [۶] Kwan, A. K. H. and He, X. G., "Finite Element Analysis of Effect of Concrete Confinement on Behavior of Shear Walls," *Computer and Structures*, 79, 2001, pp. 1799-1810.
- [۷] Park, R. and Paulay, T., "Reinforecd Concrete Structures," *John Wiley & Sons*, New York, 1997.
- [۸] سعادت‌مند، حسن، ۱۳۸۲، "بررسی تأثیر کامپوزیت FRP بر محصورشدگی بتن با هدف مقاوم‌سازی تیر-ستون‌های بتن‌آرمه." پایان‌نامه کارشناسی/ارشد، دانشگاه یزد.
- [۹] Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., and Lam, L., "FRP Strengthened RC Structures," *John Wiley & Sons, LTD*, New York, 2001.
- [۱۰] Ghasemi, H., Otsuka, H., Cooper, J.D., Nakijama, H., "Aftermath of the Kobe Earthquake," *Internet File*.
- [۱۱] Busel, J., White, D., "CFRP and GFRP Composite Application for Infrastructure Rehabilitation and Repaires," *NASTO 2003 Conference Saratoga Spring, NY*.
- [۱۲] Bank, L, 2006, "Composites for Construction: Structural Design with FRP materials", *Book*.

[۱۳] Hollaway, L.C, 2001, "Advanced polymer composites and polymer in the civil infrastructure", *Elsevier Science direct*.

[۱۴] ثابت، سید علی رضا، ۱۳۷۸، "الیاف به عنوان تقویت کننده"، پژوهشگاه پلیمر/ایران.

[۱۵] Mosallam, A., Haroun, M., Mossaad, M. and Zakaria, S., "Polymer Composites: Repair and Rehabilitation Materials for the New Era," *ICPCM – A New Era of Building*, Cairo, Egypt, February, 2003, pp. 18-20.

[۱۶] Sika, "CarboDur; Product Data Sheet," 2002, *Internet File*: www.Sika.com.

[۱۷] ASTM, "Standard Test Method for Apparent Tensile Strength of Ring or Tubular Plastics and Reinforced Plastics by Split Disk Method," *D 2290 Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 15.03, 1992.

[۱۸] Saffi, Mohammad, Toutanji, Houssam A., and Li, Zongjin, "Behavior of Concrete Columns Confined with Fiber Reinforced Polymer Tubes," *ACI Materials Journal*, July-August, 1999, pp. 500-509.

[۱۹] Samaan, Michel, Mirmiran, Amir, and Shahawy, Mohsen, "Model of Concrete Confined by Fiber Composites," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 9, September 1998, pp. 1025-1031.

[۲۰] Fam, Amir Z., and Rizkalla, Sami H., "Confinement Model for Axially Loaded Concrete Confined by Circular Fiber-Reinforced Polymer Tubes," *ACI Structural Journal*, Vol.98, No. 4, July-August, 2001, pp. 451-461.

[۲۱] ASTM. "Standard Test Method for Tensile Propertise of Polymer Matrix Composites Materials," *D 3039/D 3039M-95 Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 14.02, 1995.

[۲۲] Toutanji, H. A., "Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composites Sheets," *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No.3, 1999, pp. 397-404.

[۲۳] Karbhari, Vistasp M., and Gao, Yanqiang, "Composite Jacketed Concrete under Uniaxial Compression-Verification of Simple Design Equation," *Journal of Material in Civil Engineering*, Vol. 0, No.4, November, 1997, pp. 185-193.

[۲۴] Xiao, Y. and Wu, H., "Compressive Behavior of Concrete Confined by Carbon Fiber Composites Jackets," *Journal of Material in Civil Engineering*, Vol. 12, No. 2, May, 2000, pp. 139-146.

[۲۵] L. Lam and J. G. Teng., “Strength Models for Fiber-Reinforced Plastic-Confined Concrete,” *Journal of Structural Engineering*, 2002, pp. 612-623.

[۲۶] Purba, Burt K., and Mufti, Aftab A., “Investigation of the Behavior of Circular Concrete Columns Reinforced with Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Jackets,” *Can. J Civ. Eng.*, 1999, pp. 590-596.

[۲۷] Pessiki, Stephen, Harries, Kent A., Kestner, Justin T., Suse, Richard, and Ricles, James M., “Axial Behavior of Reinforced Concrete Columns Confined with FRP Jackets,” *Journal of Composites for Construction*, Vol. 5, No. 4, November, 2001, pp. 237-245.

[۲۸] Demers, M., and Neale, K. W., “Confinement of Reinforced Concrete Columns with Fiber-Reinforced Composite Sheets – an Experimental Study,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, No. 26, 1999, pp. 226-241.

[۲۹] Lei-Ming Wang, Yu-Fei Wu., “Effect of corner radius on the performance of FRP-confined square concrete columns” *Journal of Engineering Structures*, May 29, 2007, pp. 493-505.

[۳۰] Li, J., and Hadi, M. N. S., “Behavior of Externally Confined High-Strength Concrete Columns Under Eccentric Loading,” *Composite Structures*, Vol. 66, 2003, pp. 145-153.

[۳۱] Fam, Amir, Z. and Riskalla, Sami H., “Flexural Behavior of Concrete-Filled Fiber-Reinforced Polymer Circular Tubes,” *Journal of Composites for Construction*, Vol. 6, No. 2, May 1, 2002, pp. 123-132.

[۳۲] Chaallal, O. and Shahawy, M. (2000). “Performance of fiber-reinforced polymer-wrapped reinforced concrete column under combined axial-flexural loading.” *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 4, PP. 650-669.

[۳۳] Sheikh, Shamim, A. and Yau, Grace, “Seismic Behavior of Concrete Columns Confined with Steel and Fiber-Reinforced Polymer,” *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 1, January-February, 2002, pp. 72-80.

[۳۴] Ozbakkaloglu, T., and Saatcioglu, M. (2006), “Seismic Behavior of High Strength Concrete Columns Confined by Fiber Reinforced Polymer Tubes,” *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol.10, No.6, pp. 538-549.

[۳۵] Mirmiran, Amir, Zagers, Kenneth, and Yuan, Wenqing, “Nonlinear Finite Element Modeling of Concrete Confined by Fiber Composites,” *Finite Element in Analysis and Design*, 35, 2000, pp. 79-96.

[۳۶] Parvin, A., and Wang, W., "Behavior of FRP Jacketed Concrete Columns Under Eccentric Loading," *Journal of Composites for Construction*, Vol. 5, No. 3, August, 2001, pp. 146-152.

[۳۷] Parvin, A. and Jamwal, A. S. (2005). Effects of Wrap Thickness and Ply Configuration on Composite- Confined Concrete Cylinders, *Compos Struct*, 437-442.

[۳۸] Saadatmanesh, H., Ehsani, M. R., Li, M. W., "Strength and Ductility of Concrete Columns Extrenally Reinforced with Fiber Composite Straps," *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 4, 1994, pp. 434-447.

[۳۹] Spoelstra, Marign R., and Monti, Giorgio, "FRP-Confined Concrete Model," *Journal of Composites for Construction*, Vol. 3, No. 3, August, 1999, pp. 143-152.

[۴۰] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete" *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.

[۴۱] Mirmiran, A., and Shahawy, M. (1997), "Behavior of Concrete Columns Confined by Fiber Composites" *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 5, pp. 583-590.

[۴۲] Ahmad, S. H., and Shah, S. P., "Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement" *ACI Journal*, Vol. 79, No. 6, 1982, pp. 484-490.

[۴۳] Lam, L., and Teng, J., 2003a, "Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete," *Construction and Building Materials*, Vol. 17, pp. 471-489.

[۴۴] Lam, L., and Teng, J., 2003b, "Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns," *Journal of Reinforced Plastic and Compositess*, V. 22, No. 13, pp. 1149-1186.

[۴۵] جاهد مطلق. حمیدرضا، نوبان. محمدرضا و اشراقی. محمدامین، ۱۳۸۳، "اجزاء محدود (ANSYS)" چاپ سوم، انتشارات دانشگاه تهران.

[۴۶] طلایی طب، سید بهزاد، "افزایش شکل پذیری اتصالات بتن آرمه با استفاده از ورقه های FRP" پایان نامه کارشناسی /رشد، دانشگاه صنعتی اصفهان، پاییز ۱۳۸۲.

[۴۷] Kachlakev, D., Miller, T., Yim, S. and Chansawat, Kasidit, "Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened with FRP Laminates," Final Report for Oregon Department of Transportation Research Group, *Internet File*, 2001.

[۴۸] *ANSYS User's Manual*, 12th Version ANSYS, 2009.

[۴۹] Ilki, A., Peker, O., Karamuk, and E. Demir, C. Kumbasar, N. 2006, Axial Behavior Of RC Columns Retrofitted With FRP Composites, *Journal Of Materials in Civil Engineering*. pp 169-188.

[۵۰] [۵۰] رمضانی، زهرا، ۱۳۸۷، "بررسی نحوه مقاومسازی برشی تیرهای بتنی مسلح توسط FRP" پایان‌نامه کارشناسی/ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود، تابستان ۱۳۸۷.

[۵۱] <http://www.padtinc.com>, Website.

[۵۲] Rochette, P. and Labossiere, P. (1996). A Plasticity Approach for Concrete Columns Confined with Composite Materials, In: M. M. El-Badry, (ed.), *Proceedings of Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, CSCE, pp. 359-366.

[۵۳] Esfahani, M. R. and Kianoush, M. R. (2004), "Axial compressive strength of reinforced concrete columns Wrapped with FRP." *1st Conference on Application of FRP Composites in Construction and Rehabilitation of Structures* May 4, Tehran, Iran.

[۵۴] Chris P. Pantelides, Zihan Yan, Lawrence D. Reaveley (2004), "Shape Modification of Rectangular Columns Confined With FRP Composites." *Prepared For Utah Department of Transportation Research and Development Division*, Report No. UT- 05.03.

[۵۵] Bakht, B., et al. (2000), Canadian bridge design code provisions for fiber-reinforced concrete, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 4, No. 1, pp. 3-15.

[۵۶] Katsumata, H., Kobatake, Y., and Takeda, T. (1988), A study on strengthening with carbon fiber for earthquake-resistant capacity of existing reinforced concrete columns, *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo–Kyoto, August 2–9, Vol. VII, pp. 517-522.

[۵۷] Priestley, M. J. N., Seible, F., and Fyfe, E. R. (1992), Column seismic retrofit using fiberglass /epoxy jackets, in *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS)* (ed. K. W. Neale, and P. Labossie're), Canadian Society of Civil Engineering, Montreal, Quebec, Canada, pp. 287-298.

[۵۸] Park, R. J. T., Priestley, M. J. N., and Walpole, W. R. (1983), the seismic performance of steel encased reinforced concrete bridge piles, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 16, No. 2, pp. 123-140.

[۵۹] Chai, Y. H., Priestley, M. J. N., and Seible, F. (1991), Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance, *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No.5, pp. 572-584.

- [٦٠] Priestley, M. J. N., and Park, R. (1987), Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading, *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 1, pp. 61-76.
- [٦١] Antonopoulos, C. P., and Triantafillou, T. C. (2003), Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam–column joints, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 7, No. 1, pp. 39-49.
- [٦٢] Paterson, J., and Mitchell, D. (2003), Seismic retrofit of shear walls with headed bars and carbon fiber wrap, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 5, pp. 606-614.
- [٦٣] Balsamo, A., Colombo, A., Manfredi, G., Negro, P., and Prota, A. (2005), Seismic behavior of a full-scale RC frame repaired using CFRP laminates, *Engineering Structures*, Vol. 27, pp. 769-780.
- [٦٤] Seible, F., Priestley, J. N., Hegemeier, G. A., and Innamorato, D. (1997), Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 1, No. 2, pp. 52-62.
- [٦٥] Nanni, A., and Bradford, N. M. (1995), FRP jacketed concrete under uniaxial compression, *Construction and Building Materials*, Vol. 9, No. 2, pp. 115-124.
- [٦٦] Lees, J. M., Winistorfer, A. U., and Meier, U. (2002), External prestressed carbon fiber-reinforced polymer straps for shear enhancement of concrete, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 6, No. 4, pp. 249-256.
- [٦٧] Saadatmanesh, H. (1994), Fiber composites for new and existing structures, *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 3, pp. 346-354.
- [٦٨] Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., and Lam, L. (2001), *FRP Strengthened RC Structures*, Wiley, New York.
- [٦٩] Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Wiley, New York.
- [٧٠] Nanni, A., and Norris, M. S. (1995), “FRP jacketed concrete under flexure and combined flexure–compression,” *Construction and Building Materials*, Vol. 9, No. 5, pp. 273-281.

Abstract

In recent years, using of fiber reinforced polymer (FRP) is one of the most application methods for strengthening RC members as columns. In compressive members, FRP jacket was wrapped around the columns and with confining the concrete causes the enhancement in axial load-carrying capacity of them.

Original attempt of this thesis, is modeling of non-linear behaviour of confined concrete by ANSYS software. For modeling non-linear behaviour of concrete, Drucker-Prager criteria that is the improved of Mohr-Coulomb criteria were used. To validate the proposed FE models, the test results obtained from other researchers were compared with the models results and very good agreement was found.

In this research, at first confining improvement of FRP jacket by shape modification of column's cross section of rectangular RC columns has been studied. In this method of column's strengthening, before wrapping the column, its cross section by implementation of concrete cover modified to circular or elliptical cross section and then the column has wrapped. This modification causes more uniform distribution of confining pressure of FRP jacket. The results show that the effect of shape modification of column is the most efficient and economical way for improving of confinement. Of course, architectural limitations, limit the using of this method.

Then, the eccentricity effects of loading on the load-carrying capacity of rectangular RC columns were evaluated. In following of this study, interaction diagrams of axial load and bending moment for the columns obtained from finite element and proposed method of ACI 440.2R-08 were compared. Models results indicated that with the eccentricity nevertheless small, load-carrying capacity of confined column will greatly reduce. With increasing eccentricity, the effectiveness of confinement has decreased, so that in tensioned controlled zone, particularly in the pure bending point, confinement of column is very, very little. Also comparing of these two types of diagrams, indicates that in the compression-controlled zone, the results of ACI is conservative, however results of Ver. 2008 of this design guideline, comparing with its Ver. 2002 is more realistic.

Keywords: finite element, reinforced concrete columns, confining, FRP jacket.



Shahrood University of Technology
Faculty of Engineering
Civil Engineering Department

Investigation on behaviour of rectangular reinforced concrete columns retrofitted with FRP

By:
Mohammad Hajsadeghi

Under Supervision of:
Dr. Farshid J. Alaei

A thesis submitted to the Graduate Studies Office in
partial fulfillment of the requirements for the degree of

Master of Science
in
Structural Engineering

April 2010