# تحلیل عددی اتصالات خارجی تیر – ستون بتن مسلح تقویتشده با استفاده از FRP تحت اثر بارهای چرخهای

محمّدرضا محمدىزاده\*٬ سعيد حسينزاده

<sup>۱</sup> دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه هرمزگان، بندرعباس <sup>۲</sup> دانشآموخته 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)

#### چکیدہ

زلزلههای اخیر در سراسر جهان قابلیت آسیب پذیری اتصالات تیر – ستون ساختمانهای بتن مسلح موجود را تحت اثر بارهای لرزهای، آشکار ساخت. آرماتورهای 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. ازاینرو 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 نرمافزار اجزاء محدود گولیه و استهلاک زنایج آزمایشگاهی کالیبره شده است. یک محدوده از موضوعاتی که در این اتصالات موردبررسی قرار می گیرد شامل حداکثر نیرو، سختی اولیه و استهلاک انژی و همچنین منحنیهای چرخه ای نیرو – جابهجایی، سختی – جابهجایی و استهلاک انرژی – جابهجایی میباشد. نتایج تحلیل عددی تطابق بسیار انژی و همچنین منحنیهای چرخه ای نیرو – جابهجایی، سختی – جابه این موردبررسی قرار می گیرد شامل حداکثر نیرو، سختی اولیه و استهلاک انرژی و همچنین منحنیهای چرخه ای نیرو – جابهجایی، سختی – جابهجایی و استهلاک انرژی – جابه جایی میباشد. نتایج تحلیل عددی تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان می دهد. 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 انداد که تقویت اتصالات بتن مسلح

كليدواژهها: تحليل عددى، اتصالات تير - ستون بتن مسلح، تقويت شده، الياف پليمرى، مقاوم سازى، بار گذارى چرخهاى.

#### ۱– مقدمه

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 می کنند، به صورتی که نیروهای افقی و قائم ناشی از بارگذاریهای ثقلی و زلزله باید به صورت لنگر خمشی و نیروی برشی از طریق هسته اتصال منتقل شود (۲۰۰۱، ۲۰۰۱). زلزلههای اخیر در سراسر جهان قابلیت آسیب پذیری اتصالات تیر – ستون ساختمانهای بتن مسلح موجود را تحت اثر بارهای لرزهای، آشکار ساخت. آرماتورهای 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. ازاینرو روشهای تقویت اقتصادی مؤثر برای افزایش مقاومت برشی Priestley و Paulay موجود ضروری است (Paulay و Priestley، ۱۹۹۲). روشهای متنوعی برای تقویت سازهها وجود دارد، که یکی از رایچ ترین آنها ساختن ژاکتهای بتنآرمه یا فولادی است که بعدلیل مشکلات مختلف اجرایی، جزئیات پیچیده و استفاده از ابزارآلات خاص، نیروی انسانی ماهر و کار عملی سختی را می طلبد. علاوه بر این ژاکتها ابعاد و وزن اعضا سازه را افزایش می دهند و نیز نیازمند محافظت در برابر خوردگی هستند (Antonopoulos) و تقویت سازهها پدیدار شده است. تکنیکی که شامل استفاده برای تقویت سازهها پدیدار شده است. تکنیکی که شامل استفاده

<sup>\*</sup> نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۹۱۳۱۹۸۲۶۲۱

آدرس ایمیل: mrzmohammadizadeh@yahoo.com (م. ر. محمدیزاده)، deeas@gmail.com (س. حسینزاده).

از مواد کامپوزیتی FRP ، برای تقویت نواحی بحرانی اعضای سازه-ای است (Antonopoulos و Thanasis و همکاران، ۲۰۰۸). اگرچه از ساخت و پیدایش این مواد دو دهه بیشتر نمی گذرد، ولی داشتن امتیازاتی همچون جلوگیری از پدیده خوردگی و افزایش میرایی ارتعاشات ایجادشده در سازهها در برابر ارتعاش، مقاومت کششی بسیار زیاد، مقاومت خوب در برابر خستگي و خزش، مدول الاستيسيته قابل قبول، وزن مخصوص كم، باعث شده است که استفاده از این مواد در صنعت ساختمان روند چشمگیری داشته باشد. تاکنون مطالعات بی شماری تأثیر مواد FRP در تقویت سازههای بتن مسلح آسیبدیده را اثبات کردهاند. هرچند این مواد به شکل گسترده در پلها مورداستفاده قرار می-گیرد 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 انجامشده بر روی تقویت اتصالات با استفاده از FRP می توان به اختصار به موارد زیر اشاره نمود.

اولین ایده برای مقاومسازی 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 بهکاررفته در مجاورت اتصالات داخلی تحت بارگذاری استاتیکی انجام دادند. پارامترهای بررسیشده 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- جابهجایی نمونه-ها حاکی از افزایش مقاومت و ظرفیت باربری بهاندازه ٪۴۵ در نمونه تقویت شده با FRP نسبت به نمونههای تقویت نشده بود (amain و Samai).

در سال ۲۰۰۱، Parvin و Granata اثر FRP بر ظرفیت خمشی اتصالات خارجی را بهصورت آزمایشگاهی بر روی نمونه-های 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 می شود. کار آزمایشگاهی این دو محقق شامل انجام تست بارگذاری متمرکز بر روی ۶ اتصال خارجی بود. نتایج نشان دادند که تقویت خارجی با

FRP یک روش بسیار سودمند برای افزایش ظرفیت ممان تیر-ستون بهاندازه بیش از ٪۶۰ میباشد.

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 شبیهسازیشده انجام داد. نتایج بر اساس مقاومت، سختی و ظرفیت جذب انرژی ارائه گردید. نتایج، نقش مهارهای مکانیکی را در محدود کردن جداشدگی 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 بهدست آمد.

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

Pantelides و همکاران در سال ۲۰۰۸ یک برنامه تحقیقاتی آزمایشگاهی در خصوص استفاده از الیاف کربن <sup>۲</sup>CFRP بهصورت 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 آیین نامههای لرزهای رایج به-دلیل نبود خاموت و پایین بودن ظرفیت جاری شدن میلگردهای پایین تیرها، دارای کمبود ظرفیت برشی بودند. هم پوشانی میلگردهای پایینی تیرها در اتصالات با استفاده از پوشش خارجی ورقهای CFRP تأمین شد. برای بهبود ظرفیت برشی اتصال، از آزمایش نشان داد که ژاکتهای CFRP با افزایش مقاومت برشی آتصال 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 پایین 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 سال-های قبل از ۱۹۷۰ رایج بود فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده بودند و در مقابل بارهای چرخهای دارای ضعف بودند. متغیرهای آزمایشگاهی موردمطالعه شامل آرایشهای مقاومسازی گوناگون با CFRP و دامنه بار محوری ستون بودند. مقایسه نتایج منحنیهای بار- جابهجایی و سختی و جذب انرژی سه نمونه کنترلی و سه نمونه مقاومسازی شده با CFRP نشان داد که استفاده از

<sup>1.</sup> Fiber Reinforced Polymer

<sup>2.</sup> Carbon Fiber Reinforced polymer

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 بهجهت استفاده از CFRP کنترل شده گردیدند (Parvin و همکاران، ۲۰۱۰).

Li و Kai در سال ۲۰۱۱ یک طرح بازسازی سریع برای تعمیر اتصالات تیر- ستون عریض بتن مسلح با آسیبدیدگی متوسط پیشنهاد داد. در این تحقیق از چهار اتصال تیر- ستون عریض داخلی بهعنوان نمونه کنترل استفاده شد. همه چهار نمونه تعمیر شده تحت جابهجایی جانبی چرخهای معادل زلزله شدید قرار گرفتند. ترکهای نمونههای کنترلی آسیبدیده با استفاده از شدند. نمونههای تعمیر شده مجدداً تست شده و عملکردشان با اپوکسی و دورپیچ ورقهای CFRP و الیاف شیشه (GFRP) ترمیم شدند. نمونههای تعمیر شده مجدداً تست شده و عملکردشان با اتصالات تیر- ستون عریض با استفاده از FRP میتواند، عملکرد اتصالات تیر- ستون عریض با استفاده از محا میتواند، عملکرد اتصالات تیر- ستون عریض با استفاده از PRF میتواند، عملکرد انجام گرداند 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 میتوان

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 بهوسیله نرمافزار ANSYS انجام دادند. بههمین منظور سه مدل اتصال تیر – ستون با قرار گرفتند. یکی از مدلها بهعنوان مدل مبنا بدون FRP و دو مدل دیگر شامل ورقهای FRP که بر وجه کششی بهصورت دورپیچ چسبانده شده بودند. نتایج تحلیل المان محدود نشان داد که انتخاب نوع مصالح FRP، دورپیچ کردن یا استفاده بهصورت ورق و همچنین ضخامت FRP تأثیر عمدهای بر افزایش عملکرد اتصالات سازهای دارد. علاوه بر این مشاهده گردید که ظرفیت جمشی اتصال تقویتشده با FRP در مقایسه با نمونه کنترلی مبنا بهاندازه //۳۷ افزایش یافته است.

در سال ۲۰۰۸، Parvin و Wu تحلیل عددی بر روی اتصالات خارجی تقویتشده با دور پیچهای CFRP برای بررسی اثر زاویه قرارگیری الیاف بر ظرفیت برشی و شکل پذیری اتصالات تحت ترکیب بارهای محوری و سیکلی را موردمطالعه قرار دادند. به همین منظور مدل سازی المان محدود غیرخطی سهبعدی نمونهها در نرمافزار MARC انجام گردید. با انجام تحلیل نرمافزاری بر روی چندین مدل تقویتشده با زوایای گوناگون مشخص شد که قرارگیری الیاف در زوایای ۴۵ درجه نسبت به محور افقی رامحل

بسیار مناسبی برای بالا بردن ظرفیت برشی و شکل پذیری اتصالات تیر- ستون تحت ترکیب بارهای محوری و سیکلی میباشد.

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<sup>۳</sup> و سیکلی قرار گرفت. اتصالات از جمله، تقویت برشی، افزایش شکل پذیری و انتقال مفصل پلاستیک به خارج از ناحیه اتصال، تقویت شده بودند. تحلیل پلاستیک به خارج از ناحیه اتصال، تقویت شده بودند. تحلیل غیرخطی نمونه ها با نرمافزار 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 میتوان به Allam و همکاران ۲۰۱۹؛ Anam و همکاران ۲۰۲۹؛ Tuong و همکاران نمود.

در این مطالعه یک سری اتصالات خارجی تیر- ستون بتن مسلح که توسط Antonopoulos و همکاران تحت اثر بارهای چرخهای مورد آزمایش قرار گرفتهاند (Antonopoulos و ABAQUS)، به روش اجزاء محدود در نرمافزار ABAQUS مدل سازی می شوند و منحنی های هیسترزیس حاصل از تحلیل عددی و نتایج مربوط به مقاومت، استهلاک انرژی و سختی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می گردد.

#### ۲- مشخصات اتصالات موردمطالعه

در این تحقیق، اتصالات تیر – ستون بتن مسلح قبل و بعد از تقویت با آرایشهای تقویتی مختلف که توسط Antonopoulos و همکاران تحت اثر بارهای چرخهای قرار گرفته، در نظر گرفته می-شود. هندسه و جزئیات میلگردگذاری و بارگذاری چرخهای آزمایش موردنظر بهترتیب در شکلهای (۱) و (۲) نمایش داده شده است. لازم بهذکر است، این اتصالات در هسته اتصال فاقد میلگرد برشی بوده و به گونهای طراحی شده بودند که دارای ضعف برشی در هسته اتصال باشند. همچنین یک نیروی محوری ثابت بر روی ستون و بارگذاری چرخهای بهصورت جابه جایی به نوک تیر اعمال میشود. درمجموع ۱۱ اتصال خارجی موردبررسی قرار گرفتهاند که دو نمونه 21 و 22 نمونههای تقویت نشدهاند و به-عنوان نمونه کنترلی معرفی میشوند. سایر نمونههای تقویت نمونه در ادامه توضیح داده میشوند. آرایشهای مختلف تقویت نمونهها با FRP بهطور شماتیک در شکل (۳) نشان داده شده است. اول بیانگر تعداد لایههای FRP بر روی هر وجه تیر و عدد دوم Spacing 35 mm 1 نشانگر تعداد لایهها بر روی هر وجه ستون است. جنس این ورقها در همه نمونهها از نوع الياف كربن است و تنها اتصال GL با ورق-Spacing 100 mm هایی از نوع الیاف شیشه<sup>۷</sup> تقویت شده است. تعداد لایههای این 50 mm 1300 mm نمونه بهگونهای تعیین شده که دارای سختی محوری (مدول الاستيسيته ورق × ضخامت ورق) يكسان با نمونه F11 باشد. نمونه F22A همانند نمونه F22 تقویت شده است ولی با این تفاوت که 500 mn بار محوری که بر روی ستون اعمال می شود در نمونه F22A، ۱۱۵KN است. درصورتی که که مقدار این بار در سایر اتصالات ۴۶KN مى باشد. نحوه تقويت نمونه F22W نيز همانند اتصال F22 است اما برای اعمال محصور شدگی بیشتر در هسته اتصال همان گونه که در شکل (۳) مشاهده می شود در انتهای تیر و 40 ستونها در نزدیکی اتصال از دو لایه ورق CFRP بهصورت دورپیچ 30 استفاده شده است. عرض این ورقهای دورپیچ ۱۵۰mm می-20 10 باشد. 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 مورداستفاده در جدول (۱) آورده شده است.

جدول ۱- مشخصات مکانیکی الیاف Antonopoulos) FRP و

(T++T anasis					
كرنش	مدول الاستيسيته	ضخامت	نوع الياف		
گسيختگي	(Mpa)	(mm)	پليمرى		
۰/۰۱۶	10	۱/۰۵	CFRP Strip		
۰/۰۱۵	78	٠/١٣	CFRP Sheet		
۰/۰۳۱	٧	•/14	GFRP Sheet		

#### ۳- مدلسازی اجزاء محدود

مصالح استفادهشده در مدل سازی میلگردهای فولادی، بتن و FRP میباشد. مدلهای سازهای مناسبی در برنامه المان محدود ABAQUS وجود دارند که برای میلگردهای فولادی، بتن و FRP میتوانند مورداستفاده قرار گیرند. بنابراین در اینجا بهطور مختصر مدلهای سازهای و مشخصات مصالح موردبحث قرار می گیرند: اما قبل از آن توضیحات مختصری در مورد رفتار بتن ارائه می گردد.

# ۳-۱- رفتار بتن

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

6. Sheets



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 Antonopoulos، ۲۰۰۳)

نمونههای S33 و S33 اتصالاتی هستند که با نوارهایی<sup><sup>†</sup></sup> 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 S3LL بمنظور جلوگیری از جداشدگی<sup>۵</sup> 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<sup>2</sup> پلیمری تقویت شده که عدد

<sup>7.</sup> Glass Fiber Reinforced polymer

<sup>4.</sup> Strips

<sup>5.</sup> Debonding

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 می شود.



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

$$\varepsilon_0 = 1.8 \frac{f_c'}{E_c} \tag{(Y)}$$

در روابط بالا،  $f'_c$  مقاومت ۲۸ روزه بتن،  $\varepsilon_c$  کرنش،  $\varepsilon_c$  کرنش، نظیر حداکثر مقاومت بتن،  $k_s$  ضریبی است که میتوان برای بتن-های 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) به-دست میآید (۱۹۹۹، ۸Cl).

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} \tag{(f)}$$

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 (۲۰۱۰ ،Daryan).

۳-۱-۲- رفتار بتن در کشش

بتن به تنهایی قابلیت تحمل تنشهای کششی را همانند تنش-های 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 می شود. پاسخ بتن در اثر کشش با آغاز باز شدن و گسترش ترک شروع می شود. بنابراین بررسی رفتار بتن نمی تواند با توجه به کرنش کششی باشد و باید ترک موردبررسی قرار گیرد. شکل (۵) منحنی تنش- کرنش بتن در حالت کششی مقاومت کششی خود نرسیده است خطی است که همراه با ترک-های خیلی ریز می باشد. با افزایش بارگذاری مقاومت به شدت پایین آمده، ترکها گسترش می عابد تا این که در کرنش نهایی گسیخته شود.



(۲۰۰۴ و همکاران، ۲۰۰۴)

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



شکل ۶- منحنی دو خطی تنش- کرنش کششی بتن (Lee و I۹۹۸، ۶enves)

$$f_t' = 0.33\sqrt{f_c'} \tag{(f)}$$

$$\varepsilon^* = 0.001 \tag{(a)}$$

مقاومت کششی بتن (*f*<sup>t</sup>) و کرنش نهایی کششی بتن (*\*ع*) از روابط (۴) و (۵) بهدست می آید (Hu و همکاران، ۲۰۰۴). ضریب پواسون بتن بین ۱/۱۵ تا ۰/۲۲ می باشد که در این مطالعه مقدار آن ۰/۲ فرض شده است.

# ۳-۲- مدلسازی بتن

# ۳-۲-۱ مدل پلاستیک آسیبدیده 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<sup>^</sup> و پلاستیک کششی و فشاری، رفتار غیر خطی بتن بیان می شود. کتابخانه مصالح در نرمافزار ABAQUS شامل سه نوع مدل متفاوت جهت تحلیل بتن ارائه نموده است: بتن ترک اندود<sup>۴</sup>، بتن ترک خورده<sup>۱۰</sup> و بتن آسیب دیده پلاستیک<sup>۱۱</sup> (Mostofinezhad، مدل سازی بتن استفاده شده است. در این مدل حالتهای آسیب مدل سازی بتن استفاده شده است. در این مدل حالتهای آسیب توسط دو پارامتر اسکالر آسیب فشاری و کششی بیان می شود (۲۰۱۸، Abaqus).

# ۳-۲-۱-۱- ترکهای کششی

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



شکل ۷- پاسخ بتن تحت بارگذاری تکمحوره در کشش (۲۰۱۰ Abaqus)

# ۳–۲–۱–۲– خرد شدن فشاری بتن

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





نمودارهای تنش- کرنش تحت بارگذاری تک محوری قابلیت تبدیل به منحنیهای تنش- کرنش پلاستیک را دارا هستند که این بهصورت خودکار با استفاده از تنشهای داده شده و کرنشهای غیر الاستیک که بهوسیله کاربر به نرمافزار داده میشود، توسط ABAQUS انجام گردد. همان طور که در شکلهای (۷) و (۸) مشاهده میشود که در اثر باربرداری از نمونه در قسمت نرم-شوندگی، شیب منحنی باربرداری کمتر از شیب منحنی الاستیک شوندگی، شیب منحنی باربرداری کمتر از شیب منحنی الاستیک است که نشان دهنده آسیب دیدگی نمونه می باشد. کاهش سختی اولیه توسط دو متغیر  $d_t$  و  $d_t$  نشان داده شده و فرض بر این است که این دو متغیر تابعی از کرنش پلاستیک ( $t_c^{pl}$  و  $t_c^{pl}$ )، دما  $\theta$  و دیگر متغیرهای میدانی  $f_i$  می باشند (روابط (۶) و (۷)).

 $d_t = d_t \left( \varepsilon_t^{pl}. \ \theta. f_i \right) \qquad \qquad 0 \le d_t \le 1 \qquad (\pounds)$ 

$$d_c = d_c \left( \varepsilon_c^{pl}. \theta. f_i \right) \qquad \qquad 0 \le d_c \le 1 \tag{Y}$$

 ${}^{pl}_{c} \in {}^{c}_{c} {}^{pl}_{c}$  کرنشهای پلاستیک معادل در کشش و فشار می-باشند. در واقع در منحنیهای تنش- کرنش تک محور، آسیب بتن توسط دو متغیر  $d_{c} d_{c}$  مشخص میشود. تأثیر این متغیرهای آسیب بهصورت زیر بیان میشود:

11. Concrete Damaged Plasticity

8. Isotropic

9. Concrete Smeared Cracking

<sup>10.</sup> Cracking Model for Concrete

$$E = (1 - d)E_o \tag{A}$$

پارامتر آسیب بیانگر تغییر در سختی اولیه سازه (مدول الاستیسیته الاستیک) در اثر بارگذاری سازه میباشد. مقدار این پارامتر از صفر (ماده بدون آسیب) تا یک (ماده کاملاً آسیبدیده) متغیر است. در مدل آسیبدیده پلاستیک دو مکانیسم گسیختگی برای بتن فرض میشود که عبارتاند از ترکخوردگی کششی و خردشدگی فشاری. برای معرفی منحنی تنش-کرنش بتن در فشار تکمحوره از منحنی Hognestad استفاده شده است (شکل (۴)).

# ۳-۲-۱-۳- رفتار تنش- کرنش بعد از شکست

بهطورکلی مشخص کردن رفتار پس از شکست کششی در بتن و بیان تنشهای بعد از شکست بهصورت تابعی از کرنش ترکخورده  $({}^{ck}_t)$ ) میباشد. کرنش ترکخورده بهصورت کرنش کل ( ${}^{ck}_t)$ ) میبای کرنش الاستیک بتن ترکنخورده  $({}^{el}_t)$ ) تعریف می-شود. اگر مقادیر کرنش پلاستیک منفی باشد یا با افزایش کاهش یابد که نشاندهنده نادرست بودن منحنیهای کششی است، برنامه ABAQUS پیغام خطا صادر میکند.

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{ot}^{el} \tag{9}$$

$$\varepsilon_{ot}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \tag{1.}$$

 $d_t - \varepsilon_t^{ck}$  منحنیهای آسیب کششی در ABAQUS بهصورت ABAQUS قابل حصول است. این برنامه بهطور خودکار مقادیر کرنش ترک-خورده را به مقادیر کرنش پلاستیک ( $\varepsilon_t^{pl}$ ) تبدیل میکند (رابطه (۱۱)) (Abaqus).

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

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



شکل ۹- تعریف کرنش تر کخوردگی برای بیان سختشدگی کششی (۲۰۱۰ ،Abaqus)

رفتار تنش- کرنش بتن غیرمسلح را میتوان در فشار تک-رفتار تنش- کرنش بتن غیرمسلح را میتوان در فشار تک-محوری در محدوده غیرالاستیک بیان کرد. تنشهای فشاری به- $(\mathcal{E}_c^{})$  (Inelastic Strain) (Inelastic Strain) (قر $\mathcal{E}_c^{}$ ) (Inelastic Strain) فشاری و کرنش باید مقادیر قابل تعریف هستند. برای تنشهای فشاری و کرنش باید مقادیر مثبت (قدر مطلق) به کار رود. منحنی تنش- کرنش در ناحیه نرم-شوندگی کرنش (بعد از تنش نهایی) قابل تعریفاند. مقادیر سخت-شدگی بهجای کرنش پلاستیک ( $_c^{19}$ )، بهصورت کرنش فیرالاستیک ( $_c^{2}$ ) داده میشوند. کرنش غیرالاستیک فشاری به-صورت تفاضل کرنش الاستیک ( $_c^{10}$ ) مربوط به بتن آسیبندیده از کرنش کل ( $_c$ ) تعریف میشود. اطلاعات مربوط به باربرداری در نرمافزار بهصورت منحنیهای آسیب فشاری  $d_c - \mathcal{E}_c^{in}$ ) ورده شده است. این برنامه بهصورت خودکار با استفاده از رابطه زیر، مقادیر کرنش غیر الاستیک را به مقادیر کرنش پلاستیک تبدیل میکند.

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{oc}^{el} \tag{11}$$

$$\varepsilon_{oc}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \tag{17}$$

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_t^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \tag{14}$$

نرمافزار ABAQUS در صورت منفی بودن مقادیر کرنش پلاستیک و یا کاهش آن با افزایش کرنش غیرالاستیک، پیغام خطا خواهد داد، که نشاندهنده نادرست بودن منحنیهای آسیب فشاری میباشد (Abaqus، ۲۰۱۰). در شکل (۱۰) نمودار تنش برحسب کرنش نشان داده شده است. انتخاب مشخصات آسیب از آن جهت حائز اهمیت است که بهطور کل، مقادیر آسیب بیش از حد، اثر نامطلوبی در نرخ همگرایی خواهد داشت. باید از استفاده از مقادیر بیش از ۱۹۹۰ برای متغیرهای آسیب که منجر به ۱۹۹۰ کاهش در سختی می شود، اجتناب نمود (۲۰۱۹، ۲۰۱۰).



شکل ۱۰– تعریف کرنش فشاری غیر الاستیک برای بیان سختشدگی فشاری (Abaqus)

۳-۲-۱-۵- بازیابی سختی

بازیابی سختی، مبحث مهمی در پاسخ مکانیکی بتن در بارگذاری تناوبی میباشد. در برنامه ABAQUS کاربر بهطور مستقیم میتواند فاکتورهای بازیابی 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 ترکی 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 ترکهای در حالت خردشوندگی بتن، بازیابی نمیشود. این رفتار که مربوط به حالت  $0 = w_t$  و  $1 = _w$  است، پیشفرض برنامه ABAQUS میباشد که در شکل (۱۱) نشان داده شده است (۲۰۱۰



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

#### ۳-۲-۱-۶- مشبندی

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 – مشبندی بتن با المان ۸ گرهی

**۳–۳– میلگردهای فولادی** در این تحقیق برای مدلسازی میلگردهای عرضی و طولی از

12. Elasto-plastic

مدل دو خطی الاستوپلاستیک<sup>۱۱</sup> کامل ایزوتروپیک استفاده می-شود. برای معرفی پلاستیسیته فولاد از سختشدگی کینماتیکی استفاده شده است. منحنی تنش- کرنش مدل الاستیک-پلاستیک کامل فولاد در شکل (۱۳) نشان داده شده است. برای مشبندی آرماتورهای طولی و عرضی از المان خرپایی *T3D2* که یک المان سهبعدی خطی است، استفاده شده است. این المان فقط قابلیت تحمل نیروی محوری را دارا میباشد و با مقید کردن آنها به المانهای بتنی، هر درجه آزادی المانهای خرپایی به نزدیک-المانهای فولادی از المانهای بتنی نمیباشد و به مبیت مشبندی بیوستگی بین بتن و آرماتور صرفنظر میشود و این تأثیرات به طور پیوستگی بین بتن و آرماتور صرفنظر میشود و این تأثیرات به طور پذیرد. شایانذکر است مقدار ضریب پواسون برای مدل سازی یددی میلگردها ۲۰ فرض شده است.



شكل ١٣- مدل الاستيك- پلاستيك كامل فولاد

#### FRP - F - T

کامپوزیتهای FRP بهصورت یک ماده ارتوتروپیک<sup>۱۳</sup> در نظر گرفته میشوند. رفتار این مواد تا رسیدن به کرنش نهایی خطی است. در این کرنش، FRP تمام ظرفیت کششی خود را یکباره از دست میدهد (شکل (۱۴)). با توجه به اینکه از چسب اپوکسی برای چسباندن الیاف به بتن استفاده میشود، ضخامت الیاف و درنتیجه مدول الاستیسیته الیاف بایستی برای مدلسازی در نرم-افزار اصلاح گردد. با توجه به اینکه هر یک لایه الیاف با ضخامت معین با یک لایه چسب اپوکسی با ضخامت مشخص چسبانده میشود، سختی محوری یک لایه الیاف بههمراه یک لایه چسب بهصورت معادل محاسبه و در مدلسازی الیاف در نرمافزار، میشود، سختی محوری یک لایه الیاف بههمراه یک لایه چسب ندم ضخامت و مدول الاستیسیته اصلاحشده استفاده میشود. علاوه بر این، کامپوزیت FRP بهصورت یک لایه ارتوتروپیک در ABAQUS مدلسازی میشود. بنابراین پارامترهای ورودی برای تعریف

<sup>13.</sup> Orthotropic

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 مهم ترین بخش کاربرد FRP برای مقاوم سازی، لایه چسب بین مواد کامپوزیت و بستر می باشد. 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 جداشدگی 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 تعیین شده جداشدگی بین الیاف و بتن اتفاق می افتد. مقدار این تنش توسط رابطه (۱۵) به دست می آید (۲۰۱۰ Allam).

 $\tau_{max} = 1.46G_a^{0.165} f_t^{1.033} \tag{10}$ 



شکل ۱۴- منحنی تنش- کرنش FRP

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

۴- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود

در شکل (۱۵) نمودارهای هیسترزیس نیرو- جابهجایی برای اتصالات مدل سازی شده در نرمافزار ارائه شده است. در شکل (۱۶) نیز مقایسه پوش نمودارهای نیرو- جابهجایی حاصل از تحلیل عددی با نمودارهای هیسترزیس نیرو- جابهجایی بهدست آمده 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 می-دهند که تطابق بسیار خوبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی وجود دارد. با توجه به جدول (۳) مقادیر حداکثر بار نهایی حاصل از تحلیل عددی به طور متوسط در چرخه های رفت وبرگشت 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 می آید). همان-طور كه مشخص است تمامى طرحهاى تقويتى باعث افزايش مقاومت جانبی اتصالات شده است. با مقایسه مقدار بار نهایی قابل تحمل در دو نمونه S33 و S33 ، تأثير مثبت مهار نوارها در افزايش مقاومت كاملاً مشهود است. باملاحظه مقدار مقاومت نهايي بهدستآمده توسط نمونههای F21 و F12 مشخص می شود که تأثير تقويت تيرها بيش از ستونهاست. همچنين با مقايسه نتايج دو نمونه F11 و F22 واضح است که افزایش تعداد لایههای FRP باعث افزایش بار نهایی جانبی قابل تحمل توسط اتصالات می شود. با مقایسه نتایج نمونههای F22A و F22W با نمونه F22 مشاهده می شود که افزایش بار محوری و همچنین محصور شدگی بیشتر اتصال باعث افزایش مقاومت جانبی اتصال می گردد. همان گونه که قبلاً اشاره گردید، نمونه GL تنها نمونه تقویت شده 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 مى باشد.

G <sub>23</sub> (Mpa)	G <sub>13</sub> (Mpa)	G <sub>12</sub> (Mpa)	$v_{12}$	E <sub>2</sub> (Mpa)	E <sub>1</sub> (Mpa)	ضخامت (mm)	تعداد الياف	نوع الياف
۲۸۱۷/۵	۳ ۲/۳	۳۰۰۲/۳	•/٢٢	۷۳۲۵/۶	V8708	۲/۱۵	١	CFRP Strip
٩٣۵	१٩۶	१९۶	•/77	2421	748.9	1/23	١	CFRP Sheet
17.4	1242/2	1222/2	•/٢٢	5171	312.9	۱/۹۱	٢	CFRP Sheet
۵۵۱	589	589	۰/۲۶	1477/4	14220	۲/۰ ۷۵	۲/۵	GFRP Sheet

جدول ۱- پارامترهای ورودی جهت مدلسازی FRP در ABAQUS



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



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

Num/Exp		بار نهایی حاصل از تحلیل عددی (کیلونیوتن)		ىل از آزمايش يوتن)	بار نهایی حاص (کیلون	مقاومت فشارى بتن	نمونه
برگشت	رفت	برگشت	رفت	برگشت	رفت	(مگاپاسکال)	
١/٢٠	۱/۰۴	37/17	37/24	21/12	81/82	۱٩/۵	C1
1/•۴	۱/۰۴	۳٢/٣٨	34/14	۳۱/۰۸	۳۰/۸۲	۲۳/۷	C2
۱/۰۸	1/11	$\chi \chi/\chi$	۳۸/۴۱	۳۵/۲۸	34/88	78	S33
١/•٧	٠/٩٧	47/24	43/18	۴۰/۴۰	44/88	۲۶/۳	S33L
۱/۰۸	۱/۱۰	54/21	۵۶/۱۹	۵۰/۲۹	۵۱/۰۸	۲۷	F21
۱/•۶	۱/۰۶	41/14	47/20	44/4 ·	44/40	۲٩/۵	F12
1/17	١/١٣	۴۸/۰۱	۴۸/۲۸	47/44	47/78	۲۲/۸	F11
1/14	١/١٣	۵۶/۲۰	۵۶/۵۲	49/14	۵۰/۰۴	۲٧/۲	F22
1/11	۱/۰۸	۵۸/۳۴	۶١/٩٢	۵۲/۵۶	۵۲/۳۸	۲۷/۸	F22A
۱/•۸	١/•٨	۵۹/۳۸	8.184	۵۴/۸۹	۵۵/۸۴	<b>۲۹/۲</b>	F22W
1/1٣	1/17	۴۸/۸۲	49/48	42/+ 4	44/18	۱۹/۵	GL

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

# جدول ۳- مقادیر سختی اولیه نمونهها

Num/Exp -	نيوتن / ميلىمتر)	diani	
	Exp	Num	-590
۰/۸۲	37/87	٣/٠٠	Ave (C1 , C2)
١/٠٠	٣/٣٩	٣/۴.	S33
۰/۹۳	۴/۰۰	٣/٧٠	S33L
۱/•۶	۴/۵۰	۴/۸۰	F21
• /AY	۴/۳۷	٣/٨٠	F12
٠/٩۴	٣/٩٢	٣/٧٠	F11
۱/•۶	4/24	۴/۵۰	F22
•/97	۴/۸۰	414.	F22A
٠/٩٧	۵/۱۶	۵/۰۰	F22W
٠/٩٠	4/34	٣/٩٢	GL

#### جدول ۴- مقادیر استهلاک انرژی کلی

	نرژی کلی	استهلاک ا		
Num/Exp	/ میلیمتر)	(كيلونيوتن	نمونه	
	Exp	Num	-	
۱/۰۲	4990	6116	Ave (C1 , C2)	
-	-	۵۷۸۷	S33	
۱/۰۶	8.10	54	S33L	
٠/٩۵	۷۰۵۰	88V	F21	
۱/• ٩	۶۰۸۵	8820	F12	
۱/• ۱	۶۳۹۵	8490	F11	
٠/٩٠	7411	616.	F22	
•/٩۶	7611	٨٠٨٨	F22A	
۰/۹۵	۸۵۳۲	٨١۴٨	F22W	
٠/٩٨	8917	8783	GL	

در شکل (۱۷) منحنیهای سختی- جابهجایی بهدستآمده از تحلیل عددی نمونهها با منحنیهای حاصل از نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. شکل (۱۷) نشان می دهد 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 می شود. 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 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- نتیجهگیری

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

- در این تحقیق تأثیر ورقها و نوارهای FRP در تقویت اتصالات خارجی بتن مسلح تحت اثر بارهای چرخهای با استفاده از نرمافزار اجزاء محدود ABAQUS بررسی و بر اساس مقایسه بین نزدیک بودن نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی برای نمونهها قبل و بعد از تقویت با FRP، گویای این واقعیت است که مدل سازی عددی میتواند به-عنوان یک ابزار عملی و کمهزینه برای تحلیل و بررسی رفتار چرخهای اتصالات تیر – ستون بتن مسلح بدون تقویت و تقویتشده با FRP به کار گرفته شود.
- نتایج عددی همانند نتایج آزمایشگاهی نشان داد که تقویت اتصالات بتن مسلح دارای ضعف برشی بهوسیله پوششهای خارجی FRP تحت بارهای لرزهای، یک راهحل مناسب برای افزایش مقاومت، استهلاک انرژی و خصوصیات سختی در این اتصالات میباشد.
- حلهای عددی علاوه بر نتایج آزمایشگاهی نشان داد که در یک نسبت سطح FRP یکسان، عملکرد ورقها از نوارها مؤثرتر است. همچنین نتایج نشان داد که در آرایشهای تقویتی، تقویت تیرها از ستونها مؤثرتر میباشد. مهارهای مکانیکی و جلوگیری از جداشدن FRP از سطح بتن، تأثیر نوارهای تقویتی را در افزایش مقاومت اتصال بیشتر مینماید. براساس سختی محوری یکسان، ورقهای تقویتی از جنس شیشه مؤثرتر از ورقهای کربن هستند. بااینحال، 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, Bahrampour 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<sup>\*</sup>, 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) beamcolumn 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 twodecade 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.

<sup>\*</sup> Corresponding Author

*E-mail addresses:* mrz\_mohammadizadeh@hormozgan.ac.ir, mrzmohammadizadeh@yahoo.com (Mohammad Reza Mohammadizadeh), deeas.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							
		Ultimate Load Obtained from		Ultimate Load Obtained from			
C	Compressive strength					Num/Exp	
Specifien	of concrete (MPa)	experimental results (KN)		numerical results (KN)			
		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	1.04	1.20
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.