

تحلیل عددی اتصالات خارجی تیر - ستون بتن مسلح تقویت شده با استفاده از FRP تحت اثر بارهای چرخه‌ای

محمد رضا محمدی زاده*^۱، سعید حسین زاده^۲

^۱ دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه هرمزگان، بندرعباس
^۲ دانش آموخته کارشناسی ارشد عمران - سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه هرمزگان، بندرعباس

(دریافت: ۹۸/۵/۲۵، پذیرش: ۹۹/۱۰/۱۵، نشر آنلاین: ۹۹/۱۰/۱۵)

چکیده

زلزله‌های اخیر در سراسر جهان قابلیت آسیب پذیری اتصالات تیر- ستون ساختمان‌های بتن مسلح موجود را تحت اثر بارهای لرزه‌ای، آشکار ساخت. آرمان‌تورهای برشی ناکافی در اتصالات تیر- ستون موجود، به خصوص در اتصالات بیرونی علت اصلی خرابی و یا فروپاشی بسیاری از قاب‌های خمشی بتن مسلح می‌باشد. از این رو روش‌های تقویت اقتصادی و مؤثر برای افزایش مقاومت برشی اتصالات در سازه‌های موجود ضروری است. تقویت کردن با استفاده از کامپوزیت‌های FRP (Fiber Reinforced Polymer) به دلیل مزیت‌های آن از جمله نصب سریع و آسان، نسبت مقاومت به وزن بالا و مقاومت در برابر خوردگی در دو دهه اخیر رشد بسیاری داشته است. در این مطالعه بر روی ۱۱ نمونه اتصالات تیر- ستون بیرونی بدون تقویت و تقویت شده با FRP و با آرایش‌های تقویتی متفاوت تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای، تحلیل عددی صورت گرفته است. آنالیزها به وسیله نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS انجام و با نتایج آزمایشگاهی کالیبره شده است. یک محدوده از موضوعاتی که در این اتصالات مورد بررسی قرار می‌گیرد شامل حداکثر نیرو، سختی اولیه و استهلاک انرژی و همچنین منحنی‌های چرخه ای نیرو- جابه‌جایی، سختی- جابه‌جایی و استهلاک انرژی- جابه‌جایی می‌باشد. نتایج تحلیل عددی تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد. نتایج حاصل از تحلیل عددی در این مطالعه همانند نتایج آزمایشگاهی نشان دادند که تقویت اتصالات بتن مسلح توسط پوشش خارجی FRP یک راه حل مناسب برای افزایش مقاومت، استهلاک انرژی و خصوصیات سختی این اتصالات تحت اثر بارهای لرزه‌ای است.

کلیدواژه‌ها: تحلیل عددی، اتصالات تیر- ستون بتن مسلح، تقویت شده، ایف پلیمری، مقاوم سازی، بارگذاری چرخه‌ای.

۱- مقدمه

فروپاشی بسیاری از قاب‌های خمشی بتن مسلح می‌باشد. از این رو روش‌های تقویت اقتصادی مؤثر برای افزایش مقاومت برشی اتصالات در سازه‌های موجود ضروری است (Priestley و Paulay، ۱۹۹۲). روش‌های متنوعی برای تقویت سازه‌ها وجود دارد، که یکی از رایج‌ترین آن‌ها ساختن ژاکت‌های بتن آرمه یا فولادی است که به دلیل مشکلات مختلف اجرایی، جزئیات پیچیده و استفاده از ابزارآلات خاص، نیروی انسانی ماهر و کار عملی سختی را می‌طلبد. علاوه بر این ژاکت‌ها ابعاد و وزن اعضا سازه را افزایش می‌دهند و نیز نیازمند محافظت در برابر خوردگی هستند (Antonopoulos و Thanasis، ۲۰۰۳). بیش از دو دهه است که یک تکنیک جدید برای تقویت سازه‌ها پدیدار شده است. تکنیکی که شامل استفاده

در طراحی سازه‌های بتن آرمه با اتصالات صلب، فرض بر گیرداری کامل اعضا در محل اتصالات است. اتصال تیر- ستون در بین انواع اتصالات دیگر در قاب‌های بتن مسلح (مانند: اتصالات دیوار به سقف، ستون به دال و غیره) حائز اهمیت خاصی است. مهم‌ترین دلیل اهمیت رفتار اتصال تیر- ستون این است که ابعاد اتصال بسیار کوچک است و در این قسمت از سازه، نیروها با یکدیگر تلاقی می‌کنند، به صورتی که نیروهای افقی و قائم ناشی از بارگذاری‌های ثقیلی و زلزله باید به صورت لنگر خمشی و نیروی برشی از طریق هسته اتصال منتقل شود (Tasnimi، ۲۰۰۱). زلزله‌های اخیر در سراسر جهان قابلیت آسیب پذیری اتصالات تیر- ستون ساختمان‌های بتن مسلح موجود را تحت اثر بارهای لرزه‌ای، آشکار ساخت. آرمان‌تورهای برشی ناکافی در اتصالات تیر- ستون موجود، به خصوص در اتصالات بیرونی علت اصلی خرابی و یا

FRP یک روش بسیار سودمند برای افزایش ظرفیت ممان تیر-ستون به اندازه بیش از ۶۰٪ می باشد.

Antonopoulos و Thanasis در سال ۲۰۰۳ یک برنامه جامع آزمایشگاهی بر روی ۱۸ نمونه تیر-ستون خارجی با مقیاس ۲/۳ و تحت بار لرزه‌ای شبیه‌سازی شده انجام داد. نتایج بر اساس مقاومت، سختی و ظرفیت جذب انرژی ارائه گردید. نتایج، نقش مهارهای مکانیکی را در محدود کردن جادشگی زودرس را ثابت کردند. در این مطالعه اطلاعات مهمی از نقش پارامترهای مختلف از قبیل، جزء سطح FRP، نحوه توزیع FRP بین تیر و ستون، بار محوری ستون، آرماتورگذاری اتصال و غیره به دست آمد.

Joshi و Mukherjee در سال ۲۰۰۵ به بررسی تأثیر ورق‌های و نوارهای FRP بر روی ظرفیت جذب انرژی اتصالات تحت بارهای محوری ستون و بار سیکلی تیر به صورت یک کار آزمایشگاهی پرداخته و نمودارهای نیرو-جابجایی جانبی نمونه‌های مختلف را با هم مقایسه نمودند. نتایج حاکی از بهبود ظرفیت جذب انرژی اتصالات تقویت شده با FRP بود (Joshi و Mukherjee، ۲۰۰۳).

Pantelides و همکاران در سال ۲۰۰۸ یک برنامه تحقیقاتی آزمایشگاهی در خصوص استفاده از الیاف کربن CFRP به صورت پوشش‌های خارجی برای بهسازی لرزه‌ای اتصالات داخلی تیر-ستون بتن مسلح که برای بارهای ثقلی طراحی شده بودند را ارائه دادند. اتصالات مورد آزمایش از نظر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای رایج به دلیل نبود خاموت و پایین بودن ظرفیت جاری شدن میلگردهای پایین تیرها، دارای کمبود ظرفیت برشی بودند. هم‌پوشانی میلگردهای پایینی تیرها در اتصالات با استفاده از پوشش خارجی ورق‌های CFRP تأمین شد. برای بهبود ظرفیت برشی اتصال، از ورق‌های قطری CFRP در طرح تقویتی دیگری استفاده شد. نتایج آزمایش نشان داد که ژاکت‌های CFRP با افزایش مقاومت برشی اتصال و ظرفیت چرخش غیرالاستیک، در بهبود کارایی لرزه‌ای اتصالات ضعیف تیر-ستون موجود، مؤثر هستند. علاوه بر این، ورق‌های CFRP برای غلبه بر مشکل عدم مهار کافی آرماتورهای پایینی تیرها در اتصال تأثیر بسزایی دارند.

در سال ۲۰۱۰، Parvin و همکاران یک بررسی آزمایشگاهی بر روی اتصالات تیر-ستون در مقیاس واقعی که با CFRP مقاوم سازی شده بودند، انجام دادند. این اتصالات همان گونه که در سال‌های قبل از ۱۹۷۰ رایج بود فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده بودند و در مقابل بارهای چرخه‌ای دارای ضعف بودند. متغیرهای آزمایشگاهی مورد مطالعه شامل آرایش‌های مقاوم سازی گوناگون با CFRP و دامنه بار محوری ستون بودند. مقایسه نتایج منحنی‌های بار-جابجایی و سختی و جذب انرژی سه نمونه کنترلی و سه نمونه مقاوم سازی شده با CFRP نشان داد که استفاده از CFRP

از مواد کامپوزیتی FRP، برای تقویت نواحی بحرانی اعضای سازه‌ای است (Antonopoulos و Thanasis، ۲۰۰۳؛ Pantelides و همکاران، ۲۰۰۸). اگرچه از ساخت و پیدایش این مواد دو دهه بیشتر نمی‌گذرد، ولی داشتن امتیازاتی همچون جلوگیری از پدیده خوردگی و افزایش میرایی ارتعاشات ایجاد شده در سازه‌ها در برابر ارتعاش، مقاومت کششی بسیار زیاد، مقاومت خوب در برابر خستگی و خزش، مدول الاستیسیته قابل قبول، وزن مخصوص کم، باعث شده است که استفاده از این مواد در صنعت ساختمان روند چشمگیری داشته باشد. تاکنون مطالعات بی‌شماری تأثیر مواد FRP در تقویت سازه‌های بتن مسلح آسیب دیده را اثبات کرده‌اند. هر چند این مواد به شکل گسترده در پل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد ولی کاربردشان در ساختمان‌ها مقداری محدودتر است. در این خصوص، تحقیقات آزمایشگاهی بر روی تقویت اتصالات تیر-ستون با FRP به علت پیچیدگی و مشکلات اجرایی در مقابل تحقیقات آزمایشگاهی صورت گرفته بر روی تقویت برشی و خمشی تیرها و ستون‌ها با FRP محدودتر است. در خصوص کارهای آزمایشگاهی انجام شده بر روی تقویت اتصالات با استفاده از FRP می‌توان به اختصار به موارد زیر اشاره نمود.

اولین ایده برای مقاوم سازی اتصالات تیر-ستون در اواخر دهه ۸۰ میلادی و در سال ۱۹۸۹ توسط Kiasar انجام شد. بعد از آن، سایر محققین نیز به انجام کارهای آزمایشگاهی و تحلیلی علاقه‌مند گردیدند.

Li و همکاران در سال ۱۹۹۹، آزمایشاتی بر روی سه نمونه قاب بتنی با اندازه واقعی جهت بررسی تأثیر FRP به کاررفته در مجاورت اتصالات داخلی تحت بارگذاری استاتیکی انجام دادند. پارامترهای بررسی شده شامل مقاومت و سختی اتصال تیر-ستون بود. دو نمونه از قاب‌ها تقویت نشده و تنها یکی از قاب‌ها توسط ورق‌های FRP تقویت شده بودند. نمودارهای بار-جابجایی نمونه‌ها حاکی از افزایش مقاومت و ظرفیت باربری به اندازه ۴۵٪ در نمونه تقویت شده با FRP نسبت به نمونه‌های تقویت نشده بود (Samali و Bakoss، ۱۹۹۹).

در سال ۲۰۰۱، Parvin و Granata اثر FRP بر ظرفیت خمشی اتصالات خارجی را به صورت آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های کوچک مقیاس بررسی کردند. آن‌ها به بررسی اثر ضخامت و وضعیت قرارگیری مختلف ورق‌ها و محصورکننده‌های FRP در اتصالات پرداخته و به این نتیجه رسیدند که استفاده از ورق‌ها و محصورکننده‌های FRP در محل اتصالات خارجی تیر-ستون بتنی باعث بهبود عمده‌ای در ظرفیت خمشی آن‌ها می‌شود. کار آزمایشگاهی این دو محقق شامل انجام تست بارگذاری متمرکز بر روی ۶ اتصال خارجی بود. نتایج نشان دادند که تقویت خارجی با

بسیار مناسبی برای بالا بردن ظرفیت برشی و شکل پذیری اتصالات تیر- ستون تحت ترکیب بارهای محوری و سیکلی می باشد. Allam در سال ۲۰۱۰ علاوه بر مطالعه آزمایشگاهی، به تحلیل عددی اتصالات داخلی تیر- ستون بتن مسلح نیز پرداخت. ۴ نمونه اتصال کنترلی و ۵ نمونه اتصال تقویت شده با مقیاس واقعی ساخته شد و تحت اثر بارهای یک جهته^۲ و سیکلی قرار گرفت. اتصالات تقویت شده با روش های مختلف برای دستیابی به اهداف مورد نظر از جمله، تقویت برشی، افزایش شکل پذیری و انتقال مفصل پلاستیک به خارج از ناحیه اتصال، تقویت شده بودند. تحلیل غیرخطی نمونه ها با نرم افزار ABAQUS صورت گرفت و تطابق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و عددی به دست آمد. از جمله کارهای تحقیقاتی آزمایشگاهی دیگر در بررسی رفتار اتصالات تیر به ستون بتن مسلح تقویت شده با FRP می توان به Allam و همکاران ۲۰۱۹؛ Laseima و همکاران ۲۰۲۰؛ و همکاران ۲۰۱۷؛ Zamani Beydokhty و Shariatmadar ۲۰۱۶ اشاره نمود.

در این مطالعه یک سری اتصالات خارجی تیر- ستون بتن مسلح که توسط Antonopoulos و همکاران تحت اثر بارهای چرخه ای مورد آزمایش قرار گرفته اند (Antonopoulos و Thanasis, ۲۰۰۳)، به روش اجزاء محدود در نرم افزار ABAQUS مدل سازی می شوند و منحنی های هیستریزس حاصل از تحلیل عددی و نتایج مربوط به مقاومت، استهلاک انرژی و سختی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می گردد.

۲- مشخصات اتصالات مورد مطالعه

در این تحقیق، اتصالات تیر- ستون بتن مسلح قبل و بعد از تقویت با آرایش های تقویتی مختلف که توسط Antonopoulos و همکاران تحت اثر بارهای چرخه ای قرار گرفته، در نظر گرفته می شود. هندسه و جزئیات میلگردگذاری و بارگذاری چرخه ای آزمایش مورد نظر به ترتیب در شکل های (۱) و (۲) نمایش داده شده است. لازم به ذکر است، این اتصالات در هسته اتصال فاقد میلگرد برشی بوده و به گونه ای طراحی شده بودند که دارای ضعف برشی در هسته اتصال باشند. همچنین یک نیروی محوری ثابت بر روی ستون و بارگذاری چرخه ای به صورت جابه جایی به نوک تیر اعمال می شود. در مجموع ۱۱ اتصال خارجی مورد بررسی قرار گرفته اند که دو نمونه C1 و C2 نمونه های تقویت نشده اند و به عنوان نمونه کنترلی معرفی می شوند. سایر نمونه های تقویت شده در ادامه توضیح داده می شوند. آرایش های مختلف تقویت نمونه ها با FRP به طور شماتیک در شکل (۳) نشان داده شده است.

باعث بهبود قابل ملاحظه در ظرفیت برشی اتصالات مقاوم سازی شده، گردیده است. همچنین لغزش میلگردهای تیر که طول مهاری کافی در اتصال نداشتند، اساساً به جهت استفاده از CFRP کنترل شده گردیدند (Parvin و همکاران، ۲۰۱۰).

Kai و Li در سال ۲۰۱۱ یک طرح بازسازی سریع برای تعمیر اتصالات تیر- ستون عریض بتن مسلح با آسیب دیدگی متوسط پیشنهاد داد. در این تحقیق از چهار اتصال تیر- ستون عریض داخلی به عنوان نمونه کنترل استفاده شد. همه چهار نمونه تعمیر شده تحت جابه جایی جانبی چرخه ای معادل زلزله شدید قرار گرفتند. ترک های نمونه های کنترلی آسیب دیده با استفاده از اپوکسی و دورپیچ ورق های CFRP و الیاف شیشه (GFRP) ترمیم شدند. نمونه های تعمیر شده مجدداً تست شده و عملکردشان با نمونه های کنترلی مقایسه گردید. نتایج نشان داد که تعمیر اتصالات تیر- ستون عریض با استفاده از FRP می تواند، عملکرد اتصال بتنی مسلح آسیب دیده را، نسبتاً راحت به حالت اولیه برگرداند و تعمیر اتصال تیر- ستون در مقایسه با تخریب کلی و جایگزینی، مقرون به صرفه می باشد. در زمینه تحقیقات عددی انجام گرفته در خصوص تقویت اتصالات بتن مسلح با FRP می توان به موارد زیر اشاره نمود.

در سال ۲۰۰۰، Parvin و Granata تحقیقی شامل مطالعه پارامتریک برای کاربرد FRP در محل اتصالات خارجی تیر- ستون و تأثیر آن در افزایش ظرفیت خمشی اتصالات را به وسیله نرم افزار ANSYS انجام دادند. به همین منظور سه مدل اتصال تیر- ستون با به کارگیری ژاکت های FRP با ضخامت و انواع مختلف مورد بررسی قرار گرفتند. یکی از مدل ها به عنوان مدل مبنا بدون FRP و دو مدل دیگر شامل ورق های FRP که بر وجه کششی به صورت دورپیچ چسبانده شده بودند. نتایج تحلیل المان محدود نشان داد که انتخاب نوع مصالح FRP، دورپیچ کردن یا استفاده به صورت ورق و همچنین ضخامت FRP تأثیر عمده ای بر افزایش عملکرد اتصالات سازه ای دارد. علاوه بر این مشاهده گردید که ظرفیت خمشی اتصال تقویت شده با FRP در مقایسه با نمونه کنترلی مبنا به اندازه ۳۷٪ افزایش یافته است.

در سال ۲۰۰۸، Wu و Parvin تحلیل عددی بر روی اتصالات خارجی تقویت شده با دور پیچ های CFRP برای بررسی اثر زاویه قرارگیری الیاف بر ظرفیت برشی و شکل پذیری اتصالات تحت ترکیب بارهای محوری و سیکلی را مورد مطالعه قرار دادند. به همین منظور مدل سازی المان محدود غیرخطی سه بعدی نمونه ها در نرم افزار MARC انجام گردید. با انجام تحلیل نرم افزاری بر روی چندین مدل تقویت شده با زوایای گوناگون مشخص شد که قرارگیری الیاف در زوایای ۴۵ درجه نسبت به محور افقی راه حل

اول بیانگر تعداد لایه‌های FRP بر روی هر وجه تیر و عدد دوم نشانگر تعداد لایه‌ها بر روی هر وجه ستون است. جنس این ورق‌ها در همه نمونه‌ها از نوع الیاف کربن است و تنها اتصال با ورق‌هایی از نوع الیاف شیشه^۷ تقویت شده است. تعداد لایه‌های این نمونه به‌گونه‌ای تعیین شده که دارای سختی محوری (مدول الاستیسیته ورق × ضخامت ورق) یکسان با نمونه F11 باشد. نمونه F22A همانند نمونه F22 تقویت شده است ولی با این تفاوت که بار محوری که بر روی ستون اعمال می‌شود در نمونه F22A، ۱۱۵KN است. در صورتی که مقدار این بار در سایر اتصالات ۴۶KN می‌باشد. نحوه تقویت نمونه F22W نیز همانند اتصال F22 است اما برای اعمال محصورشدگی بیشتر در هسته اتصال همان‌گونه که در شکل (۳) مشاهده می‌شود در انتهای تیر و ستون‌ها در نزدیکی اتصال از دو لایه ورق CFRP به‌صورت دورپیچ استفاده شده است. عرض این ورق‌های دورپیچ ۱۵۰mm می‌باشد. میلگردهای عرضی از نوع S220 به قطر ۸mm و متوسط تنش تسلیم ۲۶۰Mpa و میلگردهای طولی از نوع S500 به قطر ۱۴mm و متوسط تنش تسلیم ۵۸۵Mpa هستند. مشخصات انواع کامپوزیت‌های FRP مورد استفاده در جدول (۱) آورده شده است.

جدول ۱- مشخصات مکانیکی الیاف FRP (Antonopoulos و

(Thanasis, ۲۰۰۳)

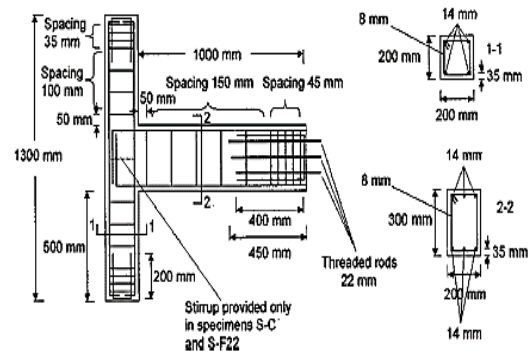
نوع الیاف پلیمری	ضخامت (mm)	مدول الاستیسیته (Mpa)	کرنش گسیختگی
CFRP Strip	۱/۰۵	۱۵۰۰۰۰	۰/۰۱۶
CFRP Sheet	۰/۱۳	۲۳۰۰۰۰	۰/۰۱۵
GFRP Sheet	۰/۱۷	۷۰۰۰۰	۰/۰۳۱

۳- مدل‌سازی اجزاء محدود

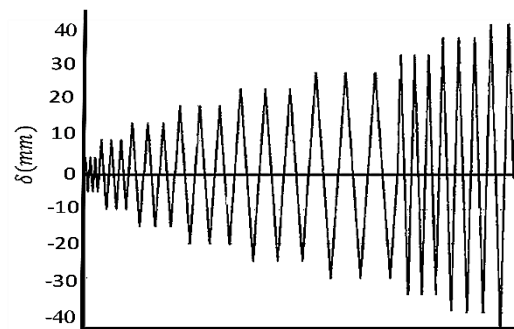
مصالح استفاده‌شده در مدل‌سازی میلگردهای فولادی، بتن و FRP می‌باشد. مدل‌های سازه‌ای مناسبی در برنامه المان محدود ABAQUS وجود دارند که برای میلگردهای فولادی، بتن و FRP می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند. بنابراین در اینجا به‌طور مختصر مدل‌های سازه‌ای و مشخصات مصالح مورد بحث قرار می‌گیرند: اما قبل از آن توضیحات مختصری در مورد رفتار بتن ارائه می‌گردد.

۳-۱- رفتار بتن

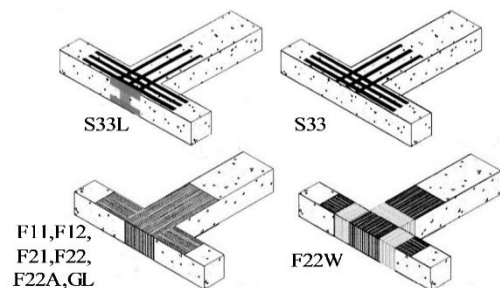
بتن از جمله موادی است که رفتار غیرخطی آن همواره مورد توجه بوده و مدل‌های گوناگونی برای تعیین رفتار غیرخطی آن ارائه شده است. سه مسئله مهم در بررسی رفتار غیرخطی بتن وجود دارد. اول این‌که رفتار بتن در فشار و کشش کاملاً از هم



شکل ۱- هندسه و جزئیات میلگردگذاری (Antonopoulos و Thanasis, ۲۰۰۳)



شکل ۲- نمودار بارگذاری چرخه‌ای (Antonopoulos و Thanasis, ۲۰۰۳)



شکل ۳- نحوه تقویت اتصالات (Antonopoulos و Thanasis, ۲۰۰۳)

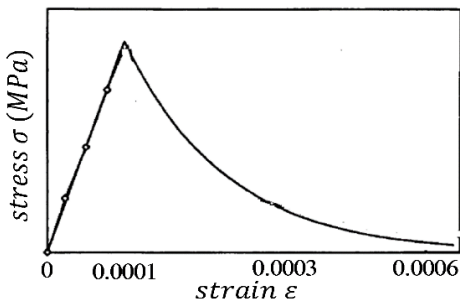
نمونه‌های S33L و S33 اتصالاتی هستند که با نوارهایی^۴ از جنس الیاف کربن تقویت شده‌اند. بر روی هر وجه تیر و ستون سه نوار CFRP به عرض ۲۵ میلی‌متر قرار داده شده است. تنها تفاوت این دو نمونه در این است که، در اتصال S33L به‌منظور جلوگیری از جداسدگی^۵ نوارهای CFRP از سطح بتن از دو نبشی در هر دو وجه لبه اتصال استفاده شده است (شکل (۳)). نمونه‌هایی که با حرف F نشان داده شده‌اند با ورق‌های پلیمری تقویت شده که عدد

6. Sheets
 7. Glass Fiber Reinforced polymer

4. Strips
 5. Debonding

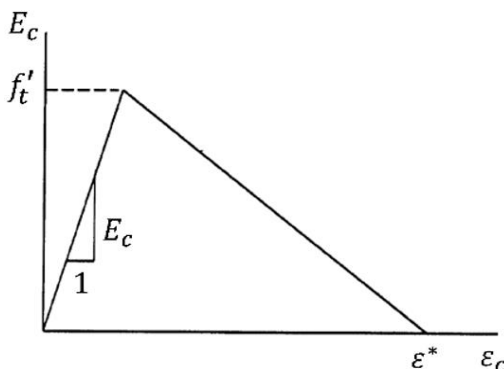
۳-۱-۲- رفتار بتن در کشش

بتن به‌تنهایی قابلیت تحمل تنش‌های کششی را همانند تنش‌های فشاری نداشته و مقاومت کششی آن پایین است (حدود ۷ تا ۱۱ درصد مقاومت فشاری بتن) و عموماً برای جبران این مشکل از میلگرد فولادی استفاده می‌شود. پاسخ بتن در اثر کشش با آغاز باز شدن و گسترش ترک شروع می‌شود. بنابراین بررسی رفتار بتن نمی‌تواند با توجه به کرنش کششی باشد و باید ترک موردبررسی قرار گیرد. شکل (۵) منحنی تنش-کرنش بتن در حالت کششی را نشان می‌دهد. مطابق شکل عکس‌العمل بتن تا لحظه که به مقاومت کششی خود نرسیده است خطی است که همراه با ترک‌های خیلی ریز می‌باشد. با افزایش بارگذاری مقاومت به‌شدت پایین آمده، ترک‌ها گسترش می‌یابد تا این‌که در کرنش نهایی گسیخته شود.



شکل ۵- منحنی تنش-کرنش بتن در حالت کششی (Hu و همکاران، ۲۰۰۴)

اثرات اندرکنش بتن و آرماتور با معرفی شاخه نرم‌شدگی بعد از تنش گسیختگی در نظر گرفته می‌شود. معمولاً برای قسمت نرم‌شدگی منحنی کششی بتن از یک خط مستقیم استفاده می‌شود. منحنی دو خطی کششی بتن در شکل (۶) نشان داده شده است. همچنین مقاومت کششی و کرنش نهایی از روابط (۴) و (۵) به‌دست می‌آیند.

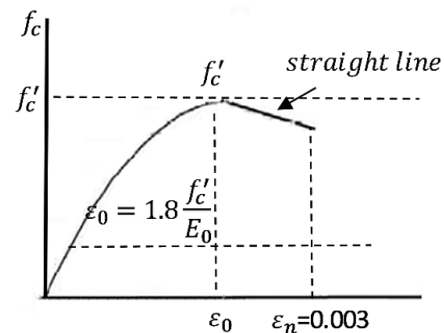


شکل ۶- منحنی دو خطی تنش-کرنش کششی بتن (Fenves و Lee، ۱۹۹۸)

متمایز می‌باشد. دومین مسئله ترک در بتن و سوم نحوه مدل کردن رفتار بتن در هنگام گذر از فشار به کشش و بالعکس است که در بارگذاری چرخه‌ای اهمیت بیشتری پیدا می‌کند.

۳-۱-۱- رفتار بتن در فشار

Hognestad روابط (۱) و (۲) را برای رفتار بتن در فشار ارائه داده است (Mostofinezhad، ۲۰۱۸). در منحنی Hognestad (شکل (۴)) پس از نقطه مقاومت نهایی بتن، منحنی تنش-کرنش به‌صورت خط راست مدل می‌شود.



شکل ۴- منحنی تنش-کرنش محصورشده (Mostofinezhad، ۲۰۱۸)

$$f_c = k_s f_c' \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$\varepsilon_0 = 1.8 \frac{f_c'}{E_c} \quad (2)$$

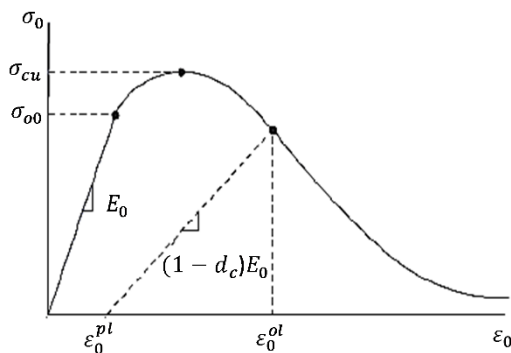
در روابط بالا، f_c' مقاومت ۲۸ روزه بتن، ε_c کرنش، ε_0 کرنش نظیر حداکثر مقاومت بتن، k_s ضریبی است که می‌توان برای بتن‌های با مقاومت فشاری استوانه‌ای ۱۵Mpa و ۲۰ و ۲۵ و ۳۰ به ترتیب ۰/۹۷، ۰/۹۵، ۰/۹۳ و ۰/۹۲ در نظر گرفت و E_c مدول الاستیسیته بتن (برحسب مگاپاسکال) است که از رابطه (۳) به‌دست می‌آید (ACI، ۱۹۹۹).

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \quad (3)$$

در بارگذاری تناوبی، اگر بتن چندین بار تا حد مقاومتش بارگذاری و سپس باربرداری گردد، مشاهده می‌شود که پس از هر باربرداری، مقداری کرنش پسماند در آن باقی می‌ماند که باعث می‌شود نمونه بعد از سیکل محدودی مقاومت خود را از دست داده، از بین برود. اگر پوش تنش‌های حداکثر قابل تحمل ترسیم گردد، همان منحنی تنش-کرنش در حالت استاتیکی خواهد بود. در کرنش‌های متوسط، سختی منحنی بارگذاری-باربرداری تقریباً با سختی اولیه برابر است اما بعد از آن سختی به‌شدت کاهش می‌یابد (Daryan، ۲۰۱۰).

۳-۲-۱-۲- خرد شدن فشاری بتن

تحت فشار تک محوره، پاسخ تا رسیدن به نقطه جاری شدن σ_{co} به صورت الاستیک خواهد بود و رفتار در ناحیه پلاستیک عموماً به صورت منحنی سخت شونده بیان می شود که در نهایت با رسیدن به نقطه تنش نهایی منحنی ها به صورت منحنی نرم-شونده در می آید. این مدل معرفی شده با وجود سادگی نسبی، خصوصیات اصلی بتن را ارضا می کند (شکل ۸).



شکل ۸- پاسخ بتن تحت بارگذاری تک محوره در فشار (Abaqus، ۲۰۱۰)

نمودارهای تنش- کرنش تحت بارگذاری تک محوری قابلیت تبدیل به منحنی های تنش- کرنش پلاستیک را دارا هستند که این به صورت خودکار با استفاده از تنش های داده شده و کرنش های غیر الاستیک که به وسیله کاربر به نرم افزار داده می شود، توسط ABAQUS انجام گردد. همان طور که در شکل های (۷) و (۸) مشاهده می شود که در اثر باربرداری از نمونه در قسمت نرم-شوندگی، شیب منحنی باربرداری کم تر از شیب منحنی الاستیک است که نشان دهنده آسیب دیدگی نمونه می باشد. کاهش سختی اولیه توسط دو متغیر d_t و d_c نشان داده شده و فرض بر این است که این دو متغیر تابعی از کرنش پلاستیک (ϵ_t^{pl} و ϵ_c^{pl})، دما θ و دیگر متغیرهای میدانی f_i می باشند (روابط (۶) و (۷)).

$$d_t = d_t(\epsilon_t^{pl}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_t \leq 1 \quad (6)$$

$$d_c = d_c(\epsilon_c^{pl}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_c \leq 1 \quad (7)$$

ϵ_c^{pl} و ϵ_t^{pl} کرنش های پلاستیک معادل در کشش و فشار می باشند. در واقع در منحنی های تنش- کرنش تک محور، آسیب بتن توسط دو متغیر d_t و d_c مشخص می شود. تأثیر این متغیرهای آسیب به صورت زیر بیان می شود:

$$f_t' = 0.33\sqrt{f_c'} \quad (4)$$

$$\epsilon^* = 0.001 \quad (5)$$

مقاومت کششی بتن (f_t') و کرنش نهایی کششی بتن (ϵ^*) از روابط (۴) و (۵) به دست می آید (Hu و همکاران، ۲۰۰۴). ضریب پواسون بتن بین ۰/۱۵ تا ۰/۲۲ می باشد که در این مطالعه مقدار آن ۰/۲ فرض شده است.

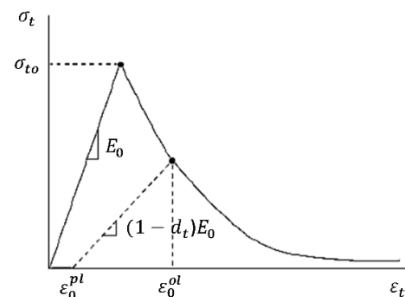
۳-۲-۲- مدل سازی بتن

۳-۲-۱-۲-۳- مدل پلاستیک آسیب دیده بتن

مدل پلاستیک آسیب دیده بتن مدل توانمندی است که برای بارگذاری های مختلف کاربرد داشته و با بیان رفتار مجزای بتن در فشار و کشش رفتار این ماده را به صورت واقعی تر بیان می کند. در این مدل با استفاده از مفاهیم الاستیک آسیب دیده همسانگرد^۸ و پلاستیک کششی و فشاری، رفتار غیرخطی بتن بیان می شود. کتابخانه مصالح در نرم افزار ABAQUS شامل سه نوع مدل متفاوت جهت تحلیل بتن ارائه نموده است: بتن ترک اندود^۹، بتن ترک خورده^{۱۰} و بتن آسیب دیده پلاستیک^{۱۱} (Mostofinezhad، ۲۰۱۸). در این مطالعه از مدل بتن آسیب دیده پلاستیک برای مدل سازی بتن استفاده شده است. در این مدل حالت های آسیب توسط دو پارامتر اسکالر آسیب فشاری و کششی بیان می شود (Abaqus، ۲۰۱۰).

۳-۲-۱-۲-۳-۱- ترک های کششی

در اثر کشش تک محوره منحنی تنش- کرنش تا نقطه تنش خرابی σ_{to} به صورت خطی تغییر می کنند که این تنش با شروع و گسترش ترک های ریز در بتن همراه می باشد. پس از عبور از نقطه مذکور، خرابی ها به صورت ترک های قابل مشاهده در می آیند که به صورت منحنی نرم شونده در فضای تنش- کرنش نمایش داده می شود (شکل (۷)) (Abaqus، ۲۰۱۰).



شکل ۷- پاسخ بتن تحت بارگذاری تک محوره در کشش (Abaqus، ۲۰۱۰)

10. Cracking Model for Concrete
 11. Concrete Damaged Plasticity

8. Isotropic
 9. Concrete Smeared Cracking

۳-۲-۱-۴- رفتار فشاری

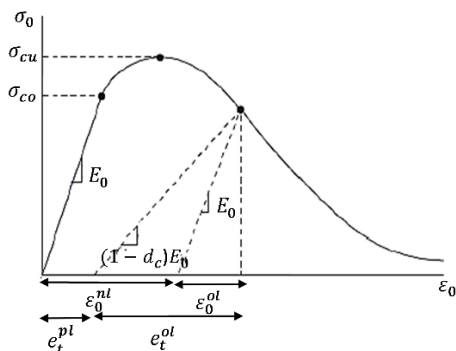
رفتار تنش- کرنش بتن غیرمسلح را می توان در فشار تک- محوری در محدوده غیرالاستیک بیان کرد. تنش های فشاری به- صورت تابعی از کرنش های غیرالاستیک (Inelastic Strain) (ϵ_c^{in}) قابل تعریف هستند. برای تنش های فشاری و کرنش باید مقادیر مثبت (قدر مطلق) به کار رود. منحنی تنش- کرنش در ناحیه نرم- شونده گی کرنش (بعد از تنش نهایی) قابل تعریف اند. مقادیر سخت- شدگی به جای کرنش پلاستیک (ϵ_c^{pl}) ، به صورت کرنش غیرالاستیک (ϵ_c^{in}) داده می شوند. کرنش غیرالاستیک فشاری به- صورت تفاضل کرنش الاستیک (ϵ_c^{el}) مربوط به بتن آسیب ندیده از کرنش کل (ϵ_c) تعریف می شود. اطلاعات مربوط به باربرداری در نرم افزار به صورت منحنی های آسیب فشاری $\epsilon_c^{in} - d_c$ آورده شده است. این برنامه به صورت خودکار با استفاده از رابطه زیر، مقادیر کرنش غیر الاستیک را به مقادیر کرنش پلاستیک تبدیل می کند.

$$\epsilon_c^{in} = \epsilon_c - \epsilon_{oc}^{el} \quad (12)$$

$$\epsilon_{oc}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (13)$$

$$\epsilon_c^{pl} = \epsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (14)$$

نرم افزار ABAQUS در صورت منفی بودن مقادیر کرنش پلاستیک و یا کاهش آن با افزایش کرنش غیرالاستیک، پیغام خطا خواهد داد، که نشان دهنده نادرست بودن منحنی های آسیب فشاری می باشد (Abaqus, ۲۰۱۰). در شکل (۱۰) نمودار تنش برحسب کرنش نشان داده شده است. انتخاب مشخصات آسیب از آن جهت حائز اهمیت است که به طور کل، مقادیر آسیب بیش از حد، اثر نامطلوبی در نرخ همگرایی خواهد داشت. باید از استفاده از مقادیر بیش از ۰/۹۹ برای متغیرهای آسیب که منجر به ۰/۹۹ کاهش در سختی می شود، اجتناب نمود (Abaqus, ۲۰۱۰).



شکل ۱۰- تعریف کرنش فشاری غیر الاستیک برای بیان سخت شدگی فشاری (Abaqus, ۲۰۱۰)

$$E = (1-d)E_0 \quad (8)$$

پارامتر آسیب بیانگر تغییر در سختی اولیه سازه (مدول الاستیسیته الاستیک) در اثر بارگذاری سازه می باشد. مقدار این پارامتر از صفر (ماده بدون آسیب) تا یک (ماده کاملاً آسیب دیده) متغیر است. در مدل آسیب دیده پلاستیک دو مکانیسم گسیختگی برای بتن فرض می شود که عبارت اند از ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری. برای معرفی منحنی تنش- کرنش بتن در فشار تک محوره از منحنی Hognestad استفاده شده است (شکل (۴)).

۳-۲-۱-۳- رفتار تنش- کرنش بعد از شکست

به طور کلی مشخص کردن رفتار پس از شکست کششی در بتن و بیان تنش های بعد از شکست به صورت تابعی از کرنش ترک خورده (ϵ_t^{ck}) می باشد. کرنش ترک خورده به صورت کرنش کل (ϵ_t) منهای کرنش الاستیک بتن ترک خورده (ϵ_{ot}^{el}) تعریف می شود. اگر مقادیر کرنش پلاستیک منفی باشد یا با افزایش کاهش یابد که نشان دهنده نادرست بودن منحنی های کششی است، برنامه ABAQUS پیغام خطا صادر می کند.

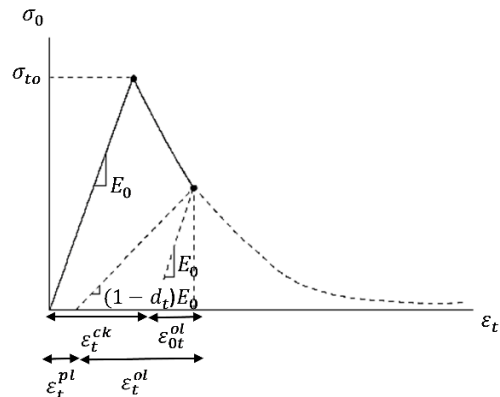
$$\epsilon_t^{ck} = \epsilon_t - \epsilon_{ot}^{el} \quad (9)$$

$$\epsilon_{ot}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (10)$$

منحنی های آسیب کششی در ABAQUS به صورت $d_t - \epsilon_t^{ck}$ قابل حصول است. این برنامه به طور خودکار مقادیر کرنش ترک خورده را به مقادیر کرنش پلاستیک (ϵ_t^{pl}) تبدیل می کند (رابطه (۱۱)) (Abaqus, ۲۰۱۰).

$$\epsilon_t^{pl} = \epsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (11)$$

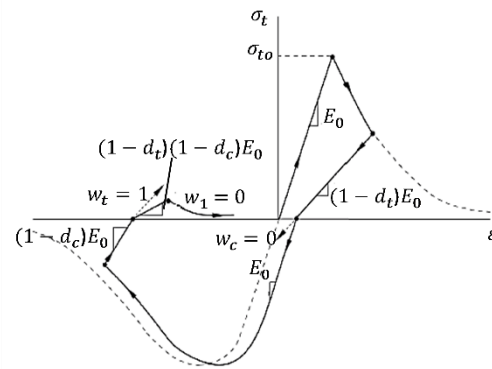
در شکل (۹) نمودار تنش برحسب کرنش ترک خورده نشان داده شده است.



شکل ۹- تعریف کرنش ترک خوردگی برای بیان سخت شدگی کششی (Abaqus, ۲۰۱۰)

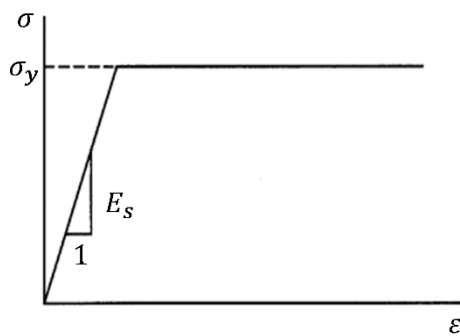
۳-۲-۵- بازایی سختی

بازایی سختی، مبحث مهمی در پاسخ مکانیکی بتن در بارگذاری تناوبی می باشد. در برنامه ABAQUS کاربر به طور مستقیم می تواند فاکتورهای بازایی سختی w_t و w_c را معرفی کند. نتایج آزمایشگاهی در اکثر مواد شبه ترد مانند بتن، حاکی از بهبود سختی فشاری در اثر بسته شدن ترک در حین تغییر بارگذاری از کشش به فشار است. از طرف دیگر سختی کششی با تغییر بارگذاری از فشار به کشش پس از تشکیل میکرو ترک های در حالت خردشوندگی بتن، بازایی نمی شود. این رفتار که مربوط به حالت $w_c = 1$ و $w_t = 0$ است، پیش فرض برنامه ABAQUS می باشد که در شکل (۱۱) نشان داده شده است (Abaqus، ۲۰۱۰).



شکل ۱۱- چرخه بار محوری (کشش - فشار - کشش) با فرض مقادیر پیش فرض برای بازایی سختی (Abaqus، ۲۰۱۰)

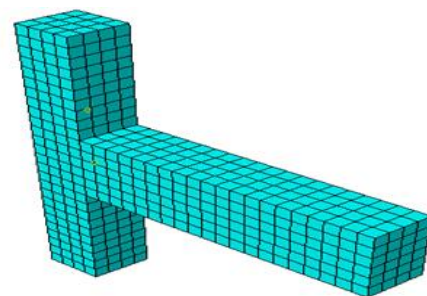
مدل دو خطی الاستوپلاستیک^{۱۳} کامل ایزوتروپیک استفاده می شود. برای معرفی پلاستیسیته فولاد از سخت شدگی کینماتیکی استفاده شده است. منحنی تنش- کرنش مدل الاستیک- پلاستیک کامل فولاد در شکل (۱۳) نشان داده شده است. برای مش بندی آرماتورهای طولی و عرضی از المان خرابایی T3D2 که یک المان سه بعدی خطی است، استفاده شده است. این المان فقط قابلیت تحمل نیروی محوری را دارا می باشد و با مقید کردن آن ها به المان های بتنی، هر درجه آزادی المان های خرابایی به نزدیک ترین گره المان بتنی مقید می گردد و نیازی به تبعیت مش بندی المان های فولادی از المان های بتنی نمی باشد و به صورت مجزا از بتن عمل می کنند. لازم به ذکر است در این صورت از اثرات لغزش- پیوستگی بین بتن و آرماتور صرف نظر می شود و این تأثیرات به طور تقریبی با مدل سازی سخت شدن کششی در مدل بتن صورت می پذیرد. شایان ذکر است مقدار ضریب پواسون برای مدل سازی عددی میلگردها ۰/۳ فرض شده است.



شکل ۱۳- مدل الاستیک- پلاستیک کامل فولاد

۳-۲-۶- مش بندی

برای مش بندی مدل سه بعدی بتن از المان ۸ گرهی با سه درجه آزادی در هر گره که C3D8R نامیده می شود، استفاده شده است. (شکل (۱۲))



شکل ۱۲- مش بندی بتن با المان ۸ گرهی

۳-۳- میلگردهای فولادی

در این تحقیق برای مدل سازی میلگردهای عرضی و طولی از

کامپوزیت های FRP به صورت یک ماده ارتوتروپیک^{۱۳} در نظر گرفته می شوند. رفتار این مواد تا رسیدن به کرنش نهایی خطی است. در این کرنش، تمام ظرفیت کششی خود را یک باره از دست می دهد (شکل (۱۴)). با توجه به این که از چسب اپوکسی برای چسباندن الیاف به بتن استفاده می شود، ضخامت الیاف و در نتیجه مدول الاستیسیته الیاف بایستی برای مدل سازی در نرم افزار اصلاح گردد. با توجه به این که هر یک لایه الیاف با ضخامت معین با یک لایه چسب اپوکسی با ضخامت مشخص چسبانده می شود، سختی محوری یک لایه الیاف به همراه یک لایه چسب به صورت معادل محاسبه و در مدل سازی الیاف در نرم افزار، ضخامت و مدول الاستیسیته اصلاح شده استفاده می شود. علاوه بر این، کامپوزیت FRP به صورت یک لایه ارتوتروپیک در ABAQUS مدل سازی می شود. بنابراین پارامترهای ورودی برای تعریف

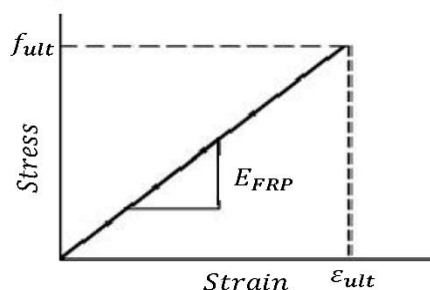
13. Orthotropic

12. Elasto-plastic

در شکل (۱۵) نمودارهای هیستریزیس نیرو- جابه‌جایی برای اتصالات مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ارائه شده است. در شکل (۱۶) نیز مقایسه پوش نمودارهای نیرو- جابه‌جایی حاصل از تحلیل عددی با نمودارهای هیستریزیس نیرو- جابه‌جایی به‌دست‌آمده از آزمایش نشان داده شده است. در جدول (۳) مقادیر بار نهایی به‌دست‌آمده در چرخه‌های رفت‌وبرگشت حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی ارائه شده است. شکل (۱۶) و جدول (۳) نشان می‌دهند که تطابق بسیار خوبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی وجود دارد. با توجه به جدول (۳) مقادیر حداکثر بار نهایی حاصل از تحلیل عددی به‌طور متوسط در چرخه‌های رفت‌وبرگشت ۹٪ بیش از مقدار متناظر حاصل از آزمایش است. (مقدار متوسط ۹٪ از میانگین نسبت مقادیر حداکثر بار نهایی حاصل از تحلیل عددی به حداکثر بار نهایی حاصل از تحقیق آزمایشگاهی در چرخه‌های رفت‌وبرگشت که در جدول (۳) آمده است، به‌دست می‌آید). همان‌طور که مشخص است تمامی طرح‌های تقویتی باعث افزایش مقاومت جانبی اتصالات شده است. با مقایسه مقدار بار نهایی قابل تحمل در دو نمونه S33L و S33، تأثیر مثبت مهار نوارها در افزایش مقاومت کاملاً مشهود است. با ملاحظه مقدار مقاومت نهایی به‌دست‌آمده توسط نمونه‌های F21 و F12 مشخص می‌شود که تأثیر تقویت تیرها بیش از ستون‌هاست. همچنین با مقایسه نتایج دو نمونه F11 و F22 واضح است که افزایش تعداد لایه‌های FRP باعث افزایش بار نهایی جانبی قابل تحمل توسط اتصالات می‌شود. با مقایسه نتایج نمونه‌های F22A و F22W با نمونه F22 مشاهده می‌شود که افزایش بار محوری و همچنین محصورشدگی بیشتر اتصال باعث افزایش مقاومت جانبی اتصال می‌گردد. همان‌گونه که قبلاً اشاره گردید، نمونه GL تنها نمونه تقویت‌شده با GFRP است و سختی محوری ورق‌های تقویتی در آن با نمونه F11 یکسان است، اما نمونه GL دارای مقاومت جانبی بالاتری نسبت به نمونه F11 می‌باشد.

مشخصات مکانیکی در نرم‌افزار در جدول (۲) ارائه شده است. در این مطالعه از المان S4R که از المان‌های Shell است، برای مش-بندی FRP استفاده شده است. اغلب مهم‌ترین بخش کاربرد FRP برای مقاوم‌سازی، لایه چسب بین مواد کامپوزیت و بستر می‌باشد. از دست دادن کامل عمل مرکب بین بتن و FRP ممکن است اکثراً شامل ورقه شدن FRP، شکست بستر بتنی و یا عدم انسجام چسب باشد. اثرات جداسازی FRP از سطح بتن توسط کنترل تنش برشی ما بین بتن و ورق FRP در نرم‌افزار در نظر گرفته شده است، که فراتر از تنش برشی تعیین‌شده جداسازی بین الیاف و بتن اتفاق می‌افتد. مقدار این تنش توسط رابطه (۱۵) به‌دست می‌آید (Allam, 2010).

$$\tau_{max} = 1.46G_a^{0.165} f_t^{1.033} \quad (15)$$



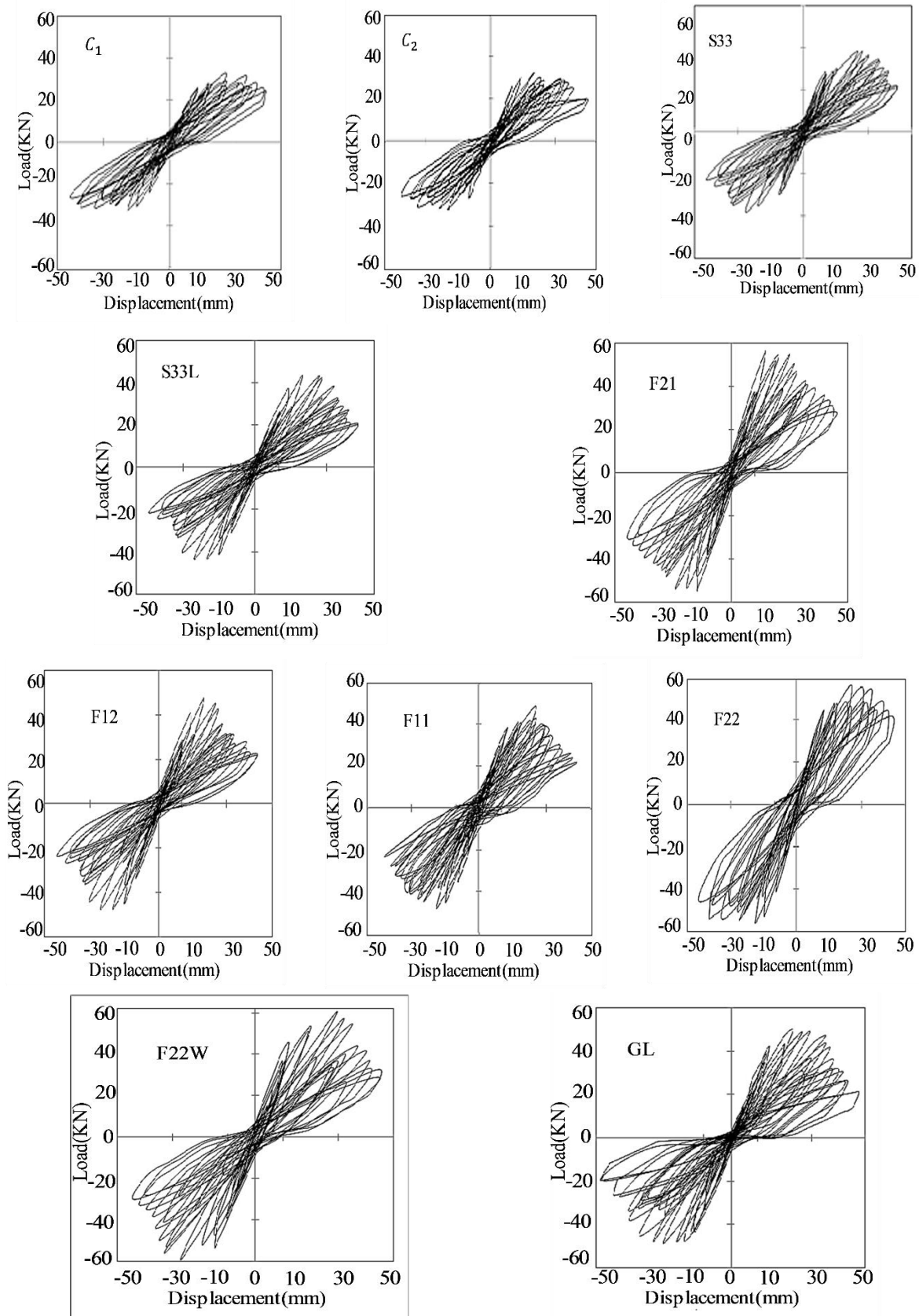
شکل ۱۴- منحنی تنش- کرنش FRP

که در رابطه بالا G_a مدول برشی چسب برحسب گیگاپاسکال، f_t تنش کششی بتن برحسب مگاپاسکال و τ_{max} تنش برشی برحسب مگاپاسکال است.

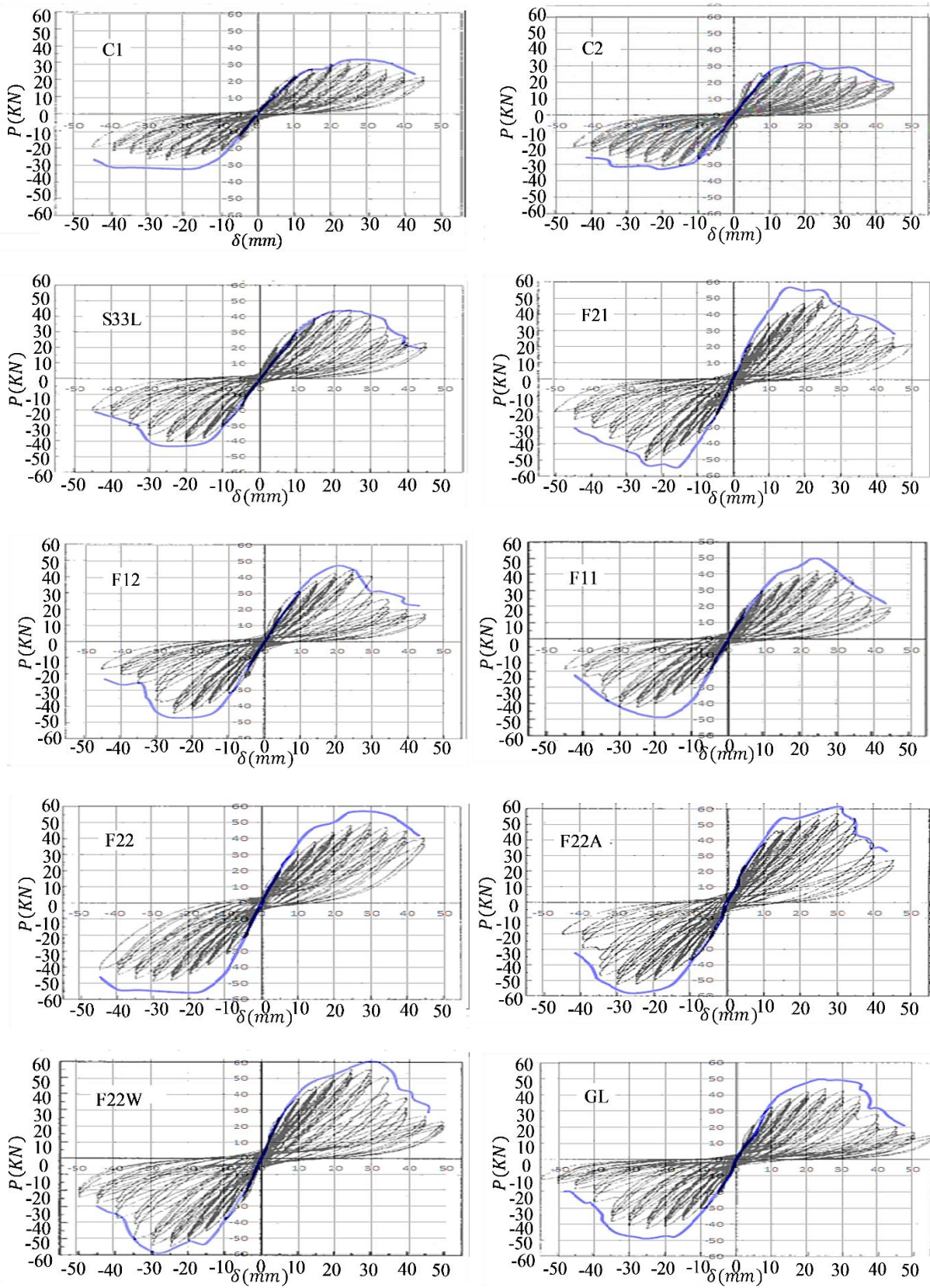
۴- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود

جدول ۱- پارامترهای ورودی جهت مدل‌سازی FRP در ABAQUS

G23 (Mpa)	G13 (Mpa)	G12 (Mpa)	ν_{12}	E2 (Mpa)	E1 (Mpa)	ضخامت (mm)	تعداد الیاف	نوع الیاف
۲۸۱۷/۵	۳۰۰۲/۳	۳۰۰۲/۳	۰/۲۲	۷۳۲۵/۶	۷۳۲۵/۶	۲/۱۵	۱	CFRP Strip
۹۳۵	۹۹۶	۹۹۶	۰/۲۲	۲۴۳۱	۲۴۳۰/۹	۱/۲۳	۱	CFRP Sheet
۱۲۰۴	۱۲۸۳/۲	۱۲۸۳/۲	۰/۲۲	۳۱۳۱	۳۱۳۰/۹	۱/۹۱	۲	CFRP Sheet
۵۵۱	۵۶۹	۵۶۹	۰/۲۶	۱۴۳۳/۷	۱۴۳۳/۷	۲/۰۷۵	۲/۵	GFRP Sheet



شکل ۱۵- منحنی‌های هیستریزیس نیرو- جابه‌جایی حاصل از تحلیل عددی



شکل ۱۶- مقایسه پوش حاصل از تحلیل عددی و هیستریزس آزمایشگاهی

جدول ۲- مقادیر حداکثر مقاومت نهایی نمونه‌ها حاصل از تحلیل آزمایشگاهی و تحلیل عددی و مقایسه آن‌ها با یکدیگر

نمونه	مقاومت فشاری بتن (مگاپاسکال)	بار نهایی حاصل از آزمایش (کیلو نیوتن)		بار نهایی حاصل از تحلیل عددی (کیلو نیوتن)		Num/Exp
		برگشت	رفت	برگشت	رفت	
C1	۱۹/۵	۲۷/۱۳	۳۱/۳۲	۳۲/۵۴	۳۲/۷۳	۱/۲۰
C2	۲۲/۷	۳۱/۰۸	۳۰/۸۲	۳۲/۱۴	۳۲/۳۸	۱/۰۴
S33	۲۶	۳۵/۲۸	۳۴/۶۶	۳۸/۴۱	۳۸/۳۱	۱/۰۸
S33L	۲۶/۳	۴۰/۴۰	۴۴/۶۳	۴۳/۲۶	۴۳/۲۴	۱/۰۷
F21	۲۷	۵۰/۲۹	۵۱/۰۸	۵۶/۱۹	۵۴/۲۷	۱/۰۸
F12	۲۹/۵	۴۴/۴۰	۴۴/۴۵	۴۷/۲۵	۴۷/۲۳	۱/۰۶
F11	۲۲/۸	۴۲/۴۴	۴۲/۷۶	۴۸/۲۸	۴۸/۰۱	۱/۱۳
F22	۲۷/۲	۴۹/۱۴	۵۰/۰۴	۵۶/۵۲	۵۶/۲۰	۱/۱۴
F22A	۲۷/۸	۵۲/۵۶	۵۷/۳۸	۶۱/۹۷	۵۸/۳۴	۱/۱۱
F22W	۲۹/۲	۵۴/۸۹	۵۵/۸۴	۶۰/۶۳	۵۹/۳۸	۱/۰۸
GL	۱۹/۵	۴۳/۰۴	۴۴/۱۳	۴۹/۴۸	۴۸/۸۲	۱/۱۳

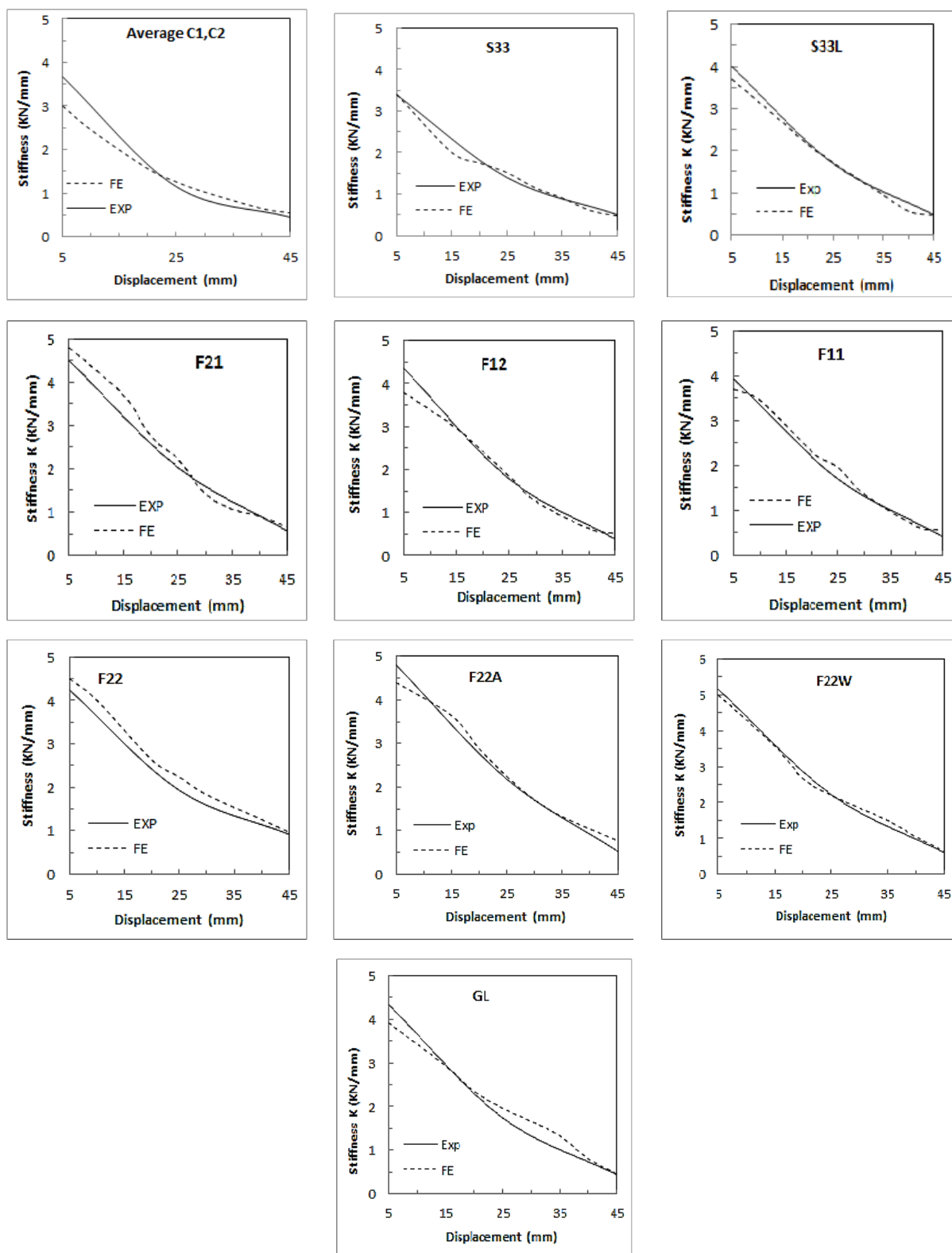
جدول ۳- مقادیر سختی اولیه نمونه‌ها

نمونه	سختی اولیه (کیلو نیوتن / میلی متر)		Num/Exp
	Exp	Num	
Ave (C1, C2)	۳/۶۷	۳/۰۰	۰/۸۲
S33	۳/۳۹	۳/۴۰	۱/۰۰
S33L	۴/۰۰	۳/۷۰	۰/۹۳
F21	۴/۵۰	۴/۸۰	۱/۰۶
F12	۴/۳۷	۳/۸۰	۰/۸۷
F11	۳/۹۲	۳/۷۰	۰/۹۴
F22	۴/۲۴	۴/۵۰	۱/۰۶
F22A	۴/۸۰	۴/۴۰	۰/۹۲
F22W	۵/۱۶	۵/۰۰	۰/۹۷
GL	۴/۳۴	۳/۹۲	۰/۹۰

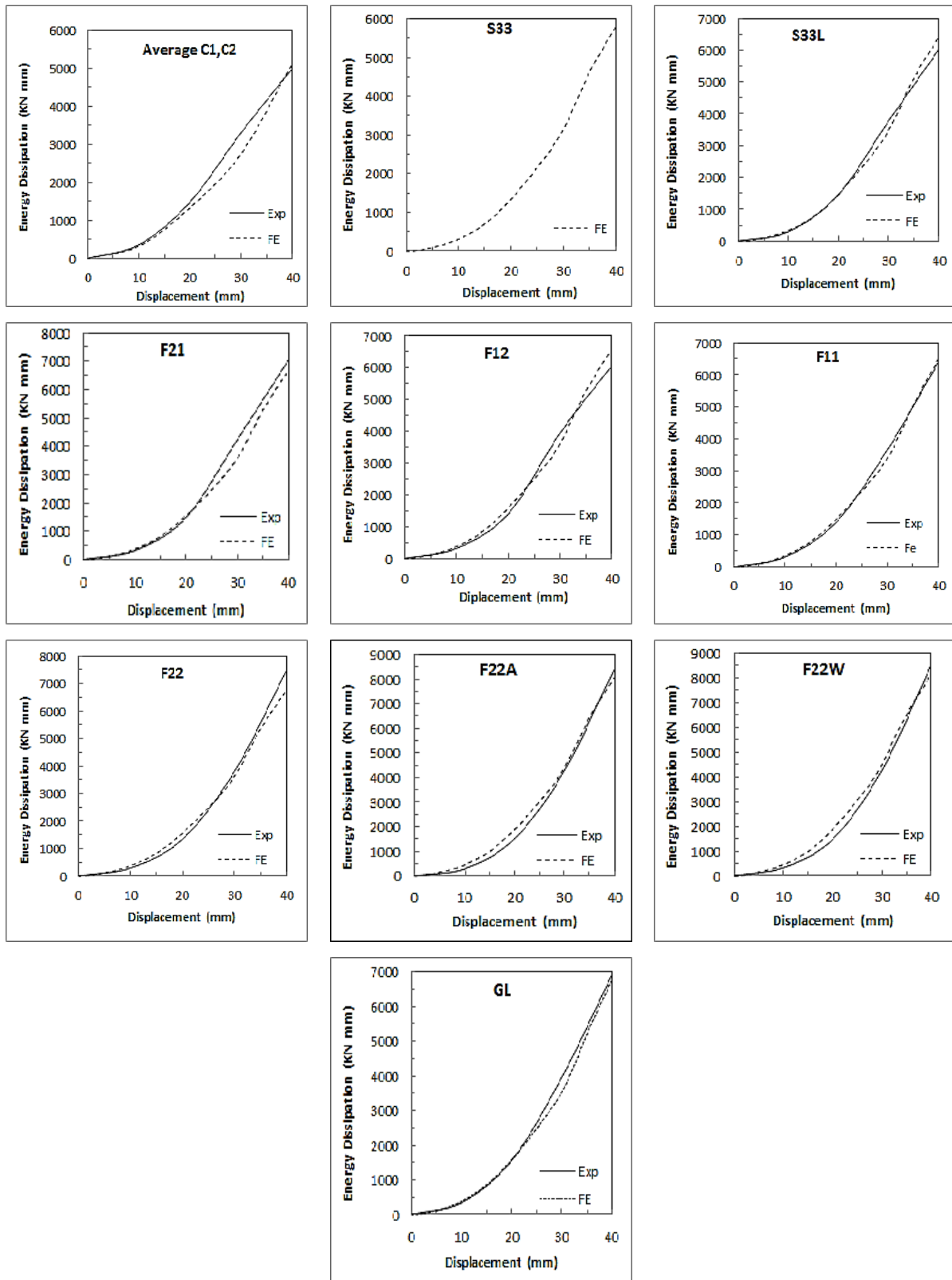
جدول ۴- مقادیر استهلاک انرژی کلی

نمونه	استهلاک انرژی کلی (کیلو نیوتن / میلی متر)		Num/Exp
	Exp	Num	
Ave (C1, C2)	۴۹۹۵	۵۱۲۵	۱/۰۲
S33	-	۵۷۸۷	-
S33L	۶۰۱۵	۶۴۰۰	۱/۰۶
F21	۷۰۵۰	۶۶۸۷	۰/۹۵
F12	۶۰۸۵	۶۶۲۵	۱/۰۹
F11	۶۳۹۵	۶۴۹۵	۱/۰۱
F22	۷۴۷۷	۶۷۶۰	۰/۹۰
F22A	۸۴۱۷	۸۰۸۸	۰/۹۶
F22W	۸۵۳۲	۸۱۴۸	۰/۹۵
GL	۶۹۱۲	۶۷۶۳	۰/۹۸

در شکل (۱۷) منحنی‌های سختی- جابه‌جایی به‌دست‌آمده از تحلیل عددی نمونه‌ها با منحنی‌های حاصل از نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. شکل (۱۷) نشان می‌دهد که نتایج عددی و آزمایشگاهی در ترم سختی تطابق بسیار مناسبی با یکدیگر دارند. مطابق جدول (۴) مقادیر سختی اولیه حاصل از تحلیل عددی نمونه‌ها به‌طور متوسط ۵٪ کم‌تر از مقادیر متناظر حاصل از آزمایش است (مقدار متوسط ۵٪ از میانگین نسبت سختی حاصل از آنالیز عددی به سختی حاصل از تحقیق آزمایشگاهی که در جدول (۴) آمده است، به‌دست می‌آید). همان‌گونه که از جدول (۴) مشخص است طرح‌های تقویتی باعث افزایش سختی اولیه اتصالات شده‌اند. نمونه F22W که داری محصورشدگی بیشتری می‌باشد دارای بیشترین سختی نسبت به سایر نمونه‌هاست. در شکل (۱۸) منحنی‌های استهلاک انرژی- جابه‌جایی حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی مقایسه شده است. با توجه به شکل (۱۸) تطابق نسبتاً خوبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی در ترم اتلاف انرژی مشاهده می‌شود. در جدول (۵) نیز مقادیر استهلاک انرژی کلی (در جابه‌جایی ۴۰ میلی‌متر) حاصل از تحلیل عددی و کار آزمایشگاهی ارائه شده است. با توجه به جدول (۵) تأثیر مثبت تقویت اتصالات با FRP در افزایش استهلاک انرژی نهایی نمونه‌ها مشهود است. لازم به‌ذکر است که به‌دلیل در اختیار نبودن نتایج آزمایشگاهی مربوط به ترم انرژی برای نمونه S33، امکان مقایسه نتایج عددی با آزمایشگاهی وجود نداشت.



شکل ۱۷- مقایسه منحنی‌های سختی - جابه‌جایی حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی



شکل ۱۸- منحنی‌های استهلاک انرژی - جابه‌جایی حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی

Granata PJ, Parvin A, "An Experimental Study on Kevlar Strengthening of Beam-Column Connections", *Composite Structures*, 2001, 53, 163-171.

Hu HT, Lin FM, Jan Y, "Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Fiber-Reinforced Plastics", *Composite Structures*, 2004, 63, 271-281.

Hibbitt H, Karlsson B, Sorensen P, "Abaqus analysis user's manual version 6.10", Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, US, 2011.

Lee J, Fenves GL, "Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures", *Journal of Engineering Mechanics*, 1998, 124 (8), 892-900.

Li B, Kai Q, "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Interior Beam- Wide Column Joints Repaired Using FRP", *Journal of Composites for Construction*, 2011, 15 (3), 327-338.

Li J, Samali B, Ye L, Bakoss S, "Reinforced of Concrete Beam-Column Connection with Hybrid FRP Sheet", *Composite Structures*, 1999, 57, 805-812.

Laseima SY, Mutalib AA, Osman SA, Hamid NH, "Seismic Behavior of Exterior RC Beam-Column Joints Retrofitted using CFRP Sheets", *Latin American Journal of Solids and Structures*, 2020, 17 (5). DOI:10.1590/1679-78255910.

Mostofinezhad D, "Concrete Structures", Arkan Danesh, 42th Edition, 2018, In Persian.

Mukherjee A, Joshi M, "FRPC Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Cyclic Excitation", *Composite Structures*, 2005, 70, 185-199.

Pantelides CP, Okahashi Y, Reaveley LD, "Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Interior Beam-Column Joints with FRP Composite", *Journal of Composites for Construction*, 2008, 12 (4), 435-445.

Parvin A, Altay S, Yalcin C, Kaya O, "CFRP Rehabilitation of Concrete Frame Joints with Inadequate Shear and Anchorage Details", *Journal of Composites for Construction*, 2010, 14 (1), 72-82.

Parvin A, Granata P, "Investigation on the Effects of Fiber Composites at Concrete Joints", *Composites: Part B*, 2000, 31, 499-509.

Parvin A, Wu S, "Ply Angel Effect on Fiber Composite Wrapped Reinforced Concrete Beam-Column Connections under Combined Axial and Cyclic Loads", *Composite Structures*, 2008, 82, 532-538.

Paulay T, Priestley MJN, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, INC, 1992.

Tasnimi A, "Seismic Behavior and Design of Reinforced Concrete Buildings", Housing Research Center, 2001, In Persian.

Truong GT, Dinh NH, Kim JC, Choi KK, "Seismic Performance of Exterior RC Beam-Column Joints Retrofitted using Various Retrofit Solutions", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 2017, 11, 415-433.

Zamani Beydokhty E, Shariatmadar H, "Behavior of Damaged Exterior RC Beam- Column Joints Strengthened by CFRP Composites", *Latin American Journal of Solids and Structures*, 2016, 13 (5), 880-896.

۵- نتیجه گیری

مقادیر به دست آمده از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی، نتایج زیر به دست آمده است:

- در این تحقیق تأثیر ورق ها و نوارهای FRP در تقویت اتصالات خارجی بتن مسلح تحت اثر بارهای چرخه ای با استفاده از نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS بررسی و بر اساس مقایسه بین نزدیک بودن نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی برای نمونه ها قبل و بعد از تقویت با FRP، گویای این واقعیت است که مدل سازی عددی می تواند به- عنوان یک ابزار عملی و کم هزینه برای تحلیل و بررسی رفتار چرخه ای اتصالات تیر- ستون بتن مسلح بدون تقویت و تقویت شده با FRP به کار گرفته شود.
- نتایج عددی همانند نتایج آزمایشگاهی نشان داد که تقویت اتصالات بتن مسلح دارای ضعف برشی به وسیله پوشش های خارجی FRP تحت بارهای لرزه ای، یک راه حل مناسب برای افزایش مقاومت، استهلاک انرژی و خصوصیات سختی در این اتصالات می باشد.
- حل های عددی علاوه بر نتایج آزمایشگاهی نشان داد که در یک نسبت سطح FRP یکسان، عملکرد ورق ها از نوارها مؤثرتر است. همچنین نتایج نشان داد که در آرایش های تقویتی، تقویت تیرها از ستون ها مؤثرتر می باشد. مهارهای مکانیکی و جلوگیری از جدا شدن FRP از سطح بتن، تأثیر نوارهای تقویتی را در افزایش مقاومت اتصال بیشتر می نماید. بر اساس سختی محوری یکسان، ورق های تقویتی از جنس شیشه مؤثرتر از ورق های کربن هستند. با این حال، این نتیجه گیری بر پایه تنها یک آزمایش است و تحقیقات بیشتر بر روی این موضوع لازم است.

۶- مراجع

ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural and Commentary", ACI 319-99, American Concrete Institute, Detroit, 1999.

Allam KH, "Analytical and Experimental Evaluation of Seismic Performance of Interior RC Beam-Column Joints Strengthened with FRP Composites", Ph. D. Thesis, University of California, 2010.

Allam K, Mosallam AS, Salama MA, "experimental evaluation of seismic performance of interior rc beam-column joints strengthened with frp composites", *Engineer Structures*, 2019, 196, 109308.

Antonopoulos CP, Thanasis C, "Experimental Investigation of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints", *Journal of Composites for Construction*, 2003, 7, 39-49.

Daryan A, Bahrapour B, Arabzadeh H, "Complete Manual of Abaqus", Nashre angize, first Edition, 2010, In Persian.

EXTENDED ABSTRACT

Numerical Analysis of Reinforced Exterior Concrete Beam-Column Joints Retrofitted Using FRP under Cyclic Loads

Mohammad Reza Mohammadizadeh*, Saeed Hoseinzadeh

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Hormozgan, Hormozgan, Iran

Received: 17 August 2019; Accepted: 05 January 2021

Keywords:

Numerical analysis, Retrofitted, FRP, Reinforced concrete beam-column joints, Cyclic loads.

1. Introduction

Recent earthquakes worldwide have illustrated the vulnerability of existing reinforced concrete (RC) beam-column joints to seismic loading. Inadequate shear reinforcement in the existing beam-column joints, especially exterior ones, is believed to be the prime cause of failure/collapse of many moment-resisting RC frame buildings. Hence, effective and economical strengthening techniques to upgrade joint shear resistance in existing structures are needed. Retrofitting using FRP composites has grown in popularity over the last two-decade advantages such as fast and easy installation, high strength/weight ratio, and resistance to corrosion. In this study have been conducted a numerical analysis of 11 RC beam-column joints without FRP and strengthened with FRP in a variety of configurations under cyclic loads. The analyses are performed by ABAQUS finite element program and are calibrated with the experiments. A range of issues in joints, including maximum load, initial stiffness, energy dissipation, load-displacement hysteresis loops, stiffness-displacement curves, and energy dissipation-displacement curves, are investigated. The numerical results were in good agreement with the corresponding experimental ones. The results obtained from the numerical analysis in this study, similar experimental results demonstrated that externally bonded FRP reinforcement is a viable solution towards enhancing the strength, energy dissipation, and stiffness characteristics of RC joints subjected to seismic loads.

2. Specifications of the connections

In this study, a series of exterior RC beam-column connections that have been experimentally tested by Antonopoulos and Thanasis (Antonopoulos and Thanasis, 2003) under cyclic loads were modeled using the finite element method in ABAQUS. Then, the hysteresis curves obtained from the numerical analysis and other results regarding the strength, energy dissipation, and stiffness of these connections were compared with the experimental data.

3. Finite element modeling

The materials to be included in the modeling were concrete, steel bars, and FRP. The software ABAQUS offers several constitutive models that can be used for FRP, concrete, and steel bars. Therefore, this section only briefly discusses these constitutive models and the specifications of the materials. But first, it is necessary to give a brief explanation of the modeling and behavior of concrete.

* Corresponding Author

E-mail addresses: mrz_mohammadizadeh@hormozgan.ac.ir, mrzmohammadizadeh@yahoo.com (Mohammad Reza Mohammadizadeh), deas.saeed@gmail.com (Saeed Hoseinzadeh).

3.1. Modeling of concrete

3.1.1. Concrete damaged plasticity model

The materials library of ABAQUS offers three different models for concrete analysis: smeared cracking, cracking, and damaged plasticity (Mostofinezhad, 2018). In this study, concrete behavior was simulated using the concrete damaged plasticity model, which is a powerful model for simulating the behavior of concrete under different loads. By describing the distinct behaviors of concrete under tension and compression, this model delivers a realistic representation of this material. In this model, the nonlinear behavior of concrete is expressed by the concepts of isotropic damaged elasticity and isotropic tensile and compressive plasticity. In this model, the damage states are expressed by two scalar parameters of compressive and tensile damage. The 3D concrete model was meshed with the element C3D8R, which is an eight-node element with three degrees of freedom per node (Abaqus, 2010).

3.2. Steel bars

In this study, longitudinal and transverse steel bars were modeled using an isotropic perfectly elastoplastic bilinear model. The plasticity of steel was introduced by kinematic hardening. The longitudinal and transverse reinforcements were modeled with the truss element T3D2, which is a linear three-dimensional element. This element can only bear axial forces and acts separately from concrete. Also, the bond-slip effects between concrete and reinforcement were ignored. The Poisson's ratio of the bars was considered to be 0.3 (Abaqus, 2010).

3.3. FRP

FRP composites were considered to be an orthotropic material with linear behavior before the ultimate strain. It was assumed that at the ultimate strain, FRP loses all of its tensile capacity at once. Considering the use of epoxy adhesive to attach fibers to concrete, before modeling, the thickness and modulus of elasticity of the fibers had to be adjusted accordingly. As mentioned, the FRP composite was modeled as an orthotropic layer. For FRP, meshing was performed with the element S4R, which is a shell element (Abaqus, 2010).

4. Results and discussion

The ultimate loads sustained during cyclic loading (ultimate strength) in the experimental and numerical analyses are compared in Table 1. This table shows a high level of agreement between the numerical results and the experimental data. According to this table, the maximum ultimate strength under cyclic loading that has been obtained from the numerical analysis is on average 9% higher than the corresponding value in the experimental data. As can be seen, all reinforcement designs have increased the lateral strength of the connections.

Table 1: Maximum ultimate strength of the specimens in the numerical analysis and experimental data

Specimen	Compressive strength of concrete (MPa)	Ultimate Load Obtained from experimental results (KN)		Ultimate Load Obtained from numerical results (KN)		Num/Exp	
		Left to right*	Right to left*	Left to right*	Right to left*	Left to right*	Right to left*
		C1	19.5	31.32	27.13	32.54	32.73
C2	23.7	30.82	31.08	32.14	32.38	1.04	1.04
S33	26	34.66	35.28	38.41	38.31	1.11	1.08
S33L	26.3	44.63	40.40	43.26	43.24	0.97	1.07
F21	27	51.08	50.29	56.19	54.27	1.10	1.08
F12	29.5	44.45	44.40	47.25	47.23	1.06	1.06
F11	22.8	42.76	42.44	48.28	48.01	1.13	1.13
F22	27.2	50.04	49.14	56.52	56.20	1.13	1.14
F22A	27.8	57.38	52.56	61.97	58.34	1.08	1.11
F22W	29.2	55.84	54.89	60.63	59.38	1.08	1.08
GL	19.5	44.13	43.04	49.48	48.82	1.12	1.13

* Direction of applied load

5. Conclusions

This study investigated the effect of FRP sheets and strips on the strength of exterior RC connections under cyclic loads using the finite element software ABAQUS and compared the results with experimental data. From this investigation, the following results were concluded:

- The high level of agreement between numerical and experimental results before and after reinforcement with FRP shows that numerical modeling can serve as a practical and inexpensive tool for analyzing the cyclic behavior of RC beam-concrete connections both with and without FRP reinforcement.
- Like the experimental evidence, the numerical results suggest that the strengthening of RC connections that have a low shear strength with external FRP coatings is a good solution for enhancing their strength, energy dissipation and stiffness properties under seismic loads.

6. References

- “Abaqus Analysis User’s Manual, Version 6.10”, 2010.
- Antonopoulos CP, Thanasis C, “Experimental Investigation of FRP-Strengthened RC Beam- Column Joints”, *Journal of Composites for Construction*, 2003, 7, 39-49.
- Mostofinezhad D, “Concrete Structures”, Arkan Danesh, 42th Edition, 2018, In Persian.