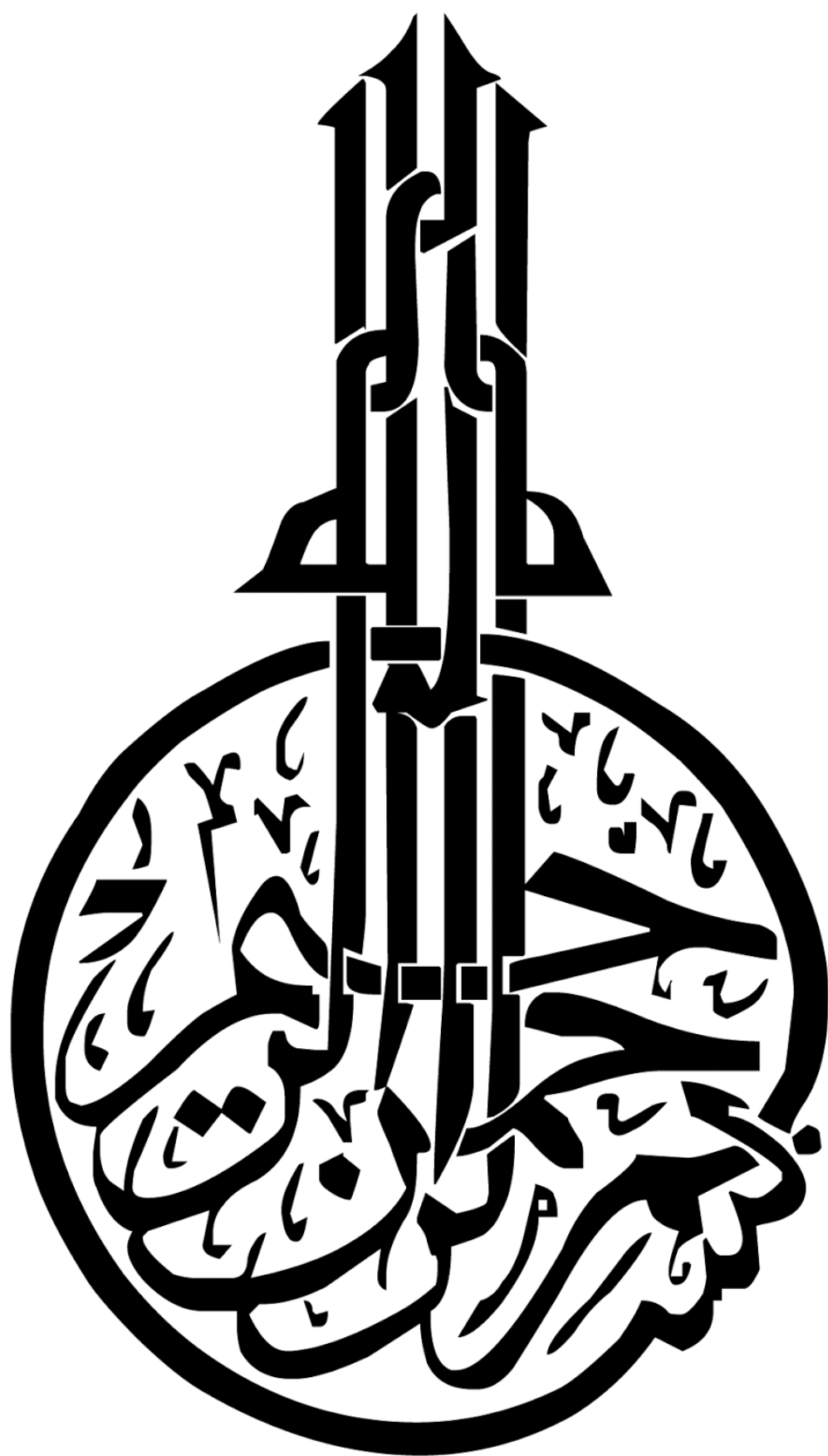






دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد

# مقایسه دو روش NSM و EBR برای مقاوم سازی اتصالات خارجی تیر به ستون بتنی

نگارنده: علیرضا عالیجناب رودی

استاد راهنما:

دکتر ابراهیم زمانی بیدختی

مهر ۱۳۹۹

در این صفحه صورت جلسه دفاع را قرار دهید. لازم است پس از صحافی این صفحه مجدداً توسط دانشکده مهر گردد و استاد راهنما با امضای خود اصلاحات پایان نامه را تایید کند.

تقدیم اثر

خانوادہ عزیز و کرامت قدم

## شکر و قدردانی

سپاس ایندمنان که به من این فرصت را داد تا به این مرحله از علم رسیده و از هیچ موثری

دریغ نکرد. و در تمام مراحل زندگی ام مراقبت قلب بود...

و با شکر از استاد مهربانم جناب آقای دکتر ابراهیم زمانی که با اخلاق نیکشان در این پایان

نامه راهنمایم بودند و مرا از هیچ راهنمایی دریغ نکردند...

# تعمدنامه

- اینجانب علیرضا عالیجناب رودی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران - گرایش سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه مقایسه دو روش NSM و EBR برای مقاوم سازی اتصالات خارجی تیر به ستون بتنی تحت راهنمایی دکتر ابراهیم زمانی بیدختی متعهد می شوم.
- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است 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 تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
  - کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
  - حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
  - در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده ( یا بافتهای آنها ) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
  - در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

## تاریخ

## امضای دانشجو

### مالکیت نتایج و حق نشر

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

## چکیده

روش‌های تقویت سازه‌ها به وسیله الیاف کامپوزیتی شامل روش تسلیح خارجی با ورقه‌های FRP موسوم به EBR و روش نصب در نزدیک سطح با نوارها و آرماتور FRP موسوم به روش NSM می‌باشد. روش EBR به عنوان رایج‌ترین روش تقویت سازه‌ها به شمار می‌آید. این روش با توجه به آن که برای افزایش ظرفیت باربری سازه موثر است، با چالش‌های اساسی از جمله آسیب‌پذیری در برابر آتش‌سوزی، ضربه، شرایط نامساعد محیطی و جداشدگی زودرس ورقه FRP از سطح بتن، روبرو می‌باشد. انجام تحقیقات متعدد برای کاهش اثرات محیطی روی کامپوزیت‌ها و کنترل پدیده‌ی جداشدگی ورق‌ها، منجر به ابداع روش دیگری موسوم به روش نصب در نزدیک سطح (NSM) شده است. در روش نصب در نزدیک سطح از نوارها و آرماتورهای FRP برای تقویت اعضای سازه بتنی استفاده شده است. تاکنون بیشتر تحقیقات انجام شده، کاربرد میلگردهای FRP با استفاده از روش NSM را روی تیرهای بتنی بررسی کرده‌اند. اخیراً در چند مورد استفاده از یک نوع میله دست‌ساز که از پیچاندن ورقه‌های FRP حول یک هسته چوبی با مقطع دایره‌ای شکل به دست می‌آید، برای تقویت سازه‌ها به روش NSM مشاهده شده است. در روش NSM-MMFRP Rods از میله‌های دست‌ساز FRP موسوم به MMFRP برای تقویت اعضای سازه‌های بتن مسلح استفاده می‌شود. میله‌های MMFRP از پیچاندن ورقه‌های FRP حول هسته‌ای از جنس میله‌ی چوبی یا فلزی ساخته می‌شود. هدف از پژوهش حاضر بررسی عملکرد روش NSM-MMFRP Rods در تقویت اتصالات بتنی و مقایسه نتایج بدست آمده از این روش با روش چسباندن خارجی ورقه‌های FRP یا همان روش EBR تحت بارهای لرزه‌ای می‌باشد. در این پایان‌نامه ابتدا صحت مدلسازی توسط مقایسه نتایج نمونه‌های بدون تقویت و تقویت شده به روش‌های EBR و NSM با میله‌های دست‌ساز انجام گرفت. همچنین جهت درک بهتر رفتار میلگردهای دست‌ساز تعدادی نمونه آزمایشگاهی ساخته شد و

تحت آزمایش کشش مستقیم قرار گرفت. در این پژوهش نمونه‌های پیشنهادی شامل نمونه مرکب از دو روش EBR و NSM، نمونه مرکب از میله‌های دست‌ساز با هسته چوبی و فولادی و نمونه مرکب از روش NSM با هسته فولادی مدلسازی و تحلیل شده است. میله‌های دست‌ساز تقویتی، ترکیبی از FRP و فولاد می‌باشد که امکان ایجاد خم برای تولید عامل تقویت L شکل و مهارهای انتهایی را دارا می‌باشد. براساس نتایج بدست آمده از تحلیل دو نمونه ای که با استفاده از روش NSM و هسته چوبی تقویت شده و نمونه‌ای که به روش EBR تقویت شده است، با توجه به مقدار CFRP یکسان این نمونه‌ها نمونه تقویت شده به روش NSM عملکرد بهتری نسبت به نمونه تقویت شده به روش EBR دارد. با بررسی مودهای گسیختگی FRP در این نمونه‌ها، مشخص شد روش NSM نسبت به روش EBR برتری دارد. همچنین با تحلیل مدل‌های پیشنهادی، تاثیر روش تقویت و آرایش میله‌های دست‌ساز با هسته چوبی و میلگرد مورد بررسی قرار گرفت و نتایج بدست آمده براساس منحنی نیرو-تغییرمکان، شکل پذیری، کاهش سختی و جذب انرژی بیان گردید و مناسب‌ترین آرایش میله‌های دست‌ساز ارائه شده است. با توجه به نحوه انجام مقاوم سازی اتصالات، مشاهده می‌گردد که روش مقاوم‌سازی EBR علی‌رغم اینکه در بسیاری از تحقیقات استفاده شده است، فاقد قابلیت اجرا در اتصالات موجود در سازه است، درحالی‌که روش NSM امکان اجرا آسان‌تری در اتصال موجود در سازه را دارا می‌باشد.

**کلمات کلیدی:** اتصالات بتن مسلح، مقاوم سازی اتصالات، میله‌های دست‌ساز، روش NSM، روش EBR

# لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

۱- مقایسه عددی روش چسباندن خارجی ورقه‌های کربنی با روش نصب نزدیک سطح جهت مقاومت‌سازی اتصالات خارجی تیر به ستون بتنی

۲-

۳-

# فهرست مطالب

|    |                                                                                   |
|----|-----------------------------------------------------------------------------------|
| ع  | فهرست جداول                                                                       |
| ف  | فهرست اشکال                                                                       |
| ۱  | فصل ۱: کلیات                                                                      |
| ۲  | ۱-۱ مقدمه.....                                                                    |
| ۵  | ۲-۱ ضرورت و اهمیت تحقیق.....                                                      |
| ۶  | ۳-۱ اهداف پژوهش.....                                                              |
| ۷  | ۴-۱ ساختار پژوهش.....                                                             |
| ۹  | فصل ۲: مروری بر ادبیات فنی پیشین                                                  |
| ۱۰ | ۱-۲ مقدمه.....                                                                    |
| ۱۱ | ۲-۲ تحقیقات انجام گرفته در خصوص علت خرابی اتصالات بتن مسلح.....                   |
| ۱۲ | ۱-۲-۲ تغییر در کاربری سازه و اعمال بارهایی بیش از حد پیش‌بینی در هنگام طراحی..... |
| ۱۲ | ۲-۲-۲ تغییر ضوابط آیین نامه‌های بارگذاری و طراحی.....                             |
| ۱۳ | ۳-۲-۲ خطاهای طراحی.....                                                           |
| ۱۳ | ۴-۲-۲ آسیب دیدگی سازه‌ها ناشی از بلایای طبیعی و حوادث.....                        |
| ۱۳ | ۵-۲-۲ عدم رعایت ضوابط اجرایی.....                                                 |

|                                                     |    |
|-----------------------------------------------------|----|
| ۶-۲-۲ خوردگی فولاد و تخریب شیمیایی بتن              | ۱۳ |
| ۷-۲-۲ ایجاد بازشو                                   | ۱۴ |
| ۳-۲ معایب روش‌های دیگر مقاوم‌سازی نسبت به الیاف FRP | ۱۴ |
| ۴-۲ معرفی مواد کامپوزیت و مصالح FRP                 | ۱۶ |
| ۵-۲ عوامل موثر در عملکرد مواد کامپوزیتی:            | ۱۷ |
| ۶-۲ عوامل موثر بر عملکرد الیاف تقویتی               | ۱۸ |
| ۷-۲ معرفی FRP                                       | ۱۸ |
| ۸-۲ اجزای تشکیل دهنده مواد کامپوزیتی و انواع آنها   | ۱۸ |
| ۹-۲ انواع مختلف الیاف FRP                           | ۱۹ |
| ۱-۹-۲ الیاف شیشه ای - GFRP                          | ۱۹ |
| ۲-۹-۲ الیاف فیبر کربنی - CFRP                       | ۱۹ |
| ۳-۹-۲ الیاف آرامیدی - AFRP                          | ۲۰ |
| ۱۰-۲ رزین ها یا چسب‌های پلیمری                      | ۲۲ |
| ۱۱-۲ اشکال مختلف مواد FRP                           | ۲۲ |
| ۱-۱۱-۲ ورقه‌های FRP                                 | ۲۳ |
| ۲-۱۱-۲ کابل، نوار و تاندون پیش تنیدگی               | ۲۳ |
| ۳-۱۱-۲ میلگردهای FRP                                | ۲۴ |

|    |                                                          |
|----|----------------------------------------------------------|
| ۲۴ | ۱۲-۲ مزایای تقویت سازه‌ها به وسیله مواد FRP .....        |
| ۲۶ | ۱۳-۲ مشخصات اساسی محصولات کامپوزیتی FRP .....            |
| ۲۶ | ۱-۱۳-۲ مقاومت در برابر خوردگی .....                      |
| ۲۶ | ۲-۱۳-۲ مقاومت .....                                      |
| ۲۷ | ۳-۱۳-۲ مدول الاستیسیته .....                             |
| ۲۷ | ۴-۱۳-۲ وزن مخصوص .....                                   |
| ۲۸ | ۵-۱۳-۲ عایق بودن .....                                   |
| ۲۸ | ۶-۱۳-۲ خستگی .....                                       |
| ۲۹ | ۱۴-۲ بررسی روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات به وسیله FRP ..... |
| ۳۰ | ۱۵-۲ روش‌های تقویت به وسیله مواد FRP .....               |
| ۳۱ | ۱-۱۵-۲ روش تقویت خارجی (EBR) .....                       |
| ۳۲ | ۲-۱۵-۲ روش نصب نزدیک سطح (NSM) .....                     |
| ۳۵ | ۱۶-۲ استفاده از میله‌های دست‌ساز MMFRP در روش NSM .....  |
| ۳۶ | ۱-۱۶-۲ روش ساخت میله‌های MMFRP .....                     |
| ۳۶ | ۲-۱۶-۲ ویژگی‌های مکانیکی میله‌های MMFRP .....            |
| ۳۷ | ۱۷-۲ دلایل شکست اتصالات تقویت شده با مصالح FRP .....     |
| ۳۷ | ۱-۱۷-۲ گسیختگی تقویت‌کننده FRP .....                     |

۳۸.....۲-۱۷-۲ شکست بتن.....

۳۸ .....۳-۱۷-۲ جدایشی صفحات FRP از سطح بتن.....

۳۸ .....۴-۱۷-۲ ترکیب‌های گسیختگی.....

۳۸ .....۲-۱۸ پیشینه پژوهش.....

## فصل ۳: مدلسازی نمونه ها و صحت سنجی با مدل آزمایشگاهی ۴۷

۴۸ .....۱-۳ مقدمه.....

۴۹ .....۲-۳ مبانی تئوری در تحلیل غیرخطی.....

۴۹.....۱-۲-۳ تحلیل غیرخطی.....

۵۱ .....۲-۲-۳ مقایسه روش‌های حل ریاضی در رویکرد صریح و ضمنی.....

۵۵.....۳-۳ مدلسازی در نرم افزار.....

۵۶.....۱-۳-۳ ساخت عناصر مدل.....

۵۷ .....۲-۳-۳ Abaqus مدلسازی بتن در.....

۵۸ .....۳-۳-۳ خصوصیات ماده معرفی شده برای بتن.....

۵۸ .....۴-۳-۳ مدل‌های بتن ارائه شده در نرم افزار Abaqus.....

۶۱.....۴-۳-۳ المان‌ها در نرم افزار Abaqus.....

۶۱.....۱-۴-۳ ویژگی‌های المان‌ها در نرم افزار Abaqus.....

۶۳.....۵-۳ منحنی‌های رفتاری بتن.....

|          |                                                    |
|----------|----------------------------------------------------|
| ۶۴.....  | ۳-۵-۱ رفتار بتن در فشار تک محوره                   |
| ۶۸.....  | ۳-۵-۲ رفتار بتن تحت کشش تک محوره                   |
| ۷۱ ..... | ۳-۵-۳ مدول الاستیسیته بتن                          |
| ۷۴.....  | ۳-۶-۱ مدل های رفتاری فولاد                         |
| ۷۵.....  | ۳-۶-۱ مدل دو خطی                                   |
| ۷۵.....  | ۳-۶-۲ مدل سه خطی                                   |
| ۷۶.....  | ۳-۷ مدل رفتاری ورق های FRP                         |
| ۷۶.....  | ۳-۸ برنامه آزمایشگاهی                              |
| ۷۷ ..... | ۳-۸-۱ دستگاه های ابزار دقیق استفاده شده            |
| ۷۸ ..... | ۳-۸-۲ آزمایش تعیین خصوصیات مکانیکی آرماتور         |
| ۸۰ ..... | ۳-۸-۳ فرایند ساخت میله های دست ساز MMFRP           |
| ۸۰ ..... | ۳-۸-۴ تعیین خصوصیات مکانیکی میله های دست ساز MMFRP |
| ۸۵ ..... | ۳-۹ مدل سازی عددی                                  |
| ۸۵ ..... | ۳-۹-۱ مدل سازی اتصالات بتن مسلح                    |
| ۸۷ ..... | ۳-۹-۲ تعریف خصوصیات مکانیکی مصالح                  |
| ۹۳ ..... | ۳-۹-۳ مدل سازی صفحات CFRP                          |
| ۹۴ ..... | ۳-۹-۴ مدل سازی میله های دست ساز MMFRP              |

۱۰-۳ مدل‌سازی نمونه‌های اتصال بتن مسلح ..... ۹۴

۱-۱۰-۳ نمونه مرجع RE ..... ۹۵

۲-۱۰-۳ نمونه تقویت شده E-S ..... ۹۵

۳-۱۰-۳ نمونه تقویت شده N-S-W ..... ۹۶

۴-۱۰-۳ نمونه تقویت شده N-SL-2R ..... ۹۸

۵-۱۰-۳ نمونه تقویت شده EN-SL-R ..... ۱۰۰

۶-۱۰-۳ نمونه تقویت شده N-SL-WR ..... ۱۰۱

۷-۱۰-۳ نمونه تقویت شده N-SL-4R ..... ۱۰۳

۱۱-۳ بارگذاری نمونه‌ها و شرایط تکیه گاهی ..... ۱۰۵

۱۲-۳ شبکه بندی در آباکوس ..... ۱۰۶

۱۳-۳ صحت سنجی نتایج ..... ۱۰۷

۱-۱۳-۳ نمونه کنترلی (RE) ..... ۱۰۸

۱۴-۳ دو خطی کردن منحنی های نیرو-تغییر مکان ..... ۱۱۲

۱۵-۳ خلاصه فصل ..... ۱۱۴

۱۱۵ فصل ۴: نتایج و تفسیر آنها

۱-۴ مقدمه ..... ۱۱۶

۲-۴ تعاریف اولیه ..... ۱۱۶

|          |                                                         |
|----------|---------------------------------------------------------|
| ۱۱۶..... | ۱-۲-۴ انرژی جذب شده (E)                                 |
| ۱۱۶..... | ۲-۲-۴ سختی اولیه (K)                                    |
| ۱۱۷..... | ۳-۲-۴ شکل پذیری ( $\mu$ )                               |
| ۱۱۸..... | ۴-۲-۴ ظرفیت باربری اتصالات ( $p_{max}$ )                |
| ۱۱۸..... | ۳-۴ مقایسه نتایج نمونه‌های تقویت شده با نتایج آزمایشات  |
| ۱۱۸..... | ۱-۳-۴ نمونه تقویت شده E-S                               |
| ۱۲۰..... | ۲-۳-۴ نمونه تقویت شده N-S-W                             |
| ۱۲۱..... | ۳-۳-۴ نمونه تقویت شده N-SL-2R                           |
| ۱۲۲..... | ۴-۴ تجزیه و تحلیل نتایج:                                |
| ۱۲۲..... | ۱-۴-۴ مقایسه نتایج بار-تغییرمکان و کانتورهای تنش و کرنش |
| ۱۴۷..... | ۲-۴-۴ حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه‌ها                   |
| ۱۴۷..... | ۳-۴-۴ شکل پذیری                                         |
| ۱۴۸..... | ۴-۴-۴ سختی نمونه‌ها                                     |
| ۱۴۹..... | ۵-۴-۴ انرژی جذب شده نمونه‌ها                            |

## فصل ۵: نتیجه گیری و پیشنهادات ۱۵۱

|          |                |
|----------|----------------|
| ۱۵۲..... | ۱-۵ مقدمه      |
| ۱۵۲..... | ۲-۵ نتیجه گیری |

۳-۵ پیشنهادات..... ۱۵۳

فصل ۶: مراجع ۱۵۵

# فهرست جداول

|                                                                                         |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| جدول ۱-۲: مشخصات الیاف FRP مورد استفاده.....                                            | ۲۰  |
| جدول ۲-۲: مقایسه مشخصات سه نوع کامپوزیت.....                                            | ۲۱  |
| جدول ۳-۲: مقایسه کیفی سه نوع کامپوزیت.....                                              | ۲۱  |
| جدول ۱-۳: خصوصیات مربوط به آزمایش کشش میلگرد S400 به قطر ۱۰ میلی‌متر.....               | ۷۹  |
| جدول ۲-۳: خصوصیات آزمایش کشش میله MMFRP با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر..... | ۸۲  |
| جدول ۳-۳: نتایج آزمایش کشش میله MMFRP با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۹۰ میلی‌متر.....   | ۸۳  |
| جدول ۴-۳: نتایج آزمایش کشش میله MMFRP با هسته میلگرد و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر..... | ۸۴  |
| جدول ۵-۳: خصوصیات مکانیکی بتن برای مدلسازی اتصالات.....                                 | ۸۷  |
| جدول ۶-۳: خصوصیات مربوط به مدل خسارت پلاستیک بتن برای مدلسازی اتصالات.....              | ۸۷  |
| جدول ۷-۳: خصوصیات مکانیکی میلگردها برای مدلسازی اتصالات بتن مسلح.....                   | ۹۰  |
| جدول ۸-۳: مشخصات بتن و فولاد مورد استفاده.....                                          | ۹۲  |
| جدول ۹-۳: خصوصیات مکانیکی الیاف رایج در بازار.....                                      | ۹۳  |
| جدول ۱۰-۳: مشخصات نمونه‌ها.....                                                         | ۹۴  |
| جدول ۱۱-۳: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی نمونه مرجع RE جهت صحت سنجی.....               | ۱۰۱ |
| جدول ۱۲-۳: مقایسه کمی نتایج صحت سنجی اتصال مرجع.....                                    | ۱۰۹ |
| جدول ۱-۴: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی نمونه تقویت شده E-S.....                       | ۱۱۸ |
| جدول ۲-۴: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی نمونه تقویت شده N-S-W.....                     | ۱۱۹ |
| جدول ۳-۴: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی نمونه تقویت شده N-SL-2R.....                   | ۱۲۰ |
| جدول ۴-۴: مقایسه کمی نتایج مدلسازی اتصالات تقویت شده با نتایج آزمایشگاه.....            | ۱۲۱ |

جدول ۴-۵: خلاصه نتایج تحلیل نمونه ها.....۱۵۱

# فهرست اشکال

- شکل ۱-۲: FRP تشکیل شده از الیاف و ماتریس..... ۲۲
- شکل ۲-۲: ورقه‌های FRP..... ۲۳
- شکل ۳-۲: نوارهای FRP..... ۲۳
- شکل ۴-۲: میلگردهای FRP..... ۲۴
- شکل ۵-۲: نمونه‌ها و چیدمان آزمایش در تحقیق مسلم..... ۳۹
- شکل ۶-۲: نمونه‌های تقویت شده در تحقیق مستوفی‌نژاد و طلائی‌طبا..... ۴۰
- شکل ۷-۲: چیدمان آزمایش و بارگذاری نمونه‌ها در آزمایش مهینی و رونق..... ۴۱
- شکل ۸-۲: میل‌های دست‌ساز ساخته شده در تحقیق جلالی (الف) میل‌های مستقیم (ب) میل‌های دارای قسمت گیرداری (ج) تیر مقاوم‌سازی شده به روش NSM..... ۴۲
- شکل ۹-۲: نمونه ساخته شده و شرایط بارگذاری در تحقیق شربتدار و همکاران..... ۴۳
- شکل ۱۰-۲: مراحل بارگذاری نمونه‌ها تا لحظه گسیختگی اتصال در تحقیق صیفی و همکاران..... ۴۵
- شکل ۱۱-۲: نمونه‌های ساخته شده در تحقیق شربتدار و جابری..... ۴۶
- شکل ۱-۳: دامنه کاربرد حلگرهای صریح و ضمنی در آباکوس..... ۵۵
- شکل ۲-۳: خانواده المان‌های موجود در Abaqus..... ۶۲
- شکل ۳-۳: المان خطی (مرتبه اول) و المان سهموی (مرتبه دوم)..... ۶۳
- شکل ۴-۳: منحنی تنش-کرنش فشاری هاگنستاد اصلاح شده..... ۶۶
- شکل ۵-۳: منحنی رفتاری تودسچینی..... ۶۸
- شکل ۶-۳: منحنی رفتاری بتن تحت کشش (الف) منحنی تنش-کرنش در قسمت صعودی؛ (ب) منحنی تنش-بازشدگی ترک تحت بار کششی..... ۶۸
- شکل ۷-۳: نمودار تنش-کرنش و تنش-بازشدگی عرض ترک تحت بار کششی طبق CEB-FIP..... ۶۹

- شکل ۳-۸: چند مدل پیشنهادی برای منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش..... ۷۰
- شکل ۳-۹: رابطه تنش-کرنش فشاری بتن برای مدل خسارت پلاستیک..... ۷۱
- شکل ۳-۱۰: رابطه تنش-کرنش فشاری بتن برای مدل خسارت پلاستیک..... ۷۱
- شکل ۳-۱۱: منحنی تنش-کرنش الیاف CFRP مورد استفاده..... ۷۶
- شکل ۳-۱۲: جابجایی سنج‌های به کار رفته در تحقیق..... ۷۷
- شکل ۳-۱۳: دیتالاگر TDS-150..... ۷۸
- شکل ۳-۱۴: دستگاه یونیورسال Toni Technik..... ۷۸
- شکل ۳-۱۵: نمودار تنش-کرنش میلگرد S400 نمره ۱۰..... ۷۹
- شکل ۳-۱۶: فرآیند ساخت میله‌های MMFRP..... ۸۰
- شکل ۳-۱۷: جزئیات میله‌های دست‌ساز MMFRP..... ۸۱
- شکل ۳-۱۸: هسته چوبی استفاده شده برای میله‌های MMFRP..... ۸۱
- شکل ۳-۱۹: میله دست‌ساز MMFRP ساخته شده با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر..... ۸۱
- شکل ۳-۲۰: آزمایش کشش مستقیم میله‌های دست‌ساز MMFRP..... ۸۲
- شکل ۳-۲۱: نمودار تنش-کرنش میله MMFRP با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر..... ۸۲
- شکل ۳-۲۲: میله دست‌ساز MMFRP ساخته شده با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۹۰ میلی‌متر..... ۸۳
- شکل ۳-۲۳: نمودار تنش-کرنش میله MMFRP با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۹۰ میلی‌متر..... ۸۳
- شکل ۳-۲۴: میله دست‌ساز MMFRP با هسته میلگرد به قطر ۱۰ و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر..... ۸۳
- شکل ۳-۲۵: نمودار تنش-کرنش میله MMFRP با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۹۰ میلی‌متر..... ۸۴
- شکل ۳-۲۶: مقایسه منحنی تنش-کرنش میله‌های دست‌ساز کامپوزیتی MMFRP..... ۸۴
- شکل ۳-۲۷: جزئیات اتصال مورد بررسی..... ۸۶
- شکل ۳-۲۸: صفحات تعریف شده روی وجه ستون..... ۸۶
- شکل ۳-۲۹: نمودار تنش-کرنش فشاری بتن برای مدل‌سازی اتصالات بتن مسلح..... ۸۸
- شکل ۳-۳۰: نمودار تنش-کرنش کششی بتن برای مدل‌سازی اتصالات بتن مسلح..... ۸۹
- شکل ۳-۳۱: نمودار تنش-کرنش میلگردها برای مدل‌سازی اتصالات بتن مسلح..... ۹۱
- شکل ۳-۳۲: نمونه آزمایشگاهی E-S..... ۹۵

- شکل ۳-۳۳: نمونه اتصال تقویت شده E-S..... ۹۶
- شکل ۳-۳۴: نمونه اتصال تقویت شده N-S-W..... ۹۷
- شکل ۳-۳۵: نمونه آزمایشگاهی N-S-W..... ۹۸
- شکل ۳-۳۶: نمونه آزمایشگاهی N-SL-2R..... ۹۹
- شکل ۳-۳۷: نمونه اتصال تقویت شده N-SL-2R..... ۱۰۰
- شکل ۳-۳۸: نمونه اتصال تقویت شده EN-SL-R..... ۱۰۱
- شکل ۳-۳۹: نمونه اتصال تقویت شده N-SL-WR..... ۱۰۳
- شکل ۳-۴۰: نمونه اتصال تقویت شده N-SL-4R..... ۱۰۴
- شکل ۳-۴۱: نمایی از مدل عددی اتصال بتنی با آرماتورهای طولی و عرضی در نرم افزار Abaqus..... ۱۰۵
- شکل ۳-۴۲: مقایسه منحنی بار-تغییرمکان نمونه اتصال کنترلی RE با نتایج آزمایشگاهی..... ۱۰۸
- شکل ۳-۴۳: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای اتصال مرجع..... ۱۰۹
- شکل ۳-۴۴: الگوی ترک خوردگی اتصال مرجع آزمایش انصاری [۳۴]..... ۱۱۰
- شکل ۳-۴۵: کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر ایجاد شده در شبیه‌سازی اتصال مرجع آزمایش انصاری..... ۱۱۰
- شکل ۳-۴۶: نمودار ساده شده نیرو-تغییرمکان..... ۱۱۱
- شکل ۳-۴۷: مدل دوخطی ارائه شده برای نمونه مرجع..... ۱۱۲
- شکل ۳-۴۸: حالت‌های مختلف محاسبه جابجایی نظیر نقطه انتهایی در منحنی بار-تغییرمکان..... ۱۱۲
- شکل ۳-۴۹: حالت‌های مختلف محاسبه جابجایی نظیر نقطه انتهایی در منحنی بار-تغییرمکان..... ۱۱۳
- شکل ۴-۱: شکل ساده شده منحنی رفتار غیرخطی و منحنی دوخطی فرضی..... ۱۱۶
- شکل ۴-۲: روش بدست آوردن جابجایی نهایی و تسلیم از نمودار بار-تغییرمکان..... ۱۱۷
- شکل ۴-۳: مقایسه منحنی بار-تغییرمکان نمونه اتصال تقویت شده E-S با نتایج آزمایشگاهی..... ۱۱۸
- شکل ۴-۴: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای اتصال تقویت شده E-S..... ۱۱۸
- شکل ۴-۵: مقایسه منحنی بار-تغییرمکان نمونه اتصال تقویت شده N-S-W با نتایج آزمایشگاهی..... ۱۱۹
- شکل ۴-۶: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای اتصال تقویت شده N-S-W..... ۱۱۹
- شکل ۴-۷: مقایسه منحنی بار-تغییرمکان نمونه اتصال تقویت شده N-SL-2R با نتایج آزمایشگاهی..... ۱۲۰
- شکل ۴-۸: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای اتصال تقویت شده N-SL-2R..... ۱۲۰

- شکل ۹-۴: نمودار بار-تغییر مکان نمونه کنترلی RE..... ۱۲۲
- شکل ۱۰-۴: کانتور تنش فون میسز بتن در نمونه RE..... ۱۲۲
- شکل ۱۱-۴: کانتور کرنش معادل پلاستیک بتن در نمونه RE..... ۱۲۳
- شکل ۱۲-۴: کانتور تنش فون میسز میلگردها در نمونه RE..... ۱۲۳
- شکل ۱۳-۴: کانتور کرنش معادل پلاستیک میلگردها در نمونه RE..... ۱۲۴
- شکل ۱۴-۴: نمودار بار-تغییر مکان نمونه E-S..... ۱۲۵
- شکل ۱۵-۴: کانتور تنش فون میسز بتن در نمونه تقویت شده E-S..... ۱۲۵
- شکل ۱۶-۴: کانتور کرنش های پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده E-S..... ۱۲۶
- شکل ۱۷-۴: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده E-S..... ۱۲۶
- شکل ۱۸-۴: کانتور کرنش معادل پلاستیک میلگردها در نمونه E-S..... ۱۲۷
- شکل ۱۹-۴: نمودار بار-تغییر مکان نمونه N-S-W..... ۱۲۸
- شکل ۲۰-۴: کانتور تنش فون میسز بتن در نمونه تقویت شده N-S-W..... ۱۲۸
- شکل ۲۱-۴: کانتور کرنش های پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده N-S-W..... ۱۲۹
- شکل ۲۲-۴: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده N-S-W..... ۱۲۹
- شکل ۲۳-۴: کانتور کرنش معادل پلاستیک میلگردها در نمونه N-S-W..... ۱۳۰
- شکل ۲۴-۴: کانتور تنش فون میسز میلله های دست ساز MMFRP با هسته چوبی در نمونه N-S-W..... ۱۳۰
- شکل ۲۵-۴: نمودار بار-تغییر مکان نمونه N-SL-2R..... ۱۳۱
- شکل ۲۶-۴: کانتور تنش فون میسز بتن در نمونه تقویت شده N-SL-2R..... ۱۳۲
- شکل ۲۷-۴: کانتور کرنش های پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده N-SL-2R..... ۱۳۲
- شکل ۲۸-۴: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-2R..... ۱۳۳
- شکل ۲۹-۴: کانتور کرنش معادل پلاستیک میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-2R..... ۱۳۳
- شکل ۳۰-۴: کانتور تنش فون میسز میلله های دست ساز MMFRP با هسته میلگرد در نمونه N-SL-2R..... ۱۳۴
- شکل ۳۱-۴: منحنی بار-تغییر مکان نمونه تقویت شده EN-SL-R..... ۱۳۵
- شکل ۳۲-۴: کانتور تنش فون میسز بتن در نمونه تقویت شده EN-SL-R..... ۱۳۵
- شکل ۳۳-۴: کانتور کرنش های پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده EN-SL-R..... ۱۳۶

- شکل ۴-۳۴: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده EN-SL-R ..... ۱۳۶
- شکل ۴-۳۵: کانتور کرنش معادل پلاستیک میلگردها در نمونه تقویت شده EN-SL-R ..... ۱۳۷
- شکل ۴-۳۶: کانتور تنش میز میله‌های دست‌ساز تقویتی در نمونه EN-SL-R ..... ۱۳۷
- شکل ۴-۳۷: کانتور تنش حداکثر ورقه‌های CFRP در نمونه EN-SL-R ..... ۱۳۸
- شکل ۴-۳۸: منحنی بار-تغییر مکان نمونه تقویت شده N-SL-WR ..... ۱۳۹
- شکل ۴-۳۹: کانتور تنش فون میز بتن در نمونه تقویت شده N-SL-WR ..... ۱۳۹
- شکل ۴-۴۰: کانتور کرنش های پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده N-SL-WR ..... ۱۴۰
- شکل ۴-۴۱: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-WR ..... ۱۴۰
- شکل ۴-۴۲: کانتور کرنش های پلاستیک معادل میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-WR ..... ۱۴۱
- شکل ۴-۴۳: کانتور تنش های میز در میله‌های دست‌ساز در نمونه تقویت شده N-SL-WR ..... ۱۴۱
- شکل ۴-۴۴: منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه تقویت شده N-SL-4R ..... ۱۴۲
- شکل ۴-۴۵: کانتور تنش فون میز بتن در نمونه تقویت شده N-SL-4R ..... ۱۴۳
- شکل ۴-۴۶: کانتور کرنش پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده N-SL-4R ..... ۱۴۳
- شکل ۴-۴۷: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-4R ..... ۱۴۴
- شکل ۴-۴۸: کانتور کرنش پلاستیک معادل میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-4R ..... ۱۴۴
- شکل ۴-۴۹: کانتور تنش میز میله‌های دست‌ساز MMFRP با هسته میلگرد در نمونه تقویت شده N-SL-4R ..... ۱۴۵
- شکل ۴-۵۰: مقایسه منحنی های نیرو-تغییر مکان نمونه ها ..... ۱۴۵
- شکل ۴-۵۱: مقایسه حداکثر نیروی نمونه ها ..... ۱۴۶
- شکل ۴-۵۲: مقایسه شکل پذیری نمونه ها ..... ۱۴۷
- شکل ۴-۵۳: مقایسه سختی اولیه نمونه ها ..... ۱۴۸
- شکل ۴-۵۴: مقایسه سختی موثر نمونه ها ..... ۱۴۹
- شکل ۴-۵۵: مقایسه انرژی جذب شده نمونه ها ..... ۱۵۰

فصل ۱ :

کلیات

## ۱-۱ مقدمه

با وجود اینکه سالانه در جهان صدها هزار سازه با اسکلت بتنی ساخته می‌شود، اما ضعف اولیه در طراحی و اجرا، تغییر کاربری برخی سازه‌ها، افزایش بارهای وارده و همچنین کاهش سطح عملکرد سازه‌های بتن مسلح به علت گذشت زمان و زوال بتن باعث می‌شود تا اقداماتی مناسب برای افزایش عمر سازه‌ها، بهسازی و تقویت اعضای سازه بتن مسلح ضروری باشد [۱].

بهره‌برداری از ساختمان در بیشتر آئین‌نامه‌های مدرن با در نظر گرفتن سختی، مقاومت و شکل-پذیری پیش‌بینی شده‌اند. چالش مهندسين سازه در برابر رفتار و عملکرد سازه‌های تحت بار زلزله و یا سازه‌های بتن آرمه قدیمی با مقاومت خمشی کم، پوسیدگی و خوردگی<sup>۱</sup> و یا تحمل تنش‌های برشی زیاد توسط اجزای غیرمسلح است. سازه‌ای که صرفاً "الزامات آیین نامه‌ای" را برآورده سازد؛ ولی عملکرد مناسبی در برابر بار جانبی نداشته باشد؛ ارضا کننده نیست. بنابراین برای طراحی یک سازه مقاوم در برابر بار جانبی نیاز به شناخت رفتار آن می‌باشد [۲].

از نظر لرزه‌خیزی، ایران در منطقه‌ای فعال جهان قرار دارد و براساس اطلاعات مستند علمی و مشاهدات قرن بیستم از خطرپذیرترین مناطق جهان در اثر زمین‌لرزه‌های پر قدرت محسوب می‌شود. زمین‌لرزه‌های اخیر در جهان به بسیاری از سازه‌های بتن مسلح آسیب‌های قابل توجه‌ای رسانده است [۲]. اغلب این آسیب‌ها به دلیل ناکافی بودن میلگردهای طولی، عدم تقویت میلگرد عرضی مناسب و تقویت نامطلوب ناحیه بحرانی اعضای سازه می‌باشد. در مشاهدات و بررسی‌هایی که صورت گرفته است، با توجه به نتایج حاصل از آزمایش‌ها و بررسی ساختمان‌های خسارت دیده از زلزله، مشاهده می‌گردد که اتصالات، مهم‌ترین و آسیب‌پذیرترین عضو سازه‌های بتنی در برابر بارهایی نظیر زلزله هستند. از طرفی سازه‌های زیادی ممکن است در طول زلزله‌های متوسط تا قوی گذشته دچار آسیب‌های مختلفی در اعضای خود شده باشند. بدلیل عدم امکان یا هزینه‌ی بالای تخریب و بازسازی

---

<sup>۱</sup> Corrosion

مجدد سازه، امکان سنجی توانایی بازگشت ظرفیت باربری اتصال ترمیم یافته از درجه‌ی اهمیت بسزایی برخوردار است. در صورتی که بتوان ظرفیت از دست رفته اتصال را با کمک روش‌های مناسب مقاوم‌سازی به عضو بازگرداند، می‌توان در هزینه‌ها صرفه‌جویی فراوانی کرد با توجه به این مسئله، تقویت المان‌های سازه‌ای به خصوص در ناحیه اتصال به شدت مورد نیاز است.

از طرفی حرکت استمراری علم در عرصه مهندسی سازه-زلزله باعث شده است تا برای بهسازی و مقاوم‌سازی در سال‌های اخیر از روش‌های نوین و مصالحی جدید بهره گرفته‌شود که تاکنون پیشینه‌چندانی در صنعت ساختمان‌سازی نداشته‌اند. محققین برای افزایش شکل‌پذیری و مقاومت در اتصالات تیر به ستون بتن مسلح روش‌های مختلفی ابداع کرده‌اند که شامل: استفاده از بتن‌هایی با مقاومت بالا، استفاده از خاموت‌های ویژه، استفاده از روکش در تیرها و ستون‌ها (jackting) و تقویت اعضای سازه‌ای با بتن‌های پلیمری و الیافی (FRP)<sup>۱</sup> و... می‌باشد. در میان این فناوری‌های جدید، مصالح کامپوزیتی پلیمری تقویت شده با الیاف (FRP) از جایگاهی ویژه و طی سالیان اخیر از رشد قابل توجهی برخوردار بوده است که دلیل اصلی آن علاوه بر مزایای FRP افزایش بیشتر عمر بهره‌برداری و ارتقای اساسی زیرساخت‌ها در تمامی نقاط دنیا می‌باشد. عامل دیگر در گسترش کاربری FRP کاهش قیمت این مصالح است. شاید چند دهه قبل، استفاده از کامپوزیت‌ها روشی لوکس و گران قیمتی به نظر می‌رسید ولی اکنون قیمت این مصالح به مراتب کاهش یافته است. و امروزه تعداد قابل توجهی از محققین با انتشار مقالات علمی در نشریه‌ها و کنفرانس‌های مربوطه، به بحث کاربرد این مصالح در مقاوم‌سازی پرداخته‌اند [۳].

اطلاعات زیادی که از تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده بر روی اتصالات تیر-ستون بتن مسلح بدست آمده، نشان دهنده وقوع شکست برشی در اتصال تحت بارهای لرزه‌ای می‌باشد. شکست برشی ذاتاً شکننده است که وقوع آن در سازه به ویژه در شرایط لرزه‌ای، غیر قابل قبول می‌باشد. همچنین در بررسی تحقیقات گذشته معلوم گردید که در تقویت اتصالات بتنی با ورقه‌های FRP، پدیده جدا-

---

<sup>۱</sup> Fiber Reinforced polymer

شدگی زود هنگام این ورق ها از سطح بتن پیش از رسیدن به ظرفیت باربری نهایی و گسیختگی آنها، از عوامل ناخواسته و مختل کننده در امر مقاوم سازی بوده که باید به شیوه ای از آن جلوگیری نمود [۴].

مقاوم سازی اتصالات سازه های بتن مسلح به وسیله الیاف FRP، به روش های گوناگونی قابل انجام است. پژوهش های فراوانی بر روی استفاده از آنها در راستای افزایش ظرفیت اتصالات بتن آرمه صورت گرفته است. حاصل این پژوهش ها پدید آمدن تکنیک های مختلفی می باشد که از مهمترین و رایج ترین آنها می توان به روش EBR<sup>۱</sup> و نیز روش NSM<sup>۲</sup> اشاره نمود. روش EBR اگر چه بهبود قابل توجهی در ظرفیت خمشی اتصالات بتن آرمه ایجاد می کند لیکن با مشکلاتی نظیر جداشدگی زودرس ورقه های FRP و آسیب پذیری آن در مقابل شرایط محیطی نظیر ضربه، آتش سوزی، تغییرات شدید آب و هوایی و خرابکاری روبرو است. روش NSM در زمینه ی برطرف کردن این مشکلات موثرتر است و می توان در آن از نوارها و آرماتور FRP و نیز میله های دست ساز کامپوزیتی MMFRP<sup>۳</sup> به عنوان عامل تقویت استفاده نمود.

تمرکز عمده شرکت ها روی تقویت به شیوه ی EBR می باشد که البته در شرایط محیطی بسیار آسیب پذیر است. از سوی دیگر بیشتر تحقیقات صورت گرفته نیز معطوف به توسعه و به کارگیری ورقه های FRP در تقویت سازه ها بوده و در زمینه ی استفاده از آرماتورهای FRP و به ویژه نوع دست ساز آن، پژوهش های به نسبت کمتری صورت پذیرفته است.

تکنیک NSM-MMFRP Rods شیوه ای است که در آن از میله های دست ساز FRP که از پیچاندن ورقه ی FRP حول یک هسته ی چوبی یا فلزی تولید می شوند برای تقویت سازه های بتن مسلح استفاده می کنند. با توجه به فراوانی بیشتر ورقه های FRP نسبت به آرماتورهای FRP، هزینه

---

<sup>۱</sup> External Bounded Reinforcement-EBR

<sup>۲</sup> Near surface Mounted-NSM

<sup>۳</sup> Manually Made NSM FRP (MMFRP)

تمام شده‌ی این میله‌ها کمتر شده و از سوی دیگر استفاده از آنها به شیوه‌ی NSM معایب روش EBR از جمله جداشدگی از سطح بتن را ندارد. علاوه بر این‌ها بر روی این میله‌ها امکان تعبیه سیستم مهارى وجود دارد که می‌تواند یک مزیت بسیار خوب برای این سیستم در مقایسه با آرماتورهای FRP که ترد و شکننده هستند، به حساب آید.

از این رو تمرکز پژوهش حاضر بر روی استفاده از این نوع میله‌ها در تقویت اتصالات بتن‌آرمه می‌باشد و بر آن است تا عملکرد روش NSM-MMFRP Rods در تقویت اتصالات را در مقایسه با سایر روش‌های تقویت نظیر روش EBR مورد بحث و بررسی قرار می‌دهد.

## ۲-۱ ضرورت و اهمیت تحقیق

رفتار سازه‌های بتن‌آرمه تا حد زیادی به رفتار اتصالات تیر و ستون وابسته است. زمانی که قاب خمشی بتن‌آرمه تحت اثر نیروهای جانبی ناشی از زلزله قرار می‌گیرد، در اتصالات آن نیروهای قابل توجهی ایجاد می‌شود که با تغییر شکل‌های زیادی همراه است. در نتیجه اتصالات سازه باید علاوه بر مقاومت از شکل‌پذیری کافی برخوردار باشند. در اکثر آئین‌نامه‌ها با افزایش و آرایش خاص میلگرد، سعی در شکل‌پذیر کردن چشمه اتصال می‌گردد. ولی تراکم میلگردها در ناحیه اتصال مانع از استفاده صحیح ویبراتور خواهد شد. در نتیجه بتن ناحیه اتصال از مقاومت کمتری برخوردار بوده و کاهش مقاومت بتن روی پیوستگی و ظرفیت کل اتصال تاثیر منفی خواهد گذاشت [۵].

خرابی اتصالات در اثر زلزله سبب افزایش ناگهانی تغییر مکان طبقه می‌شود. بنابراین تشدید اثر  $P-\Delta$  امکان خرابی سازه را افزایش می‌دهد و به همین علت اتصالات در سازه‌های خمشی شکل‌پذیر به عنوان یک خط ضعف به شمار می‌رود. از این رو، دستیابی به مقاومت خمشی لازم، جلوگیری از شکست برشی، وقوع شکست اتصال در تیر و شکل‌پذیری کافی در اتصال، از مهم‌ترین خواص مطلوب سازه‌ای در اتصالات تیر-ستون محسوب می‌شوند.

یکی از روشهای مقاوم‌سازی اتصالات بتنی که اخیراً مورد توجه قرار گرفته است استفاده از

کامپوزیت‌های الیافی FRP می‌باشد. تحقیقات انجام شده روی اتصالات تقویت شده با ورق‌های FRP، نشان می‌دهد که این مواد می‌توانند باعث افزایش ظرفیت برشی اتصال، افزایش ظرفیت خمشی تیر در محل اتصال، افزایش ظرفیت باربری و بهبود شکل‌پذیری تیرهای منتهی به اتصال شوند. به عبارت دیگر ورقه‌ها و نوارهای FRP می‌توانند بر روی تیرها و ستون‌های مجاور به اتصال به-کار برده شوند تا مقاومت اتصال افزایش یابد و باعث انتقال مفصل پلاستیک ناحیه اتصال به طرف تیر و دور از اتصال گردند. بدین ترتیب شکل‌پذیری قاب‌های بتن‌آرمه افزایش یافته به طوری که رفتار آن از حالت شکل‌پذیر معمولی به شکل‌پذیر متوسط و یا حتی ویژه تبدیل می‌شود. این تکنیک همچنین می‌تواند در بهبود عملکرد برشی اتصالات تیر به ستون بتنی منجر شود به طوری که ضعف شکست برشی اتصالات ترمیم شده و از ناپایداری کلی قاب‌های بتن‌آرمه به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در محل هسته اتصال و خرابی کل سازه جلوگیری شود. به طور کلی کارایی این روش به پارامترهای زیادی از جمله جنس FRP، روش اتصال و طول امتداد یافته FRP در طول تیر، مقاومت بتن، مقدار آرماتور موجود در تیر و سختی اتصال بستگی دارد. بطور مثال دو نمونه روش اتصال ورقه‌ها و نوارهای FRP که شامل روش EBR (تقویت خارجی) و روش NSM (نزدیک سطح) در مدل‌های مختلف تحت بارگذاری قرار خواهد گرفت و نتایج حاصل از بارگذاری با هم مقایسه خواهد شد [۶].

### ۱-۳ اهداف پژوهش

حدود چهار دهه از به کارگیری روش‌های عددی المان محدود در بررسی رفتار اتصالات تیر به ستون بتن‌آرمه می‌گذرد. در تمام تحقیقات گذشته هدف تنها تقویت اتصال با یکی از روش‌های ذکر شده، بوده است و نتایج مختص به یک روش می‌باشد. از این رو به جهت لزوم تحقیق در مورد مقایسه بین روش‌های تقویت اتصالات در سازه‌های بتن مسلح، در این پژوهش سعی در مدلسازی اتصالات خارجی و همچنین اتصالات مقاوم‌سازی شده با استفاده از قابلیت نرم‌افزار Abaqus/CAE V۶,۱۴ برای بررسی موده‌های خرابی اتصالات تقویت شده با FRP، تعیین کارآمدترین و موثرترین روش

مقاوم‌سازی اتصالات، تاثیر استفاده از نوارهای FRP دست‌ساز، ارایه پیشنهاد مناسب‌تر جهت رفع نواقص اتصالات موجود را خواهیم داشت.

در نمونه‌های تحلیلی در نرم‌افزار Abaqus مشخصات فنی و هندسی اتصالات مطابق با نمونه‌های آزمایشی مقاله مبنا در نظر گرفته شده تا در نهایت نتایج نرم‌افزار با نتایج آزمایشگاهی جهت کالیبراسیون و تایید مدل عددی به منظور حصول رفتار لرزه‌ای قابل قبول از جمله منحنی نیرو-تغییر مکان در حین آزمایش مقایسه و صحت‌سنجی شود. به طور خلاصه اهداف پژوهش مورد نظر را می‌توان در بندهای زیر بیان نمود:

۱. بررسی عملکرد سیستم تقویت به روش NSM-MMFRP Rods و پارامترهای موثر بر کارایی این روش.

۲. مقایسه عملکرد سیستم NSM-MMFRP Rods با سایر روش‌های تقویت نظیر EBR.

۳. ارائه مدل پیشنهادی برای کاربرد روش‌های EBR و NSM به صورت ترکیبی.

## ۴-۱ ساختار پژوهش

در این پژوهش مقایسه بین روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات تیر به ستون بتن مسلح با استفاده از الیاف FRP صورت گرفته است. به این منظور:

**فصل اول:** این فصل شامل بیان مسئله و اهداف انجام تحقیق ارائه می‌شود.

**فصل دوم:** در این فصل ابتدا تحقیقات صورت گرفته در مورد علت خرابی اتصالات بتن‌آرمه تحت اثر نیروهای جانبی مخصوصاً نیروی زلزله مرور می‌گردد. سپس خلاصه‌ای از مزایا و معایب روش‌های قدیمی مقاوم‌سازی از قبیل ژاکت فولادی و بتنی و تزریق اپوکسی بیان گردیده و در ادامه به بیان مزیت‌های تقویت توسط FRP پرداخته می‌شود. در ادامه به بررسی رفتار اتصال بتنی تقویت شده با الیاف FRP پرداخته می‌شود سپس به بررسی روش‌های مقاوم‌سازی با استفاده از الیاف FRP

پرداخته شده و در پایان این فصل برخی پژوهش‌های سال‌های اخیر در زمینه روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات بتن‌آرمه با استفاده از الیاف FRP مرور می‌گردد.

**فصل سوم:** مطالبی که در این فصل ارائه شده شامل، بیان قوانین ساختاری در تحلیل غیرخطی سازه‌های بتنی و همچنین جزئیات نمونه‌ها، جزئیات ساخت میله‌های MMFRP، مشخصات تکیه گاهی، روش بارگذاری و مراحل مدلسازی نمونه‌ها در برنامه Abaqus و صحت‌سنجی نتایج شرح داده می‌شود.

**فصل چهارم:** در این فصل نتایج مدلسازی اتصالات بیان شده است. فاکتورهای اساسی برای المان سازه‌ها از جمله حداکثر ظرفیت نمونه‌ها، شکل‌پذیری و کاهش سختی بیان می‌شود

**فصل پنجم:** در این فصل نتایج کلی حاصل از تحقیق بیان گردیده و پیشنهاداتی برای ادامه پژوهش ارائه می‌شود.

## فصل ۲ :

### مروری بر ادبیات فنی پیشین

## ۲-۱ مقدمه

بیش از ۲۰ سال است که از ورود FRP به مجموعه مصالح مهندسی سازه می‌گذرد و امروزه این ماده برای مقاوم‌سازی سازه‌های موجود و حتی سازه‌های آسیب‌دیده کاربرد گسترده‌ای دارد. FRP دارای سختی و ظرفیت مقاومتی بالایی بوده و استفاده از این مصالح کامپوزیت در سازه‌های بتن مسلح برای تقویت تیرها، ستون‌ها، دیوارها، دال‌ها و اتصالات با اهداف سازه‌ای و غیرسازه‌ای امکان‌پذیر است. به کارگیری FRP در اعضای بتنی، پیش‌تر تنها به صورت چسباندن ورقه‌های FRP به سطح خارجی بتن (EBR) با استفاده از اپوکسی بوده اما بعدها روش دیگری با استفاده از کاشتن نوارها، میلگرد و سایر مقاطع پیش‌ساخته در داخل شیارهای ایجاد شده بر روی سطح بتن (NSM) به کار گرفته شد. در این پژوهش به طور خاص، تقویت اتصالات بتن‌آرمه با استفاده از دو روش مذکور به منظور مقایسه‌ی این روش‌ها از جنبه‌ی بهره‌برداری از ظرفیت FRP، با استفاده از نتایج نهایی بدست آمده مورد بررسی قرار خواهد گرفت. مقایسه نتایج بیانگر مشارکت بیشتر FRP در روش NSM نسبت به روش EBR در ظرفیت خمشی و برشی اتصال بتنی بهسازی شده می‌باشد.

این فصل از پایان نامه در چند قسمت اصلی ارائه می‌شود. در ابتدا تحقیقات انجام گرفته در خصوص علت خرابی اتصالات بتنی بیان می‌شود. پس از آن خلاصه‌ای از معایب روش‌های قدیمی دیگر مقاوم‌سازی نسبت به مقاوم‌سازی با مواد FRP ارائه می‌شود. در قسمت بعد معرفی مواد کامپوزیتی و مصالح FRP و اجزای تشکیل‌دهنده آنها بیان می‌شود. سپس به بیان مزایای تقویت سازه‌ها به وسیله مواد FRP پرداخته می‌شود. در ادامه به بررسی روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات به وسیله FRP، مزایا و معایب آنها پرداخته شده و در خاتمه این فصل پیشینه‌ای از مطالعات انجام‌گرفته در خصوص ورق‌های CFRP، میلگردها و میله‌های دست‌ساز MMFRP بیان می‌شود.

## ۲-۲ تحقیقات انجام گرفته در خصوص علت خرابی اتصالات بتن

### مسلح

بسیاری از سازه‌های بتن‌آرمه موجود که بر مبنای آیین‌نامه‌های گذشته طراحی و اجرا شده بودند، دارای جزییات ضعیف آرماتورگذاری بوده که مشکلاتی همچون ظرفیت تغییرمکان جانبی پایین، قابلیت استهلاک انرژی پایین، زوال مقاومت و بروز مکانیزم در محل‌های نامطلوب در سازه را داشته که کلیه این موارد منجر به فروپاشی و انهدام سازه می‌شود. جزییات غیرشکل‌پذیر در یک سازه بتن‌آرمه به دلیل مواردی همچون مقاومت برشی ضعف اتصال بواسطه عدم آرماتورگذاری عرضی در هسته اتصال، ظرفیت برشی پایین ستون منتهی به اتصال، کم بودن طول هم پوشانی آرماتورهای طولی ستون، عدم رعایت ناحیه خاموت گذاری فشرده در تیر و طول مهاری ناکافی آرماتورهای تیر در ناحیه اتصال می‌باشد [۷].

تقویت سازه به معنی افزایش مقاومت و باربری اعضای ضعیف در مقابل بارهای وارده، افزایش باربری و مقاومت اعضای صدمه دیده می‌باشد. این ضعف‌ها و آسیب دیدگی‌ها ممکن است به شکل‌های مختلفی خود را در سازه نشان دهند و قبل از اینکه سازه مورد نظر دچار آسیب جدی شود باید در صدد مرمت و تقویت آن باشیم. اگرچه نمی‌توان با هزینه‌های منطقی و معقول ایمنی ساختمانی را تا حد خیلی زیاد بالا برد، ولی دلیلی هم ندارد که آن را به حال خود رها کنیم. بلکه عقل سلیم و منطق مهندسی حکم می‌کند که با اختیار کردن حداقل میزان دخالت در وضع ساختمان متناسب با امکانات و اقتصاد هر میزان ایمنی را که دستیابی به آن در چارچوب منطق و امکانات میسر است تامین کنیم. مقاومت جانبی ناکافی همراه با جزییات ضعیف اتصالات بتن مسلح عضو دلیل اصلی برای کارائی ناکافی لرزه‌ای این سازه‌ها است. مروری بر نحوه‌ی ساخت و ساز و مصالح مورد استفاده در گذشته نشان می‌دهد که استفاده از میلگردهای بدون آج در سازه‌های بتنی در دهه ۱۹۶۰ رواج فراوان داشت. بر اساس تحقیقات، مقاومت پیوستگی میلگردهای بدون آج با مصالح بتنی بسیار کمتر از

میلگردهای آجدار است. بنابراین چون آئین‌نامه‌های قدیمی با فرض پیوستگی کامل بین فولاد و بتن طراحی را انجام می‌دادند، ظرفیت خمشی و برشی طراحی به صورت نادرستی به دست آمده که عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را متأثر می‌سازد. بنابراین استفاده از میلگردهای بدون آج یکی از عوامل تخریب سازه‌ها در طی زلزله در طی سالیان گذشته به‌شمار می‌رود [۷].

بنابه دلایل مختلف ساختمان‌ها نیاز به ترمیم و تقویت دارند. در ادامه چند دلیل که از اهمیت بیشتری برخوردار می‌باشند ذکر می‌گردد.

## ۲-۲-۱ تغییر در کاربری سازه و اعمال بارهایی بیش از حد پیش‌بینی

### در هنگام طراحی

در مواردی متعدد ممکن است کاربری یک سازه را تغییر دهند. به طور مثال تغییر از مسکونی به تجاری، با تغییر کاربری، بارهای وارده نیز تغییر کرده، لذا با فرض اینکه سازه در مرحله طراحی خود به درستی طراحی شده و تمام بارها به خصوص بار زلزله درست در نظر گرفته شده باشد، سازه با کاربری جدید تحت بارگذاری جدیدی قرار می‌گیرد که در مرحله طراحی اولیه مطرح نبوده است. لذا سازه در این حالت نیازمند تقویت می‌باشد.

## ۲-۲-۲ تغییر ضوابط آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی

در مواردی ممکن است به علت یافته‌های جدید علمی بخش‌هایی از آیین‌نامه‌ها و ضرایب بارگذاری تغییر کند. سازه‌هایی که بر اساس آیین‌نامه‌های قبلی طراحی شده‌اند، می‌بایست براساس آیین‌نامه‌های جدید بررسی شوند که ممکن است در مواردی به تقویت و ترمیم سازه نیاز باشد.

## ۳-۲-۲ خطاهای طراحی

خطاهای طراحی شامل عدم شناخت خاک و پی، عدم توجه به اصول مبانی طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله، اشتباه در تحلیل و طراحی و ... می‌تواند باعث خرابی زود هنگام یا آسیب‌هایی در شکل ظاهری سازه شود.

## ۴-۲-۲ آسیب دیدگی سازه‌ها ناشی از بلایای طبیعی یا حوادث

آسیب‌دیدگی سازه‌ها ناشی از بلایای طبیعی یا حوادث مانند زلزله و عوامل دیگری نظیر انفجار، آتش-سوزی و ... می‌تواند موجب وارد شدن خسارت و بروز نواقص در سازه‌ها گردد. لذا به منظور استفاده مجدد، نیاز به ترمیم سازه می‌باشد.

## ۵-۲-۲ عدم رعایت ضوابط اجرایی

در صورت طراحی مناسب و درست سازه، این امکان وجود دارد که سازه در مرحله اجرا به درستی و همانگونه که محاسبه و طراحی شده، اجرا نشود و مشکلاتی نظیر عدم آرماتوربندی درست، کاربرد میلگرد با سایز و تعداد نامناسب، عدم رعایت طول مهارهای لازم برای میلگرد، عدم اجرای درست اتصالات، استفاده از سیمان نامناسب، عدم استعمال سیمان به مقدار کافی و عمل‌آوری نامناسب بتن و ... در مرحله اجرا رخ دهد. جهت استفاده مناسب و ایمن از چنین سازه‌ای که در مرحله ساخت مشکل اجرایی داشته باشد، بحث ترمیم و تقویت سازه و اهمیت آن مطرح می‌گردد.

## ۶-۲-۲ خوردگی فولاد و تخریب شیمیایی بتن

خوردگی فولاد و تخریب شیمیایی بتن، خوردگی قطعات فولادی در سازه‌های مجاور آب از قبیل خوردگی ناشی از کربناتاسیون، نفوذ کلر به داخل بتن، تهاجم سولفات‌ها و اسیدها، یک مساله بسیار

اساسی تلقی می‌شود. در محیط‌های دریایی و مرطوب وقتی که یک سازه بتن مسلح در دراز مدت در معرض عناصر خوردنده نظیر نمک‌ها، اسیدها و کلرها قرار می‌گیرد میلگردها به دلیل آسیب‌دیدگی و خوردگی، قسمتی از ظرفیت خود را از دست می‌دهند. به علاوه فولادهای زنگ‌زده بر پوسته بیرونی بتن فشار می‌آورند که باعث خرد شدن بتن و ریختن آن می‌شود. با توجه که اینکه بخش وسیعی از کشور ما خصوصاً شمال و جنوب کشور که دارای شرایط محیطی خاص آب و هوایی می‌باشد، بحث تقویت و بهسازی سازه‌های واقع در این نواحی نیازمند بررسی می‌باشد.

## ۷-۲-۲ ایجاد بازشو

معمولاً جهت اجرای آسان سرویس‌های اساسی مثل مجراها، کانال‌های هوا، دسترسی به کانال‌های شبکه الکتریکی و کامپیوتری، تاسیسات مکانیکی یا حتی آمد و شد از اتاقی به اتاق دیگر ممکن است در جان تیرهای عمیق بتن مسلح و سقف‌ها بازشو ایجاد شود.

## ۳-۲ معایب روش‌های دیگر مقاوم‌سازی نسبت به الیاف FRP

تکنیک‌های مقاوم‌سازی و تقویت سازه‌ها شامل تعمیر با اپوکسی، ژاکت‌های بتنی پیش تنیده و یا مسلح، ژاکت کردن با بلوک‌های بتنی بنایی یا میانقاب‌های نیمه بنایی، ژاکت‌های فلزی و یا افزودن المان‌های فولادی از بیرون به سازه و استفاده از کامپوزیت‌های پلیمری مسلح به الیاف (FRP) و ... می‌باشد. هر یک از این تکنیک‌ها نیازمند جزئیات ویژه با در نظر گرفتن هزینه‌ها، سختی اجرا، اختلال در خدمت رسانی ساختمان و محدوده کاربری است. هدف اصلی این تکنیک‌ها توزیع مقاومت بین ستون‌ها، تیرها و اتصالات به گونه‌ای است که نیاز به شکل‌پذیری و مقاومت لرزه‌ای از طریق مکانیزم‌های شکل‌پذیر تشکیل مفاصل در تیر به جای مفصل‌شدگی ستون یا خرابی‌های ترد اتصال تامین گردد و از دوران‌های زیاد اتصال تیر به ستون جلوگیری شود.

از ابتدایی‌ترین روش‌ها در بهسازی اتصالات سازه‌های بتن‌آرمه؛ افزایش ابعاد تیر و ستون با استفاده از بتن‌آرمه می‌باشد. پس از انجام مطالعات زیاد در این زمینه مشخص شد که استفاده از این تکنیک باعث افزایش وزن ساختمان می‌شود و همچنین برای برقراری اتصال بتن قدیم و جدید نیاز به تخریب بخش‌هایی از اتصال می‌باشد.

تکنیک‌های بهسازی با استفاده از چسباندن ورق‌های فولادی به صورت خارجی به اعضای بتنی به علت سریع بودن اجرا و حداقل خرابی در سازه و افزایش کم در تغییر اندازه مقاطع، محبوبیت زیادی پیدا کرده است. به هر حال این روش مشکلاتی از جمله موارد یاد شده در ذیل را دارا است که کارایی آن را محدود کرده است [۸، ۹].

- زوال چسبندگی بین بتن و فولاد که ناشی از خوردگی فولاد
- گسیختگی نامطلوب برشی
- سختی در حمل و نقل ورق‌های فولادی با ضخامت بالا
- نیاز به نصب داربست
- نیاز به سیستم اتصال لب به لب

روش مرسوم دیگر در مقاوم‌سازی اعضای بتن‌آرمه، استفاده از پوشش‌هایی از نوع بتن‌آرمه، بتن پاشیدنی می‌باشد. این روش تا جایی که مربوط به مقاومت، سختی و شکل‌پذیری می‌شود، کاملاً موثر است، اما باعث افزایش ابعاد مقاطع و بار مرده سازه می‌شود. همچنین این شیوه نیازمند عملیات پر دردرس تخلیه ساکنین است و به صورت بالقوه باعث افزایش نامطلوب سختی اعضای بتن‌آرمه می‌شود. یکی دیگر از راه‌حل‌ها برای بهسازی قاب‌های بتنی محبوس کردن ستون و ناحیه اتصال موجود در بتنی جدید همراه با میلگردهای طولی و عرضی می‌باشد. امتداد دادن میلگردهای طولی افزوده شده از داخل اتصال نیازمند سوراخ کردن دال سقف در گوشه‌های ستون می‌باشد. افزودن میلگردهای عرضی در اتصال چنین فرایندی را چندین برابر سخت‌تر می‌کند به طوری که در چنین حالتی تیرها نیز نیاز به سوراخ کردن داشته و خم کردن قلاب‌ها در محل قرارگیری باید صورت گیرد. عیب آشکار تکنیک

ژاکت بتنی، مشکلات و سختی‌های اجرای آن نظیر سوراخ کردن دال سقف، سوراخکاری تیرها و گاه‌گاه خم‌زدن در جای میلگرد عرضی اضافه شده به اتصال است. همچنین این روش موجب بزرگ‌شدن ابعاد اجزای سازه شده و در نتیجه باعث کاهش فضای طبقه و افزایش جرم سازه می‌شود. در نهایت اینکه چنین روشی خصوصیات دینامیکی سازه را تغییر می‌دهد که در نتیجه یک تحلیل مجدد دقیق ضروری خواهد بود (به عنوان مثال ۱۲۰ درصد افزایش دوره تناوب مود اول و ۷۳٪ افزایش ظرفیت برشی طبقه پایه در مطالعات براسی و همکاران گزارش شده است) [۱۰]. مواد FRP با نسبت بالای مقاومت و سختی به وزن و دارا بودن ماهیت شیمیایی خنثی، پتانسیل خوبی برای بهسازی اعضا دارند. بنابراین نوارها یا صفحات FRP می‌توانند جایگزینی برای صفحات فولادی باشند، زیرا این مواد برخلاف فولاد، تحت تاثیر زوال الکتروشیمیایی قرار نمی‌گیرند و می‌توانند در مقابل خوردگی اسیدها، بازها، نمک‌ها و مواد مهاجم مشابه در دامنه وسیعی از دما مقاومت کنند. در نتیجه نیاز به سیستم‌های حفاظت از خوردگی نمی‌باشند و آماده کردن سطوح اعضا قبل از چسباندن صفحات FRP و نگهداری از آن‌ها بعد از نصب، از صفحات فولادی آسان‌تر است. علاوه بر این، الیاف مسلح کننده در FRP می‌توانند در موضع معین و در نسبت حجمی و جهت مشخص درون ماتریس قرار گیرند تا بیشترین کارایی را داشته باشند. مواد حاصله تنها با درصدی از وزن فولاد، مقاومت و سختی بالایی در جهت الیاف دارند. همچنین جابجایی و نصب آن‌ها راحت‌تر می‌باشد و می‌توانند برای مکان‌هایی که دسترسی محدود دارند، مورد استفاده قرار گیرند. پس از نصب نیز بار اضافی قابل توجهی را به سازه تحمیل نمی‌کنند [۱۱].

## ۲-۴ معرفی مواد کامپوزیت و مصالح FRP

کامپوزیت‌های FRP ترکیب فیزیکی از چند مصالح هستند که از دو، یا بیشتر ماده مجزا تشکیل می‌شود. برای افزایش چسبندگی الیاف تقویتی با ماتریس رزین معمولاً از اصلاح سطحی استفاده می‌شود. چوب را می‌توان یک کامپوزیت طبیعی در نظر گرفت و در یک نگاه کلی‌تر بتن‌آرمه نیز یک

نوع کامپوزیت بوده و متشکل از اجزای متمایز است. همچنین FRP نیز یک کامپوزیت محسوب می‌شود. در ادامه یک بررسی کلی بر روی انواع مواد کامپوزیتی و همچنین FRP رایج در صنعت انجام شده است.

پیدایش و کاربرد مواد کامپوزیت به دهه ۱۹۴۰ میلادی باز می‌گردد. این گروه از مواد حدود ۶۰ سال پیش و در صنایع خاص (به دلیل هزینه بالا) و در جریان جنگ جهانی دوم (برای چسباندن قطعات هواپیما) مورد استفاده قرار می‌گرفتند. صنایع کشتی‌سازی، هوافضا، خودروسازی، زیردریایی، تجهیزات ورزشی و ساختمان‌سازی از مهمترین زمینه‌های کاربرد این مواد هستند. اگرچه از ساخت و پیدایش مواد کامپوزیت چندین دهه بیشتر نمی‌گذرد ولی با داشتن امتیازاتی چون صرفه‌جویی در هزینه در کنار مزایایی مانند فرم‌پذیری ساده‌تر و خواص ممتاز خود، باعث شده تا به تدریج این مواد در جریان اصلی صنعت ساختمان جایگاه شایسته خود را بیابد. استفاده از پوشش خارجی FRP برای بهسازی و تقویت سازه‌ها، از دهه ۱۹۸۰ میلادی به طور همزمان در آمریکا و اروپا آغاز شد و تا به امروز رشد قابل ملاحظه‌ای داشته است. در حال حاضر در اکثر کشورهای لرزه‌خیز کامپوزیت‌ها از پرکاربردترین مواد جهت مقاوم‌سازی ساختمان‌های ضعیف، پل‌ها، اتصالات، سازه‌های باستانی و موارد مشابه موجود می‌باشند [۱۲، ۱۳].

## ۲-۵ عوامل موثر در عملکرد مواد کامپوزیتی:

- نوع مواد سازنده
- نسبت مواد سازنده
- خصوصیات مواد سازنده
- رفتار توأم مواد سازنده با یکدیگر

## ۲-۶ عوامل موثر بر عملکرد الیاف FRP

- جهت قرارگیری
  - طول الیاف
  - نوع و شکل الیاف
  - ترکیب آن با رزین و چسبندگی بین آن دو
- الیاف یک جهته، غیر ایزوتروپیک (ناهمسانگرد) هستند و مقاومت و مدول آن در راستاهای مختلف متفاوت است. به طور کلی خواص مکانیکی الیاف در یک جهت بستگی به مقدار الیاف در آن جهت دارد.

## ۲-۷ معرفی FRP

نوعی کامپوزیت است که متشکل از دو بخش الیاف تقویتی و ماتریس (که معمولاً پلیمر بوده) می‌باشد. FRP از اولین بار توسط روبینسکی<sup>۱</sup> در سازه‌های بتن‌آرمه استفاده شد. امروزه FRP به اشکال مختلف به صورت کابل‌ها، شبکه‌های دو بعدی و سه بعدی، به صورت صفحه و ... به کار می‌روند [۱۴].

## ۲-۸ اجزای تشکیل دهنده مواد کامپوزیتی و انواع آنها

کامپوزیت‌های FRP که در حال حاضر استفاده می‌شوند متشکل از یک سری فیبر یا الیاف که با رزینی به عنوان ماتریس یا زمینه مخلوط می‌شوند.

---

<sup>۱</sup>Robinsky

## ۹-۲ انواع مختلف الیاف FRP

این مواد تنوع بسیار زیادی دارند ولی در زیر به طور خلاصه به چند مورد از آنها اشاره می‌شود:

### ۹-۲-۱ الیاف شیشه‌ای - GFRP<sup>۱</sup>

الیاف شیشه‌ای اولین الیاف مهمی است که در مهندسی عمران استفاده می‌شود و به خاطر توازنی که بین قیمت و مقاومت آن وجود دارد کاربرد وسیعی پیدا کرده است. حداکثر کرنش نهایی آن برابر ۱٫۸ تا ۳ درصد و مقاومت آن بین ۱۵۰۰ تا ۲۵۰۰ مگاپاسکال و همچنین مدول الاستیسیته این ماده نیز حدود ۷۰ گیگاپاسکال می‌باشد. اگر GFRP در معرض محیط خورنده با PH بالا قرار گیرد روی دوام آن تاثیرگذار است.

### ۹-۲-۲ الیاف فیبر کربنی - CFRP<sup>۲</sup>

این الیاف بهترین نوع الیاف از لحاظ مقاومت، تاب خستگی و خزش هستند و از ابریشم مصنوعی ساخته شده است. الیاف کربن از نظر خواص فیزیکی و مکانیکی رفتاری ناهمسان دارند. به همین دلیل مدول آنها در جهت صفحات اصلی بیشتر از جهت عمود بر این صفحات می‌باشد. لذا جهت‌دهی صفحات اصلی در جهت محور طولی الیاف باعث تولید الیافی با مدول بالا می‌شود که با توجه به دانسیته کم این مواد (حدود ۲ گرم بر سانتی‌مترمکعب) در نهایت الیافی با مدول ویژه بسیار بالا حاصل می‌گردد. در شرایط دمایی بسیار بالا مقاومت خود را به سختی از دست می‌دهند و برای تشکیل این نوع الیاف به درجه حرارت حداقل  $1000^{\circ}\text{C}$  احتیاج است. اکثر الیاف مصنوعی در این درجه حرارت ذوب و تبخیر می‌شوند، ولی فیبر کربنی به دلیل داشتن اکریلیک همچنان باقی می‌ماند.

---

<sup>۱</sup> Glass Fiber Reinforced Polymer

<sup>۲</sup> Carbon Fiber Reinforced Polymer

الیاف CFRP دارای سه تیپ مطابق جدول زیر است.

جدول ۲-۱: مشخصات الیاف CFRP رایج در بازار

| نوع الیاف          | □ □ (%) | □ □ (MPa) | E (GPa) |
|--------------------|---------|-----------|---------|
| الیاف با مدول بالا | ۰/۵     | ۲۰۰۰      | ۳۸۰     |
| الیاف با مدول کم   | ۱       | ۲۸۰۰      | ۲۸۰     |

ضمناً تیپ سه، مقاومت و مدول الاستیسیته‌ای بین حالت یک و دو دارد.

عنصر سازنده CFRP، گرافین است که در الیاف کربنی دارای ساختار دو بعدی می‌باشد. اگر گرافین ساختار سه بعدی و به صورت شش ضلعی داشته باشد به آن گرافیت می‌گویند که در صنعت مدادسازی استفاده می‌شود. جهت قرارگیری گرافین در راستای الیاف کربن تعیین کننده مدول الاستیسیته الیاف می‌باشد، همچنین جهت قرارگیری گرافین روی رطوبت سطحی و چسبندگی با ماتریس نیز تاثیر می‌گذارد. الیاف کربنی با رزین به خوبی خیس نمی‌شوند، بنابراین اصلاح سطحی بایستی بر روی آنها انجام شود. نوع خاصی از الیاف کربنی به نام Tows، متشکل از ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰۰ الیاف یا تار کربنی می‌باشد [۱۵].

## ۲-۹-۳ الیاف آرامیدی - AFRP<sup>۱</sup>

آرامید انرژی شکست بالایی دارد. بنابراین در ساخت کلاه‌های ایمنی در صنایع نظامی کاربرد دارد. الیاف آرامید به دماهای بالا، رطوبت و اشعه ماوراء بنفش حساس است از این رو در مهندسی عمران و ... کاربرد وسیع ندارد.

<sup>۱</sup> Aramid Fiber Reinforced Polymer

دو شرکت هلندی Akzo-Nobel (سازنده Twaron) و شرکت فرانسوی Dupont (سازنده کولار) سازندگان مهم AFRP در دنیا هستند. امروزه چهار نوع الیاف آرامید (کولار) در جهان وجود دارد. مقاومت کششی الیاف آرامید ۵۵٪ مقاومت کششی الیاف شیشه ای و مقاومت برشی آن ۱۸۰٪ الیاف شیشه ای است. نتایج آزمایشات نشان می دهد مقاومت کششی الیاف آرامید ۱۰٪ از مقاومت کششی الیاف کربنی کمتر است و قیمت آن تقریباً نصف الیاف کربنی است. با این حال قابلیت کار کردن با الیاف آرامید بیشتر از الیاف شیشه ای و کربنی است. در جدول زیر مقایسه کیفی سه نوع کامپوزیت را نشان می دهد.

جدول ۲-۲: مقایسه مشخصات سه نوع کامپوزیت

| مواد کامپوزیتی | چگالی<br>$\frac{Kg}{M^3}$ | مدول کششی طولی<br>(GPa) | مدول کششی عرضی<br>(MPa) |
|----------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|
| ورقه های GFRP  | ۲۰۰۰-۱۶۰۰                 | ۲۰-۵۵                   | ۴۰۰-۱۸۰۰                |
| ورقه های CFRP  | ۶۰۰-۱۹۰۰                  | ۱۲۰-۲۵۰                 | ۱۲۰۰-۲۲۵۰               |
| ورقه های AFRP  | ۱۰۵۰-۱۲۵۰                 | ۴۰-۱۲۵                  | ۱۰۰۰-۱۸۰۰               |

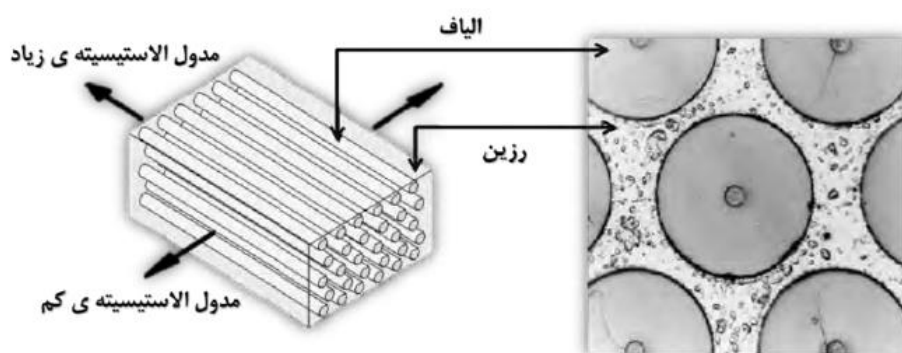
جدول ۲-۳: مقایسه کیفی سه نوع کامپوزیت

| مشخصات       | شیشه     | کربن     | آرامید   |
|--------------|----------|----------|----------|
| مقاومت کششی  | خیلی خوب | خیلی خوب | خیلی خوب |
| مقاومت فشاری | مناسب    | خیلی خوب | خوب      |
| مدول یانگ    | خوب      | خیلی خوب | مناسب    |
| چگالی        | عالی     | خوب      | مناسب    |
| رفتار خستگی  | خوب      | عالی     | مناسب    |

## ۲-۱۰ رزین ها یا چسب های پلیمری

رزین ها (ماتریس) در فضای بین الیاف کامپوزیت قرار گرفته و آنها را در کنار یکدیگر قرار می دهد. این مواد که با نام کلی رزین شناخته می شوند، از مواد پلیمری ساخته می شوند و مهمترین ویژگی آنها شامل موارد زیر است:

- قراردادن الیاف در کنار یکدیگر
  - انتقال برش از الیاف تقویتی به ماده مجاور
  - محافظت از الیاف در برابر شرایط محیطی و جلوگیری از خسارت مکانیکی وارده
  - شکل پذیری و انعطاف
  - ایجاد مشخصات مکانیکی مناسب برای کامپوزیت
  - کنترل کمانش موضعی الیاف تحت فشار
- باید توجه داشت در ماتریس دو نوع برش به وجود می آید:
- برش ناشی از پیچش یا برش درون صفحه ای
  - برش ناشی از خمش یا برش بین صفحه ای



شکل ۲-۱: FRP تشکیل شده از الیاف و ماتریس

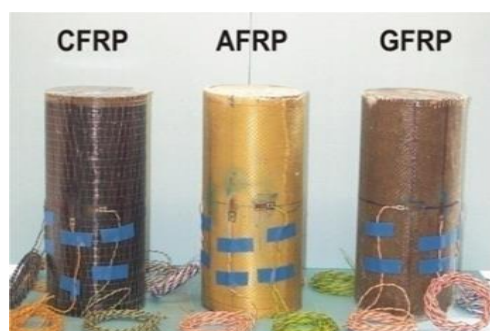
## ۲-۱۱ اشکال مختلف مواد FRP

مواد FRP به طور کلی به سه مدل مختلف در مقاوم سازی سازه ها استفاده می شود.

## ۲-۱۱-۱ ورقه‌های FRP

ورقه‌هایی با ضخامت چند میلی‌متر از جنس FRP هستند. این ورقه‌ها با چسب‌های مستحکم و مناسب به سطح بتن چسبانده می‌شوند. از ورقه‌های FRP جهت تعمیر و تقویت سازه‌های آسیب دیده (ناشی از زلزله و یا ناشی از خوردگی آبهای یون‌دار) استفاده می‌شود.

ورقه‌های FRP از لحاظ شکل‌پذیری به شکل پارچه‌ای و صفحه‌ای هستند. شکل پارچه‌ای دارای خاصیت شکل‌پذیری بالایی است و راستای الیاف در آن می‌تواند در یک جهت یا دو جهت باشد. صفحه‌ها بر خلاف الیاف پارچه‌ای، شکل‌پذیر نیستند و در ضخامت و عرض‌های مختلف یافت می‌شوند.



شکل ۲-۲: ورقه‌های FRP

## ۲-۱۱-۲ کابل، نوار و تاندون پیش تنیدگی

محصولاتی شبیه میلگردهای FRP، ولی به صورت انعطاف‌پذیر هستند که در سازه‌های کابلی و بتنی پیش‌تنیده در محیط‌های دریایی و خورنده کاربرد دارند. این محصولات در اجزا پیش‌تنیده در مجاورت آب نیز بکار گرفته می‌شوند.



شکل ۲-۳: نوارهای FRP

## ۲-۱۱-۳ میلگردهای FRP

برای بسیاری از سازه‌هایی که در محیط‌های مهاجم از قبیل سازه‌های دریایی، پل‌ها، پارکینگ که در معرض نمک‌های قرار می‌گیرند، ترکیب رطوبت، افزایش دما و محیط کلریدی، خاصیت قلیایی بتن را کاهش می‌دهد و سبب خوردگی فولادها می‌شود که در نهایت موجب تخریب سازه بتنی می‌شود. به همین خاطر امروزه از میلگردهای ساخته شده با مواد پلیمری FRP در این سازه‌ها استفاده می‌کنند. به دلیل اینکه میلگردهای FRP دارای یک رفتار غیرشکل‌پذیر می‌باشند لذا موارد استفاده این میلگردها محدود به سازه‌هایی می‌شود که مهم‌ترین مشکل آنها خوردگی یا مشکلات الکترومغناطیسی می‌باشد. رفتار مکانیکی میلگردهای FRP با میلگردهای فولادی متفاوت است، لذا نحوه طراحی سازه‌های بتنی با استفاده از میلگردهای FRP دارای تغییراتی نسبت به میلگردهای فولادی می‌باشد. همانطور که در بخش‌های قبل گفته شد، مصالح FRP بر خلاف مصالح فولادی، رفتار الاستیک خطی از خود نشان می‌دهند.



شکل ۲-۴: میلگردهای FRP

## ۲-۱۲ مزایای تقویت سازه‌ها به وسیله مواد FRP

- دوام بالا (مهمترین مزیت)
- سبک بودن وزن
- مقاومت مشخصه و مدول بالا
- مقاومت در برابر خوردگی و فرسودگی

- قابلیت افزایش مقاومت در جهت دلخواه
  - مقاومت در برابر بارهای متناوب، دینامیکی و تکراری
  - رفتار کاملاً یکسان از لحاظ انبساط و انقباض با بتن
  - مقاومت شیمیایی
  - نفوذناپذیری الکترومغناطیسی
  - مقاومت در برابر ضربه
  - ضخامت کم
  - حمل و نقل آسان به دلیل وزن کم
  - اجرای ساده ورق‌ها
  - توجه اقتصادی در پروژه‌های حجیم مثل پل‌سازی
  - سطح تمام شده تمیز و زیبا
- در ادامه برخی از این ویژگی‌ها را تشریح می‌کنیم:

### انعطاف پذیری بالا

ورق‌های FRP همانند پارچه دارای انعطاف‌پذیری بالایی می‌باشند. این خاصیت در تقویت لبه‌ها و گوشه‌ها و اتصالات بسیار کارآمد است. به طوری که از این مواد می‌توان به صورت U شکل و یا به صورت دورپیچ دور مقاطع مربع، مستطیل یا دایره و یا هر شکل دیگر استفاده کرد.

### وزن کم:

یکی از محاسن FRP در مقایسه با دیگر مواد و مصالح، وزن کم آن می‌باشد. این مواد دارای وزن ناچیزی می‌باشند به طوری که یک متر مربع از مصالح FRP (الیاف + چسب) کمتر از ۵۰۰ گرم وزن دارد که اگر بخواهیم آن را با یک مترمربع فولاد که دارای وزن ۷۵ کیلوگرم است، جهت ساخت ژاکت فولادی مقایسه کنیم، وزن الیاف FRP بسیار ناچیز است.

## راحتی در جابجایی و نصب

به علت وزن کم و انعطاف پذیری بالای این الیاف، حمل و نقل و جابجایی آنها جهت نصب و استفاده در سازه‌ها بسیار آسان می‌باشد. حمل و نقل این الیاف نیازی به ماشین‌آلاتی مانند جرثقیل و ... ندارد و مقدار زیادی از آن توسط کارگران قابل حمل می‌باشد.

## سرعت عمل انجام کار

همانطور که می‌دانیم یکی از فاکتورهای مهم در اجرای سازه، زمان می‌باشد. جهت کاربرد مصالح FRP نیاز به زمان زیادی نداریم. به طوری که بیشتر زمان در کاربرد این مواد صرف آماده‌سازی سطح برای انجام عملیات می‌شود، که در صورت آماده بودن سطح، عمل چسباندن یک متر مربع، زمانی کمتر از ۱۰ دقیقه را می‌گیرد [۱۶].

## ۲-۱۳ مشخصات اساسی محصولات کامپوزیتی FRP

### ۲-۱۳-۱ مقاومت در برابر خوردگی

بدون شک برجسته‌ترین و اساسی‌ترین خاصیت محصولات کامپوزیتی FRP مقاومت آنها در مقابل خوردگی است. در حقیقت این خاصیت FRP یکی از مهم‌ترین دلایل معرفی آنها به عنوان یک گزینه جانشین برای تقویت سازه‌ها است. به خصوص در سازه‌های بندری، ساحلی و دریایی، مقاومت خوب کامپوزیت FRP در مقابل خوردگی، سودمندترین مشخصه‌ی میلگردهای FRP است.

### ۲-۱۳-۲ مقاومت

مصالح FRP معمولاً مقاومت کششی بسیار بالایی دارند، که از مقاومت کششی فولاد به مراتب بیشتر است. مقاومت کششی بالای کامپوزیت‌های FRP کاربرد آنها را برای سازه‌های بتن‌آرمه، خصوصاً برای

سازه‌های پیش‌تنیده بسیار مناسب نموده است. مقاومت کششی مصالح FRP اساساً به مقاومت کششی، نسبت حجمی، اندازه و سطح مقطع فیبرهای به کار رفته در آنها بستگی دارد. مقاومت کششی محصولات FRP برای میله‌های با الیاف کربن  $2200\text{--}1100\text{ MPa}$ ، برای میله‌های با الیاف شیشه  $1100\text{--}900\text{ MPa}$  و برای میله‌هایی با الیاف آرامید  $1600\text{--}1350\text{ MPa}$  گزارش شده است. با این وجود، برای بعضی از این محصولات، حتی مقاومت‌های بالاتر از  $3000\text{ MPa}$  نیز گزارش شده است. توجه شود که به طور کلی مقاومت فشاری میله‌های کامپوزیتی FRP از مقاومت کششی آنها کمتر است.

## ۲-۱۳-۳ مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته محصولات FRP اکثراً در محدوده قابل قبولی قرار دارد، اگر چه اصولاً کمتر از مدول الاستیسیته فولاد است. مدول الاستیسیته میله‌های کامپوزیتی FRP ساخته شده از الیاف کربن، شیشه و آرامید به ترتیب در محدوده‌ی  $100\text{--}150\text{ GPa}$ ،  $45\text{ GPa}$  و  $60\text{ GPa}$  گزارش شده است [۱۷].

## ۲-۱۳-۴ وزن مخصوص

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

## ۲-۱۳-۵ عایق بودن

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

## ۲-۱۳-۶ خستگی

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

الیاف FRP می‌توانند از نفوذ ترک‌ها به داخل هسته اتصال، کمک به ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای تیر و با فاصله‌ای از بر ستون، در انعطاف پذیری کل ساختمان، ارتقاء مقاومت سازه به سطح مورد نظر قبل از آسیب دیدگی و یا مقاوم سازی اتصال برای مواجهه با قوانین سخت گیرانه آیین‌نامه‌های جدید و بارهای جدید موثر باشد. از جمله مواردی که باعث عدم استفاده الیاف کربن به میزان سایر انواع الیاف در ایران شده، قیمت بالای این الیاف است. با وجود مقاومت بسیار بالای کششی این الیاف، قیمت بالای آنها فاکتوری منفی جهت عدم استفاده روزافزون الیاف کربن در کشور شده است. الیاف کربن تحت تاثیر رطوبت هوا، حلال‌ها، بازها و اسیدهای ضعیف در دمای محیط قرار نمی‌گیرند. با توجه به شکننده بودن کامپوزیت‌ها، استفاده از الیاف با کرنش زیاد در هنگام شکست بسیار حائز اهمیت است که الیاف کربن فاقد این خاصیت می‌باشند. البته بهینه کردن فرایند تولید در طول دهه

های گذشته منجر به بهبود فراوان در استحکام و در کرنش شکست الیاف کربن شده است. همانطور که گفته شد در حال حاضر گونه‌های مختلفی از الیاف کربن در بازارهای جهانی وجود دارد. تحقیقات انجام شده بر روی اتصالات FRP نشان می‌دهد که این مواد می‌توانند باعث افزایش ظرفیت برشی اتصال [۱۸]، افزایش ظرفیت خمشی تیر در محل اتصال [۱۹]، افزایش ظرفیت باربری [۲۰]، افزایش استهلاک انرژی و بهبود شکل‌پذیری تیرهای منتهی به اتصال [۲۱] شوند. بدین ترتیب شکل‌پذیری قاب‌های بتن‌آرمه افزایش یافته به طوری که رفتار آن از حالت شکل‌پذیری معمولی به متوسط و یا حتی ویژه ارتقاء می‌یابد. با توجه به خصوصیات و ویژگی‌های فوق از کامپوزیت‌های FRP می‌توان در موارد مختلفی استفاده نمود که در ذیل به برخی از کاربردها اشاره شده است:

۱. تقویت دیوارهای آجری و مصالح بنایی.
۲. تقویت دیواره‌های بتن‌آرمه.
۳. تقویت مخازن فولادی و بتنی.
۴. تقویت سازه‌های مقاوم در برابر انفجار.
۵. تقویت خمشی و برشی المان‌های بتنی نظیر ستونها، تیرها، دالها و اتصالات بتن‌آرمه.

## ۲-۱۴ بررسی روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات به وسیله FRP

اهمیت تاثیر اتصالات تیر به ستون روی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح پس از رخ دادن زلزله های "لوماپریتا" در سال ۱۹۸۹ میلادی، "نورت ریج" در سال ۱۹۹۴ میلادی، "کوبه" در ژاپن و زلزله سال ۱۹۹۹ میلادی در ترکیه [۲۱] مشخص شد. شکست اتصالات تیر به ستون در طی زلزله "ال آسانام" در سال ۱۹۸۰ میلادی و "مکزیکو" در سال ۱۹۸۵ میلادی و "سان سالوادور" در سال ۱۹۸۶ میلادی و همچنین "لوماپریتا" در سال ۱۹۸۹ میلادی موجب آگاهی مهندسين سازه نسبت به مقوله اتصالات تیر به ستون به عنوان ناحیه‌ای بحرانی در سازه‌های بتن مسلح گردید.

در تحقیق حاضر سعی شده است از نتایج و تجربیات تحقیقات آزمایشگاهی و عددی پیشین

استفاده و تا حد ممکن مناسب‌ترین و جامع‌ترین الگوی تقویت اتصال بتن‌آرمه (ناحیه بحرانی تیر و چشمه اتصال) انتخاب شود، تا بتوان از مکانیزم‌های شکست بیان‌شده در این نواحی، جلوگیری کرده و یا تا حد ممکن آنها را به تاخیر انداخت. مساله مهم دیگر در تقویت اتصالات بتن‌آرمه، خواص مکانیکی ناحیه اتصال FRP و بتن بوده که از اهمیت خاصی برخوردار است. در این میان جداسازی صفحات FRP از سطح بتن، مساله کاملاً حایز اهمیت است و امروزه توجه زیادی را در دنیا به خود جلب نموده است. بنابراین باتوجه به اینکه هدف از مقاوم‌سازی رفع مکانیزم‌های شکست یاد شده و به تاخیر انداختن آنها می‌باشد، ولی در این میان ورق‌های FRP پیش از رسیدن به ظرفیت باربری نهایی خود و گسیختگی، دچار مکانیزم شکستگی از نوع جداسازی زود هنگام از سطح بتن می‌شود و عملاً دیگر نمی‌توانند با ادامه بارگذاری، در مقاوم‌سازی اتصال ایفای نقش کنند که مکانیزم‌های شکست یاد شده در بالا مجدد اتفاق می‌افتد [۲۲، ۲۳].

## ۲-۱۵ روش‌های تقویت به وسیله مواد FRP

### • چسباندن خارجی (EBR)

### • نصب در نزدیک سطح (NSM)

تحقیقاتی که تاکنون درباره روش EBR انجام شده نشان می‌دهد که در این روش، به علت جداسازی پیش از موعد، امکان استفاده از ظرفیت کششی کامل مصالح FRP وجود ندارد که برای برطرف کردن این نقیصه سیستم‌های مهار گوناگونی پیشنهاد شده‌اند. هم‌چنین در این روش کارکرد مصالح FRP به علت اثرات نامناسب فرایند یخ زدن و ذوب شدن، تغییرات شدید دمایی و شرایط محیطی دچار افت می‌گردد. برای غلبه بر این ضعف‌ها تلاش‌های متعددی صورت گرفته است که از موفق‌ترین آنها باید به "روش نصب نزدیک سطح (NSM)" اشاره نمود. این روش بر مبنای کار

گذاشتن اجزاء تقویت کننده در شیارهای از پیش تعیین شده در پوشش اجزای بتنی استوار است و قدمت آن در مورد میله‌های مقاوم کننده فولادی به دهه ۱۹۵۰ برمی گردد [۲۴]

## ۲-۱۵-۱ روش تقویت خارجی (EBR)

روش تسلیح با اتصال خارجی رایج‌ترین روش تقویت تیرهای بتن‌آرمه می‌باشد. در این روش بعد از آماده‌سازی سطحی، ورقه‌های FRP به وسیله چسب به وجه مورد نظر چسبانده می‌شود. هدف از آماده‌سازی سطحی، حذف آلودگی‌ها و لایه‌های سطحی ضعیف و پرداخت کردن سطح بتن به منظور افزایش ظرفیت چسبندگی روی سطح بتن می‌باشد. با این حال نقص عمده در عملکرد تکنیک EBR، جداشدگی زودرس ورقه‌های FRP از سطح بتن و آسیب‌پذیری مصالح FRP تحت تاثیر عوامل محیطی می‌باشد. در این روش فرایندهای آماده‌سازی سطحی نظیر زیرسازی سطح با جت آب، هوا و یا ماسه‌پاشی و همچنین فراهم کردن مهارهای انتهایی کافی، در انتهای صفحات و در مقاطع بحرانی در محل معین، نظیر الیاف قرار گرفته در جهت عمودی و به صورت U شکل در اطراف سطح مقطع اتصال می‌تواند پدیده‌ی جداشدگی را تا حدودی به تعویق بیندازد.

یکی از معایب این روش این است که در مواقعی که ورق FRP به خوبی به سطح بتن چسبیده نشود، ورق FRP مقدار زیادی از ظرفیت باربری خود را از دست می‌دهد، لذا باید قبل از تقویت به روش EBR سطح بتن را کاملاً آماده کرد.

این کامپوزیت‌ها به سه شکل عمده مورد استفاده قرار می‌گیرند:

- سیستم چسباندن مرطوب

این سیستم خود به دو صورت زیر به کار برده می‌شود:

### الف-الیاف خشک

در این روش رزین اپوکسی در محل نصب الیاف استفاده شده الیاف بافته شده بر روی آن

چسبیده می‌شود.

## ب-الیاف خیس

در این روش الیاف بافته شده (در این پایان نامه الیاف کربنی) قبل از نصب در محل با رزین اپوکسی آغشته شده و سپس در محل نصب مورد استفاده قرار می گیرند. رزین مورد استفاده در این سیستم دارای ویسکوزیته پایین می باشد.

### • سیستم عمل آوری شده

در این سیستم محصول به صورت پیش ساخته به شکل های صفحات و نوارهایی بوده. ضخامت این اشکال حدود ۱-۱/۵ میلی متر است. در این سیستم، رزین تولید یک پیوستگی بین نوارها و بتن می نماید. رزین مورد نظر فقط برای سطوح صاف کاربرد داشته و قابلیت شکل پذیری در هنگام نصب را ندارد.

### • سیستم پیش تنیده

در این روش نوارهای FRP که مانند روش قبلی ساخته شده اند از قبل کشیده می شود و سپس در محل مورد نظر چسبانده می شود. نوارهای چسبانده پس از نصب احتیاج به مهار کردن دارند.

## ۲-۱-۱۵-۱ مزایای روش تقویت EBR

✓ نصب سریع و آسان

✓ هزینه اجرای پایین

## ۲-۱-۱۵-۲ معایب روش تقویت EBR

✓ تغییر ظاهر تیر پس از مقاوم سازی

✓ مود شکست ترد به دلیل جداشدگی زودرس ورقه های FRP از سطح بتن

✓ آسیب پذیری مصالح FRP تحت تاثیر عوامل محیطی نظیر چرخه های حرارت-یخ زدگی، ضربه های

مکانیکی، محیط های اسیدی و آلوکالاینی، آتش سوزی، خرابکاری و پرتوهای فرابنفش

## ۲-۱۵-۲ روش نصب نزدیک سطح (NSM)

روش نزدیک سطح (NSM) از سال ۱۹۵۰ به عنوان یکی از موثرترین روش‌ها برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی به خصوص در خمش و برش به کار می‌رود، که شامل قرار دادن المان‌های تقویت کننده برای مقاوم‌سازی در داخل پوشش بتنی می‌باشد.

در روش نزدیک سطح گام‌های اصلی برای مقاوم‌سازی به صورت زیر است:

ابتدا شیاری در راستای موردنظر در سطح بتن ایجاد می‌گردد. اندازه شیار طوری انتخاب می‌شود که فضای کافی برای نفوذ چسب به اطراف مقاوم‌کننده وجود داشته‌باشد. داخل شیار با فشار متوسط آب یا هوا از ذرات گرد و غبار تمیز شده و سپس شیار تا نیمه از چسب پر می‌شود. مصالح FRP درون شیار قرار گرفته و برای اطمینان از نفوذ چسب به تمامی فضای اطراف آن، به آرامی فشار داده می‌شود. در انتها، شیار با چسب اضافه پر شده و سطح تراز می‌شود. اگر برای تقویت از این روش، به جای استفاده از یک نوار یا میلگرد FRP، نیاز به جاسازی چند نوار یا میلگرد باشد، می‌توان به راحتی با زدن چند شیار موازی که با فاصله مشخصی از هم قرار دارند، این روش را برای تمامی آنها انجام داد [۲۵].

### ۲-۱۵-۲ مزایای روش NSM

- به تعویق انداختن پدیده جداشدگی به دلیل محصور بودن مصالح FRP از سه طرف درون شیار
- امکان استفاده از این تکنیک در مقاوم‌سازی خمشی اجزای قاب‌های خمشی در نواحی لنگر منفی
- به دلیل محافظت از مصالح تقویت‌کننده در برابر سایش
- امکان پیش‌تنیدگی راحت‌تر مصالح تقویت‌کننده
- کاهش حجم عملیات مقاوم‌سازی به علت عدم نیاز به عملیات آماده‌سازی سطحی

○ حفاظت از مصالح تقویت‌کننده به وسیله پوشش بتنی و در نتیجه آسیب‌پذیری کمتر در مقابل ضربه‌ها و آسیب‌های مکانیکی، آتش‌سوزی، محیط‌های اسیدی، حرکات خرابکارانه و پرتوهای فرابنفش

- بدون تغییر ماندن ظاهر تیر پس از مقاوم‌سازی
- امکان استفاده از آرماتورهای FRP به عنوان مصالح تقویت‌کننده در این روش.

## ۲-۱۵-۲ معایب روش NSM

- زمان‌بر بودن فرایند شیارزنی
- با توجه به اینکه در این روش تسمه‌ها و میلگردهای FRP در داخل شیارهای تعبیه شده در سطح تیر، ستون و اتصال جاسازی می‌شوند و رزین تزریق شده مهار مورد نیاز را ایجاد می‌کند. پس می‌توان این روش را به سه بخش تقسیم بندی کرد:

### الف: شیار

شیارهای ایجاد شده جهت جاسازی میله‌ها و تسمه‌ها اولین مرحله در روش NSM می‌باشد. ابعاد این شیارها در انتقال نیرو و بهبود مکانیزم شکست و افزایش ظرفیت باربری تاثیر مستقیم دارد به نحوی که [۲۶] De Lorenzis نسبتی به نام  $K$  تعریف نموده است تا ابعاد مناسب توسط این نسبت تعریف شود، که مقادیر این  $K$  از  $1/5$  تا  $2$  قابل تغییر می‌باشد که کمترین مقدار مربوط به میله‌های صاف و میله‌هایی که سطح آنها کمتر شن‌پاشی شده است. بیشترین مقدار مربوط به میله‌های آجدار است [۲۶].

$$K = \frac{b_g}{d_b} \quad (1-2)$$

در این رابطه  $b_g$  عرض شیار و  $d_b$  قطر میله می‌باشد.

همچنین طی مطالعات صورت گرفته توسط استاندارد انگلیس (BS) در هنگام استفاده از میلگردهای

FRP و میله‌های مربعی FRP بهتر است ارتفاع و عرض شیار برابر باشد [۲۷].

#### ب: میلگردها و تسمه‌های باربر

میلگردها و تسمه‌های مورد استفاده در این شیارها غالبا متشکل از : ۱-الیاف کربنی ۲-الیاف شیشه ۳-الیاف آرامید و آن هم در اشکال دایره، مربعی و مکعبی، مستطیلی، بیضوی و نواری تولید گشته و در تقویت سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد.

#### ج: رزین متصل کننده:

مرز بین میله‌های NSM و مصالح زیرین آن نقش کلیدی در ایجاد اطمینان در تاثیر روش مقاومتی NSM ایفا می‌کند و عملکرد این لایه مرزی وابسته به پارامترهای زیر است:

۱. شیار و قطر میله
۲. مقاومت کششی و برشی بتن
۳. مواد پرکننده شیار
۴. شکل مقطع عرضی میله و مشخصات سطح میله
۵. میزان درجه زبری سطح میلگرد

## ۲-۱۶ استفاده از میله‌های دست‌ساز MMFRP در روش NSM

استفاده از میله‌های دست‌ساز MMFRP در تقویت اتصالات بتن مسلح - که موضوع تحقیق حاضر است فاقد زمینه پژوهشی قبلی می‌باشد. این میله‌ها از ورقه‌های CFRP پیچیده شده حول یک میله چوبی و فلزی ساخته شده‌اند. این میله‌ها نسبت به آرماتورهای FRP معمولی به ازای مقدار الیاف برابر، محیط بزرگتری را فراهم می‌کنند؛ زیرا هسته‌ی میله MMFRP شامل یک میله چوبی یا فلزی می‌باشد که محیط پیوستگی بزرگتر و به دنبال آن مقاومت پیوستگی بزرگتری را مهیا می‌کند. مزیت کلیدی این نوع میله‌ها این است که اجازه‌ی ساخت سیستم‌های مهاري را می‌دهند که می‌توان با

استفاده از آنها عملکرد مسلح‌کننده‌های NSM-MMFRP Rods را در تقویت اتصالات بتن مسلح بهبود بخشید. این مسئله با استفاده از آرماتورهای معمولی FRP به سادگی قابل دستیابی نیست. روش ساخت، ویژگی‌های مکانیکی، مزایا و معایب این نوع میله‌ها در بندهای زیر تشریح شده است:

## ۲-۱۶-۱ روش ساخت میله‌های MMFRP

روش ساخت این میله‌ها بر مبنای تکنیک چسباندن تر (Wet-Lay Up) است که در آن ورقه‌ی الیاف کربن با ابعاد مشخص بریده شده به طوری که عرض مورد نیاز ورقه‌ی FRP بر مبنای سطح مقطع طراحی، محاسبه می‌شود. طول نوار FRP برابر طول میله انتخاب می‌شود که همان طول پیوستگی مورد نیاز است. در ادامه ورقه الیاف به رزین اپوکسی آغشته شده و حول یک میله‌ی چوبی یا فلزی چسبانده می‌شود. پس از آن هرگونه هوای محبوس بین لایه‌های FRP با دست خارج می‌شود و میله‌های ساخته شده حداقل به مدت پنج روز عمل‌آوری می‌شوند.

## ۲-۱۶-۲ ویژگی‌های مکانیکی میله‌های MMFRP

ویژگی‌های مکانیکی میله‌های MMFRP از طریق تست کشش به روش مشخص شده بر مبنای استاندارد CSA S806 تعیین می‌گردد و در فصل سوم ارائه شده است [۲۸].

## مزایا و معایب تقویت اتصالات بتن مسلح با تکنیک NSM-MMFRP Rods

### ۲-۱۶-۱ مزایای تقویت سازه‌ها با تکنیک میله‌های دست‌ساز:

۱. امکان تعبیه سیستم‌های مهاري جهت به تعویق انداختن و یا جلوگیری از پدیده‌ی جداشدگی
۲. امکان تولید میله‌های با قطرهای مختلف
۳. امکان تعبیه آج‌های مختلف بر روی هسته‌ی میله به منظور افزایش مقاومت پیوستگی
۴. هزینه تمام شده کمتر در مقایسه با آرماتورهای FRP.

۵. محافظت از عوامل تقویت کننده در مقابل شرایط محیطی از قبیل تغییرات شدید درجه حرارت،

خرابکاری، ضربه و محیط‌های شیمیایی به واسطه مدفون ساختن آن در بتن

۶. امکان استفاده از ظرفیت هسته علاوه بر ظرفیت الیاف در صورت استفاده از هسته یغولادی

## ۲-۱۶-۲ معایب تقویت سازه‌ها با تکنیک میله‌های دست‌ساز:

۱. فرایند ساخت زمانبر میله‌ها

۲. کنترل کیفیت پایین‌تر نسبت به آرماتورهای تولیدی کارخانه

۳. وجود معضل خوردگی یا پوسیدگی هسته.

## ۲-۱۷ دلایل شکست اتصالات تقویت شده با مصالح FRP

۱. گسیختگی تقویت کننده‌های FRP

۲. شکست بتن

۳. جدا شدن FRP از سطح بتن

۴. هر ترکیبی از موارد بالا

در ادامه هر کدام را به طور مفصل توضیح می دهیم.

## ۲-۱۷-۱ گسیختگی تقویت کننده FRP

در شکست ناشی از گسیختگی FRP، مصالح تقویت کننده به نهایت ظرفیت باربری خود می‌رسند.

تقویت کننده FRP تا زمان گسیختگی رفتار الاستیک خطی از خود نشان می‌دهد، هنگامی که تنش

در FRP به تنش گسیختگی می‌رسد بصورت شکننده‌ای دچار شکست می‌شوند (شکست ترد).

بنابراین FRP دیگر مقاومتی برای اعضا، تولید نمی‌کند و نمی‌تواند بارگذاری اضافی را تحمل کند.

## ۲-۱۷-۲ شکست بتن

در صورتی که تنش‌های ایجاد شده در مقطع بتنی از مقاومت فشاری بتن بیشتر شود در این حالت بتن دچار شکست می‌شود. شکست بتن می‌تواند به دلیل خردشدن بتن در ناحیه فشاری عضو و یا به دلیل شکست برشی در مقطع اتفاق بیفتد.

## ۲-۱۷-۳ جداشدگی صفحات FRP از سطح بتن

هنگامی که تنش برشی در محل قطع FRP خیلی زیاد باشد باعث می‌شود که صفحه FRP از بتن جدا شود و ورقه‌های الیاف FRP دیگر قابلیت تحمل نیروهای وارده را نخواهند داشت. در این حالت گفته می‌شود جداشدگی صفحات FRP از سطح بتن اتفاق افتاده است.

## ۲-۱۷-۴ ترکیب‌های گسیختگی

برخی از اعضای مقاوم شده با FRP غالباً به دلیل ترکیبی از مودهای گسیختگی دچار شکست می‌شوند. هنگامی که مودهای گسیختگی متفاوت به طور همزمان اتفاق بیفتد تشخیص اینکه کدام مود گسیختگی دلیل شکست می‌باشد کار مشکلی است.

## ۲-۱۸ پیشینه پژوهش

در سال ۲۰۰۰ مسلم<sup>۱</sup> در دانشگاه کالیفرنیا تحقیقاتی بر روی کامپوزیت‌ها انجام داد. هدف بخشی از تحقیقات، تقویت اتصالات با کامپوزیت‌ها می‌باشد. در این تحقیق شکل‌پذیری و مقاومت خمشی اتصالات تقویت شده با ورق‌های FRP بررسی گردیده است. در این تحقیق شش اتصال با مقیاس نصف تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. در این آزمایش ۲ نمونه تا مرز شکست بارگذاری شده و

---

<sup>۱</sup> Mosallam

سپس با تزریق اپوکسی و چسباندن ورق‌های FRP، تقویت شده و بارگذاری گردیده اند. چهار نمونه دیگر نیز ابتدا تقویت و سپس آزمایش شدند. پارامتر متغیر دیگر در این آزمایش، نوع الیاف کامپوزیت‌های FRP به کار رفته می‌باشد که در این آزمایش کامپوزیت‌هایی با الیاف شیشه و کربن استفاده شده است. استفاده از ورق‌های FRP موجب افزایش سختی و مقاومت نهایی اتصال می‌شود. نمونه‌ها تا حد ۴۳٪ افزایش شکل‌پذیری را تجربه کردند. نمونه‌های تقویت نشده در مقایسه با نمونه‌های تقویت شده سریعتر دچار زوال سختی و مقاومت می‌شوند. استفاده از کامپوزیت‌های FRP با الیاف نرم‌تر شکل‌پذیری را تا سطح بیشتری ارتقا می‌دهد. جهت بهبود مقاومت خمشی اتصال می‌بایست از کامپوزیت‌های FRP با الیاف کربن که سختی بالاتری نسبت به شیشه دارند استفاده گردد [۲۱].



شکل ۲-۵: نمونه‌ها و چیدمان آزمایش در تحقیق مسلم [۲۱]

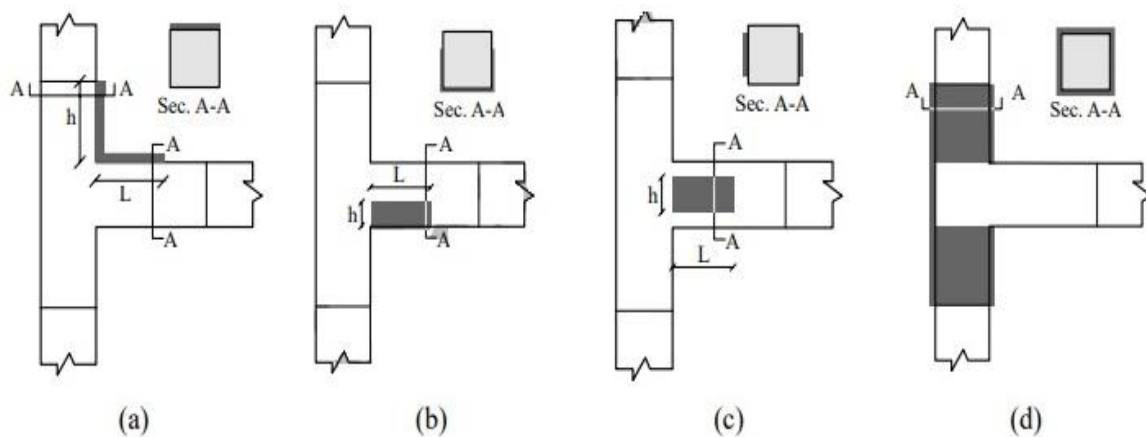
میهنی و همکاران (۲۰۰۵) یک اتصال خارجی تیر به ستون را قبل و بعد از تقویت با FRP در جان تیر، تحت اثر بار چرخه‌ای قرار داده و رفتار آنها را مقایسه نمودند. در این تحقیق بار زلزله با شبیه‌سازی به صورت بار چرخه‌ای و کنترل تغییرمکان، بر روی اتصالات به وسیله جک هیدرولیک محرک (Actuator) اعمال شده است. در این تحقیق مقاومت، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی اتصالات قبل و بعد از تقویت با FRP مورد ارزیابی قرار گرفت. آنها نتیجه گرفتند که اتصالات تقویت شده در جان با FRP دارای مقاومت و شکل‌پذیری مشابهی نسبت به نمونه‌های تقویت نشده می‌باشند، اما ظرفیت جذب انرژی آنها بهبود یافته و نیز مفاصل پلاستیک در نواحی بعد از تقویت و به

دور از ستون و اتصال تشکیل می شود [۲۹].

مستوفی نژاد و طلائی طبّا در سال ۲۰۰۶ در دانشگاه صنعتی اصفهان طی انجام تحقیق ارزشمندی با استفاده از نرم افزار Ansys به مدلسازی المان محدود ۴ نمونه اتصال خارجی تقویت شده با کامپوزیت های FRP و انجام تحلیل غیرخطی روی این اتصالات پرداختند. نتایج ارائه شده به شرح زیر است [۳۰].

۱- ظرفیت خمشی نمونه های تقویت شده نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است.

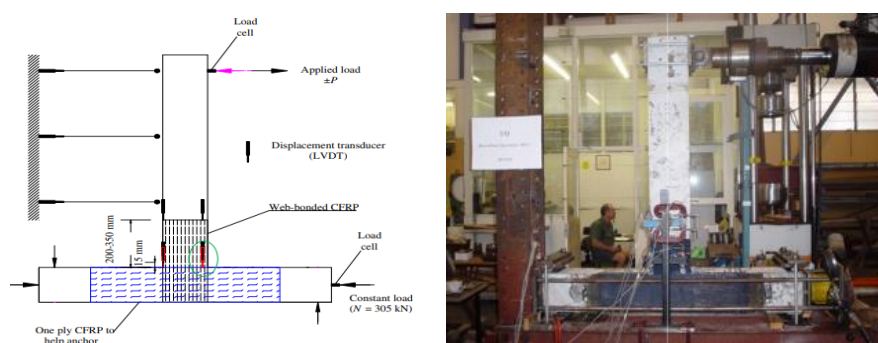
۲- بیشترین میزان شکل پذیری در نمونه d به دلیل همپوشانی ورق های CFRP بدست آمده و در نمونه های دیگر افزایش شکل پذیری نسبت به نمونه d کمتر می باشد.



شکل ۲-۶: نمونه های تقویت شده در تحقیق مستوفی نژاد و طلائی طبّا [۳۰]

در سال ۲۰۱۱ سید سعید مهینی و حمیدرضا رونق، در دانشگاه کوئینزلند استرالیا هفت اتصال خارجی تیر-ستون را که برای یک قاب خمشی معمولی بوده، مدلسازی و تحلیل کردند. هدف آنها رسیدن به راهی سودمند برای انتقال مفصل پلاستیک و ایفا کردن مفهوم تیر ضعیف-ستون قوی بوده است. آنها لایه های CFRP را با تعداد و شکل مختلف به اتصالات چسبانده و تحت بارگذاری چرخه ای و یک طرفه قرار دادند. نتایج حاصل از تحلیل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد و به شباهت های قابل توجهی دست پیدا کردند. نتایج به صورت زیر حاصل شد: آنها در نمونه ی بدون تقویت شاهد ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای تیر و در وجه ستون بودند که به سمت هسته اتصال

نفوذ پیدا کرده بود در حالی که با تقویت اتصال توسط CFRP شاهد جابجایی مفصل پلاستیک شدند. در یکی از اتصالات طول پوشیده شده‌ی تیر توسط CFRP، ۲۰۰ میلی‌متر و در یکی دیگر ۳۵۰ میلی‌متر انتخاب شد. در نمونه‌ی اول گسیختگی به صورت متمرکز در انتهای طول پوشیده شده اتفاق افتاد، ولی در نمونه دوم گسیختگی به صورت توزیع‌یافته در تیر رخ داده است. آنها نمونه دوم را به دلیل جذب انرژی بیشتر تاثیرپذیرتر می‌دانند [۳۱].



شکل ۲-۷: چیدمان آزمایش و بارگذاری نمونه‌ها در آزمایش مهینی و رونق [۳۱]

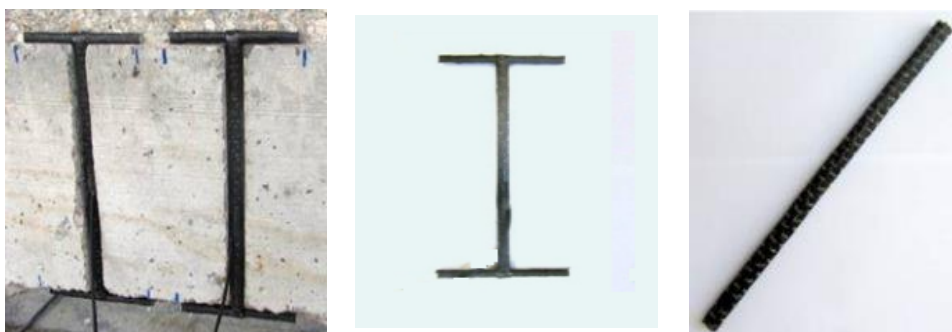
در سال ۲۰۱۲ فرناندس و همکاران برای بهسازی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی اتصالات تیر به ستون بتن مسلح سه نمونه اتصال بتنی با مقیاس کامل را تحت بارگذاری چرخشی قرار دادند، سپس به وسیله ورقه‌های CFRP روی سطح بتنی تقویت صورت گرفت که به آن تکنیک EBR می‌گویند و دوباره تحت بارگذاری قرار گرفت تا مرحله شکست نهایی صورت گرفت. در طی این آزمایش سختی اولیه بهبود یافت و برای اجتناب از خرد شدن بتن در گوشه‌ها بسیار کارآمد بود و منجر به افزایش ظرفیت اتصال تا ۳۵٪ شد [۳۲].

در سال ۲۰۱۲، دلال‌باشی و همکاران نیز به بررسی سه مدل تقویت شده‌ی یک اتصال می‌پردازند. نیروهای این اتصال از بارگذاری یک قاب هشت طبقه بدست آمده است. FRP در اتصال اول شامل دو قسمت L شکل در بالا و پایین تیر و همچنین استفاده از دورپیچ در تیر و ستون می‌باشد. در اتصال دوم نوارهای FRP در بالای تیر و به صورت موازی در راستای میلگردهای طولی تیر هستند و فقط در تیرها FRP به صورت دورپیچ استفاده شده است و اتصال سوم همانند اتصال دوم است با این

تفاوت که دورپیچ FRP با فاصله از انتهای تیر قرار گرفته است. نتایجی که در تحقیق آن‌ها مشهود است به صورت زیر گذارش شده است: در همه نمونه‌های تقویت شده شاهد افزایش مقاومت نهایی و شکل‌پذیری اتصال هستیم. بیشترین افزایش مقاومت ۲۷ درصد است که در نمونه اول اتفاق افتاده است. از آنجا که شکل‌پذیری و مقاومت از پارامترهای مهم عملکرد لرزه‌ای می‌باشند، عملکرد لرزه‌ای نیز بهبود می‌یابد. در نهایت با انتقال یافتن مفصل پلاستیک از وجه ستون به داخل تیر با حذف مکانیزم نامطلوب ستون ضعیف و تیر قوی روبرو هستیم [۳۳].

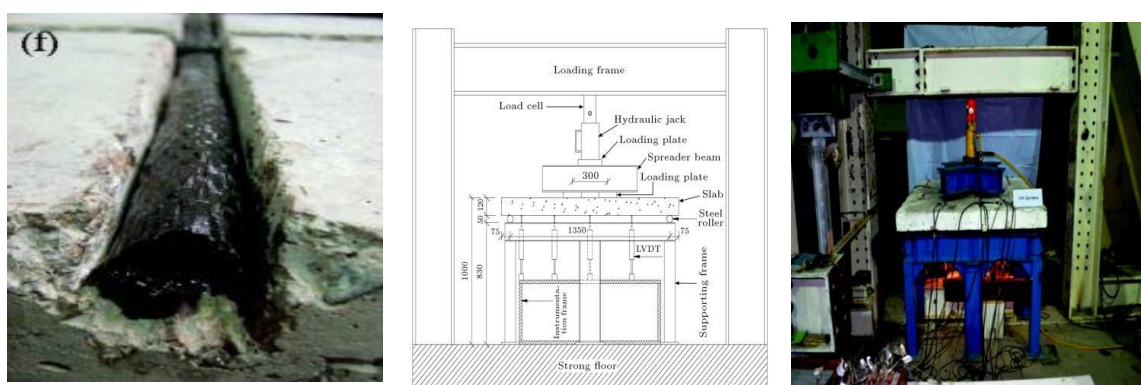
در سال ۲۰۱۲ جلالی و همکاران مطالعه‌ای روی رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت شده با میله‌های دست‌ساز MMFRP به روش NSM انجام دادند. آن‌ها در این تحقیق تاثیر میله‌های دست‌ساز که دارای قسمت انتهایی برای ایجاد گیرداری بهتر داخل بتن می‌باشد، را با میله‌های دست‌ساز مستقیم در روش NSM را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق به صورت زیر خلاصه شده است.

- ۱- تقویت تیرها به وسیله میله‌های دست‌ساز مستقیم باعث افزایش ظرفیت برشی تیرها به میزان ۳۰-۲۵٪ و برای میله‌های دست‌ساز دارای قسمت گیرداری تا ۴۸-۴۰٪ موثر بوده است.
- ۲- به منظور مقایسه بین روش NSM که در آن از میله‌های دست‌ساز با هسته چوبی استفاده شده نسبت به روش EBR با مقدار الیاف CFRP برابر مشاهده شد که روش NSM با میله‌های دست‌ساز عملکرد بهتری دارد [۳۴].



شکل ۲-۸: میله‌های دست‌ساز ساخته شده در تحقیق جلالی (الف) میله‌های مستقیم (ب) میله‌های دارای قسمت گیرداری (ج) تیر مقاوم‌سازی شده به روش NSM [۳۴]

در سال ۲۰۱۶ شربتدار<sup>۱</sup> و همکاران بر روی تاثیر استفاده از روش تقویت NSM با استفاده از میله‌های دست‌ساز MMFRP و الیاف کربن و شیشه برای تقویت خمشی دال‌های دوطرفه تحقیقاتی انجام دادند. در این آزمایش ۴ نمونه دال بتن مسلح تحت بارگذاری قرار گرفت که یکی از نمونه‌ها به عنوان نمونه مرجع و سه نمونه دیگر تقویت شده بودند. پارامترهای مورد بررسی در این تحقیق منحنی بار-تغییرمکان و مودهای گسیختگی می‌باشد. نتایج آزمایش نشان می‌دهد ظرفیت خمشی دال‌های تقویت شده نسبت به نمونه مرجع ۳۹/۴-۲۷/۹٪ افزایش یافته است. همچنین آنها نمونه‌های آزمایش شده را در نرم افزار المان محدود مدلسازی و تحلیل کردند. نتایج تحلیل غیرخطی نمونه‌ها نشان می‌دهد پیش‌بینی رفتار خمشی نمونه‌های عددی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت بسیار خوبی دارد [۱۷].



شکل ۲-۹: نمونه ساخته شده و شرایط بارگذاری در تحقیق شربتدار و همکاران [۱۷]

در سال ۲۰۱۷ صیفی<sup>۲</sup> و همکاران با مطالعه عملکرد لرزه‌ای اتصالات بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با استفاده از پوشش‌های FRP به روش NSM و EBR به نتایج سودمندی دست یافتند. آنها برای یافتن یک راه‌حل مناسب برای مقاوم‌سازی اعضای قاب تکنیک‌های مقاوم‌سازی متفاوتی را مورد بررسی قرار دادند و برای مقاوم‌سازی ستون‌ها به عنوان یک روش موثر و کارآمد از میله‌گردهای NSM-FRP و برای بهسازی لرزه‌ای اتصالات از ژاکت‌های FRP استفاده کردند در نتیجه با ترکیب

<sup>۱</sup> Sharbatdar

<sup>۲</sup> Seifi

این تکنیک‌ها استراتژی‌های بهسازی مختلفی پیشنهاد شد. برای ارزیابی این استراتژی‌ها ابتدا مدل‌های فیزیکی از تیر، ستون و اتصالات بر اساس نتایج تجربی استخراج شد و مدل تحلیلی قاب با مونتاژ مدل‌های ایجاد شده بدست آمد. برای بهبود عملکرد لرزه‌ای اعضا بهسازی اتصالات و مقاوم‌سازی خمشی ستونها اولویت‌بندی شد. نمونه قاب‌ها شامل: (۱) قاب بدون تقویت (۲) قاب با اتصالات مقاوم‌سازی شده (۳) قاب با اتصالات مقاوم‌سازی شده و ستون‌های طبقه اول مقاوم‌سازی شده (۴) قاب با اتصالات مقاوم‌سازی شده و ستون‌های مقاوم‌سازی شده در تمام طبقات.

بر اساس نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی نتایج کلیدی به شرح زیر می‌باشد:

نمونه مرجع تحت اثر بار جانبی دارای حلقه هیستریزیس با ظرفیت اتلاف انرژی کم می‌باشد. در ستون‌های تقویت شده به روش NSM علاوه بر افزایش قابل ملاحظه‌ای مقاومت، سطح زیر نمودار هیستریزیس به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

۱- شاخص خرابی نشان می‌دهد که نمونه‌هایی که تنها ستون‌ها مقاوم‌سازی شده‌اند و نمونه‌هایی که در آن ستونها و اتصالات با هم مقاوم‌سازی شده‌اند در مقایسه با نمونه‌ی مرجع در نسبت‌های دریافت مختلف، به ترتیب تقریباً ۲۵٪ و ۳۵٪ کاهش یافته است.

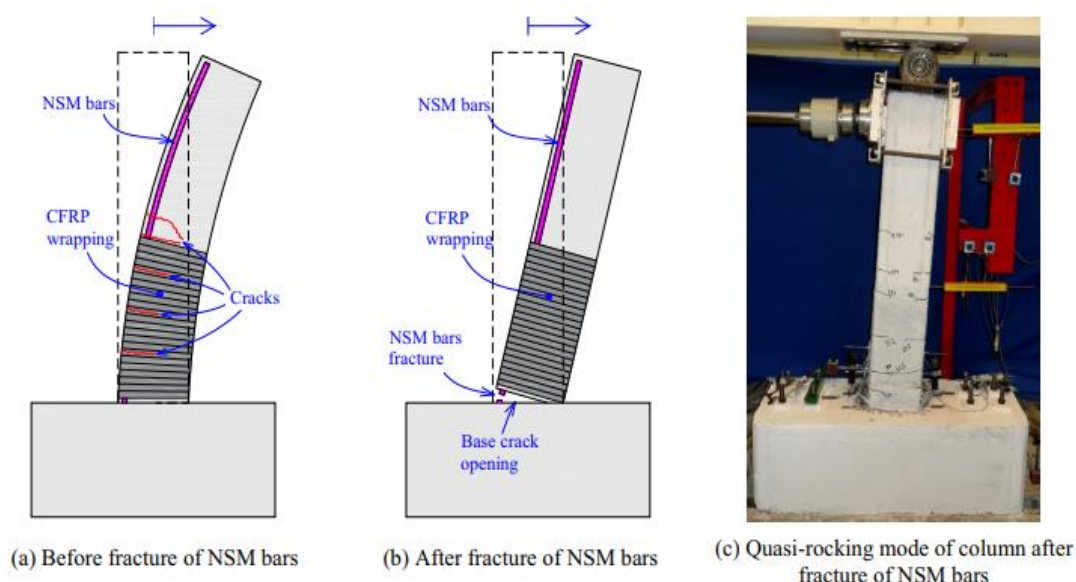
۲- حالت شکست غالب برای قاب‌های مقاوم‌سازی نشده شکست برشی اتصالات به خصوص در اتصالات خارجی و لغزش میلگردهای طولی به ویژه در پای ستونهای طبقه اول. در قاب‌هایی با ستون‌ها و اتصالات مقاوم‌سازی شده علاوه بر کاهش کم شکل‌پذیری، ظرفیت باربری جانبی و ظرفیت جذب انرژی به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. علاوه بر این مکانیزم طبقه نرم حذف شده و مکانیزم غالب به شکل‌گیری مفصل پلاستیک در انتهای تیر و پای ستون ارتقاء می‌یابد.

۳- سختی قاب با مقاوم‌سازی ستونها و اتصالات افزایش می‌یابد. افزایش سختی، جابجایی جانبی را محدود می‌کند و خسارت اجزای ساختمان را کاهش می‌دهد.

۴- میزان حداکثر دریافت برای طبقه اول قاب مقاوم‌سازی شده به روش NSM به طور قابل توجهی کمتر از قاب نمونه مرجع و قاب با تنها مقاوم‌سازی اتصالات است. این مورد نشان‌دهنده تاثیر

مثبت بهسازی در جلوگیری از ایجاد طبقه نرم و ارتقاء عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مقاوم‌سازی شده است.

۵- مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌هایی که در همه طبقات با استفاده از تکنیک NSM مقاوم‌سازی شده اند با قاب‌هایی که تنها در طبقه اول مقاوم‌سازی شده‌اند نشان می‌دهد که عملکرد لرزه‌ای این قاب‌ها مشابه یکدیگر می‌باشد. بنابراین برای افزایش توجیه اقتصادی طرح بهسازی لرزه‌ای و با توجه به موضوع راندمان-بهره‌وری توصیه می‌شود که ستونها از پایین تا طبقه‌ای که در آن مکانیزم طبقه نرم رخ داده است مقاوم‌سازی شود به جای اینکه ستون‌های تمام طبقات تقویت شود [۱۵].



شکل ۲-۱۰: مراحل بارگذاری نمونه‌ها تا لحظه گسیختگی اتصال در تحقیق صیفی و همکاران [۱۵]

شربتدار و جابری در سال ۲۰۱۷ تحقیقاتی روی تاثیر روش NSM برای مقاوم‌سازی خمشی و برشی تیرهای بتن مسلح با بکارگیری تکنیک میله‌های دست‌ساز MMFRP از طریق آزمایشات تجربی و مدلسازی عددی انجام دادند. پارامترهای مورد بررسی آنها شامل طول میله‌های دست‌ساز، گیرداری انتهای میله‌ها و زاویه قرارگیری میله‌های نسبت به محور طولی تیر می‌باشد. نتایج بدست آمده از آزمایشات و تحلیل عددی نمونه‌ها براساس مودگسیختگی، منحنی بار-تغییر مکان و ظرفیت بار

نهایی نمونه‌ها بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از میله‌های دست‌ساز MMFRP مقاومت خمشی و ظرفیت برشی نمونه‌ها را به طور قابل توجهی افزایش می‌دهد. علاوه بر این در تیرهای تقویت شده کاهش عرض ترک‌ها همزمان با افزایش تعداد ترک‌ها و انتشار ترک‌های جدید نسبت به تیر کنترلی مشاهده گردید [۳۵].



شکل ۲-۱۱: نمونه‌های ساخته شده در تحقیق شربتدار و جابری [۳۵]

تحنات<sup>۱</sup> و دیویکات<sup>۲</sup> در سال ۲۰۱۸ روی تاثیر استفاده از ورق‌های FRP تابیده شده برای شکل‌پذیری اتصالات خارجی تیر به ستون بتنی بررسی‌هایی انجام دادند. آنها روی پارامترهای کلیدی موثری از جمله ضعف ستون نسبت به تیر، مقدار آرماتور عرضی در اتصالات و مقدار آرماتور عرضی در تیر تمرکز کرده بودند و برای شناسایی رفتار شکل‌پذیر از مدل اجزا محدود اتصالات نرم‌افزار Abaqus استفاده شده است. نتایج بررسی نشان می‌دهد که:

- ۱- استفاده از ورق‌های CFRP تابیده شده پیرامون اتصال خارجی تیر به ستون شکست ترد را به شکست شکل‌پذیر تبدیل می‌کند
- ۲- تقویت اتصال با ورق‌های FRP در صورت طراحی اتصال ضعیف می‌تواند روی ظرفیت باربری و شکل‌پذیری تاثیر زیادی داشته باشد

<sup>۱</sup> Tahnat

<sup>۲</sup> Dwaikat

۳- تقویت اتصال به وسیله ورق‌های CFRP تاثیر بسیار کمی روی افزایش شکل‌پذیری اتصال دارد [۳۶].

## فصل ۳: مدلسازی نمونه‌ها

و صحت سنجی بامدل آزمایشگاهی

### ۳-۱ مقدمه

بررسی آسیب‌پذیری و تعیین سطح عملکرد سازه‌ها نیازمند ارزیابی رفتار غیرخطی مصالح به کار رفته در آنها است. پس دو راه‌حل برای بررسی رفتار غیرخطی مصالح وجود دارد: مطالعات آزمایشگاهی و استفاده از برنامه‌های کامپیوتری. شرایط مرزی پیچیده و همچنین محدودیت‌های زمانی و هزینه‌های آزمایشگاهی، تمایل به استفاده از شبیه‌سازی‌های عددی را افزایش می‌دهد. بنابراین استفاده از برنامه‌های کامپیوتری به دلیل عدم محدودیت‌های فوق‌گزینه مناسبی می‌باشد. اما مطالعه رفتار واقعی سازه‌ها با استفاده از شبیه‌سازی عددی، نیازمند مدلسازی دقیق رفتار غیرخطی مواد است. مدلسازی به کمک روش اجزای محدود<sup>۱</sup> همواره به عنوان ابزاری قابل قبول برای درک بهتر رفتار پدیده‌های مختلف تلقی می‌شود. در این فصل برای بررسی و مقایسه اتصالات بتن مسلح تقویت شده بوسیله الیاف CFRP از مدلسازی اجزاء محدود استفاده شده است. البته باید توجه داشت که تحلیل‌های عددی بدون وجود نتایج آزمایشگاهی قابل اطمینان نیست و خروجی حاصل از هرگونه مدل عددی باید با اطلاعات دقیق آزمایشگاهی مطابقت کافی داشته باشد تا امکان استفاده از آن مدل فراهم گردد. به منظور بررسی صحت مدلسازی، در این فصل نتایج حاصل از مدلسازی عددی با نتایج بدست آمده توسط انصاری [۳۷] که در دانشگاه فردوسی مشهد بر روی اینگونه اتصالات انجام شده، مورد مقایسه قرار گرفته است.

این فصل از دو بخش، مبانی تئوری در تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن مسلح و مدلسازی عددی به همراه صحت‌سنجی نتایج، تشکیل شده است.

---

<sup>۱</sup> Finite Element Method

## ۳-۲ مبانی تئوری در تحلیل غیرخطی

### ۳-۲-۱ تحلیل غیرخطی

به طور کلی رفتار غیرخطی در سازه ها می تواند به ۳ دلیل رخ دهد:

۱. غیرخطی هندسی
۲. رفتار غیرخطی مصالح
۳. تغییر در وضعیت سازه

### ۳-۲-۱-۱ غیرخطی هندسی

تغییر شکل های بزرگ در سازه باعث تغییر در هندسه سازه می شود که می تواند یکی از دلایل رفتار غیرخطی در سازه شود. در این صورت هنگام محاسبه نیروهای داخلی و تنش ها، نمی توان این تغییر شکل ها را نادیده گرفت.

### ۳-۲-۱-۲ رفتار غیرخطی مصالح

این نوع رفتار به دلیل رابطه غیرخطی بین تنش و کرنش اتفاق می افتد. در این حالت تنش تابعی غیر خطی از کرنش است. معمولاً در مراحل ابتدایی بارگذاری رابطه بین تنش و کرنش خطی است، ولی با افزایش بار و افزایش کرنش رفتار مصالح غیرخطی می شود.

### ۳-۲-۱-۳ تغییر در وضعیت سازه

رفتار غیرخطی می تواند وابسته به وضعیت سازه باشد. در این موارد بروز رفتار غیرخطی ناشی از تغییر ناگهانی سختی سازه است. به عنوان مثال زمانی که بین دو جسم تماس ایجاد شود، سختی سازه دچار

تغییرات ناگهانی می‌گردد. یا کابلی که تحت کشش باشد، با شل شدن کابل سختی آن از بین می‌رود. از سال ۱۹۶۰ که روش اجزاء محدود معرفی شده، تاکنون نرم‌افزارهای متعددی برای استفاده از این روش طراحی و به بازار ارائه شده‌اند. در این میان، نرم‌افزار Abaqus نقاط ضعف و اشکالات نرم‌افزارهای اجزاء محدود دیگر را ندارد و سهولت در استفاده، مدلسازی قوی، تحلیل دقیق و سرعت بالای این نرم‌افزار، آن را به یک نرم‌افزار اجزاء محدود ممتاز تبدیل کرده است [۳۸].

در روش اجزاء محدود ابتدا مدل به قسمت‌های کوچکتری به نام المان تقسیم می‌شود و برای محاسبه میزان تغییرشکل و جابجایی مجموعه این المان‌ها از رابطه ماتریسی به صورت زیر استفاده می‌شود:

$$[F]=[K].[X] \quad (۱-۳)$$

که در آن  $[F]$ ، ماتریس نیرو است که با توجه به شرایط مرزی و بارگذاری نمونه‌ها بدست می‌آید و مجهول است.  $[K]$ ، ماتریس سختی است که با توجه به هندسه سازه، ضخامت ورق‌ها و جنس مواد بدست می‌آید و معلوم است.  $[X]$ ، بردار جابجایی می‌باشد و معلوم است.

یک تحلیل کامل در نرم‌افزار Abaqus معمولاً از سه مرحله تشکیل شده است:

#### ۱. مرحله پیش پردازش<sup>۱</sup>:

Abaqus/CAE به عنوان رابط گرافیکی، در نرم‌افزار Abaqus گنجانده شده است. این محصول به کاربر کمک می‌کند که یک مدل هندسی را سریعاً و به سادگی بسازد، یا از نرم‌افزار مدلسازی دیگر، یا یک ویرایشگر متنی، مانند Notepad وارد کند.

در این بخش از نرم‌افزار، می‌توان مدل فیزیکی مسئله را ساخته و یک فایل ورودی برای آن تهیه کنیم. این مدل معمولاً به صورت گرافیکی در Abaqus/CAE یا دیگر برنامه‌هایی که برای پیش پردازش وجود دارند ساخته می‌شوند. همچنین می‌توان با استفاده از کدنویسی یا برنامه‌نویسی، فایل ورودی Abaqus/CAE را به طور مستقیم برای پردازش وارد مرحله شبیه‌سازی کرد [۳۹].

---

<sup>۱</sup>Preprocessing

## ۲. مرحله شبیه سازی<sup>۱</sup>:

این مرحله که به عنوان مرحله پردازش در Abaqus/CAE شناخته می‌شود، قلب نرم‌افزار و نقطه قوت آن نسبت به سایر نرم‌افزارهای اجزاء محدود می‌باشد. به منظور حل مسائل غیرخطی دو نوع فرمول‌بندی<sup>۲</sup> ضمنی<sup>۳</sup> و صریح<sup>۴</sup> ارائه گردیده است. تفاوت میان این دو نوع فرمول‌بندی در روش ریاضی حل معادلات است.

### ۲-۲-۳ مقایسه روش‌های حل ریاضی در رویکرد صریح و ضمنی

همانطور که بیان شد تفاوت دو رویکرد صریح و ضمنی در نوع حل ریاضی معادله می‌باشد. در ادامه به طور مختصر هر کدام از این رویکردها توضیح داده شده است.

#### ۳-۲-۲-۱ رویکرد صریح

فرض می‌شود که موقعیت گره‌ها در لحظه  $n(x_n)$  از محاسبات قبلی بدست آمده باشد و بخواهیم موقعیت گره‌ها در  $n+1(x_{n+1})$  را بدست آوریم. بدین منظور داریم:

$$mx'' + kx = f(t) \quad (2-3)$$

$$mx''_{n+1} + kx_{n+1} = f_{n+1}(t) \quad (3-30)$$

آنگاه

$$x''_{n+1} = m^{-1} (f_{n+1} - kx_{n+1}) \quad (4-30)$$

از معادله فوق  $x'_{n+1}$  بدست می‌آید.

---

<sup>۱</sup> Processing

<sup>۲</sup> Formulation

<sup>۳</sup> Implicit

<sup>۴</sup> Explicit

$$\dot{x}_{n+\frac{1}{2}} = \dot{x}_{n-\frac{1}{2}} + \Delta t_n * \ddot{x}_n \quad (5-3)$$

در این معادله  $\dot{x}_{n-\frac{1}{2}}$  معلوم می‌باشد و  $\dot{x}_{n+\frac{1}{2}}$  محاسبه می‌شود.

$$x_{n+1} = x_n + \Delta t_{n+\frac{1}{2}} * \dot{x}_{n+\frac{1}{2}} \quad (6-3)$$

از رابطه فوق مقدار  $x_{n+1}$  محاسبه می‌شود. پس در رویکرد صریح مقدار  $[x]$  در هر لحظه و باتوجه به مقادیر سرعت و شتاب در لحظه قبل بدست می‌آید. برای پایدار بودن حل با استفاده از رویکرد صریح باید شرایطی برقرار شود که در ادامه به آن پرداخته می‌شود.

### ۲-۲-۲-۳ رویکرد ضمنی

در این رویکرد فرض می‌شود مقادیر موقعیت، سرعت و شتاب‌ها در لحظه  $n$  معلوم باشد. حال می‌خواهیم موقعیت را در لحظه  $n+1$  بدست آوریم. پس داریم:

$$m\ddot{x} + kx = f(t) \quad (7-3)$$

$$m\ddot{x}_{n+1} + kx_{n+1} = f_{n+1}(t) \quad (8-3)$$

طبق تعریف شتاب در لحظه  $n+1$  داریم:

$$\ddot{x}_{n+1} = \frac{(\dot{x}_{n+1} - \dot{x}_n)}{\Delta t_n} \quad (9-3)$$

طبق تعریف سرعت در لحظه  $n+1$  داریم:

$$\dot{x}_{n+1} = \frac{(x_{n+1} - x_n)}{\Delta t_n} \quad (10-3)$$

با جایگذاری مقادیر فوق در رابطه اول داریم:

$$x_{n+1} = \left( \frac{m}{\Delta t_n^2} + k \right)^{-1} * \left( f_{n+1} + \frac{m}{\Delta t_n^2} (2x_n - x_{n-1}) \right) \quad (11-3)$$

در این روش  $x_{n+1}$  باتوجه به مقادیر  $x_n$  و  $x_{n-1}$  بدست می‌آید.

### ۳-۲-۲-۳ مقایسه کاربرد رویکردهای ضمنی و صریح

با شناخت ماهیت هر کدام از این روش‌ها و با کسب تجربه، انتخاب روش حل مساله ساده می‌شود. ماهیت هر کدام از این روش‌ها مستقیماً از روش حل ریاضی آنها بدست می‌آید. همانطور که در قسمت قبل بیان شد در روش صریح نتایج در هر لحظه  $(x_{n+1})$ ، مستقیماً از نتایج در لحظه قبل از آن  $(x_n)$  بدست می‌آید. بدین صورت که با در نظر گرفتن سرعت و شتاب المان‌ها در لحظه  $n$  و با جایگذاری در رابطه ۳-۱۱ موقعیت‌های جدید محاسبه می‌شود. سرعت گره‌ها و المان‌ها به طور پیوسته در حال تغییر است. لذا نتایج بدست آمده از این رویکرد زمانی صحیح و پایدار خواهد بود که  $\Delta t$  در نظر گرفته شده به اندازه کافی کوچک باشد تا بتواند از روند تغییر سرعت و شتاب در گره‌ها پیروی کند. با توجه به این موضوع در روش صریح، بازه‌های زمانی بسیار کوچک، و تعداد آنها بسیار زیاد می‌شود. از آنجایی که روند حل با روش صریح، از تغییرات سرعت و شتاب در گره‌ها پیروی می‌کند در مسائلی که در آنها محاسبه پارامترهایی از جنس موج (مانند موج تنش) اهمیت دارد، فقط می‌توان از روش صریح استفاده کرد.

در مقابل در روش ضمنی، بزرگی یا کوچکی  $\Delta t$  اهمیت زیادی ندارد. در این روش معادلات موقعیت  $(x_n)$ ، سرعت  $(\dot{x}_n)$  و شتاب  $(\ddot{x}_n)$  بصورت همزمان و از روش تکرار<sup>۱</sup> حل می‌شود. در این شیوه اثری از دنبال کردن روند سرعت و شتاب در گره‌ها نیست و لذا دنبال کردن موج‌ها در سازه در این روش بی‌معنی است. در عوض در این شیوه اثری از آشفتگی<sup>۲</sup> در جواب دیده نخواهد شد و پاسخی کاملاً یکنواخت و ملایم<sup>۳</sup> حاصل می‌شود. به لحاظ تئوری تقریباً تمامی مسائل از هر دو رویکرد قابل تحلیل هستند. اما به طور عملی در مسائل زیر تنها انتخاب، استفاده از روش صریح می‌باشد و روش ضمنی همگرا نخواهد شد.

---

<sup>۱</sup> Iterational

<sup>۲</sup> Noise

<sup>۳</sup> Smooth

- مسائل با برخورد‌های پیچیده: در پدیده‌هایی که قطعات مختلف با هم برخورد می‌کنند از هر دو شیوه می‌توان برای شبیه‌سازی برخورد استفاده کرد. اما زمانی که تعداد و شدت برخوردها در مدل زیاد شود، عملاً روش ضمنی همگرا نمی‌شود.
- پدیده‌های دینامیکی سرعت بالا: در پدیده‌های فیزیکی با سرعت بسیار زیاد همانند نیروهای انفجاری و یا نیروهای ضربه‌ای که در یک بازه زمانی بسیار کوچک بار زیادی به سازه اعمال می‌شود، همگرا کردن حل در رویکرد ضمنی عملاً امکان‌پذیر نیست.
- برخی مسائل شبه استاتیکی<sup>۱</sup> که در آنها تغییرشکل‌ها بسیار زیاد است.
- شکست و خرابی در مواد: در صورتی که سازه دچار شکست، ترک و خرابی می‌شود، استفاده از روش صریح مناسب‌تر است.
- Postbuckling: در مسائلی که تغییرشکل‌های سازه منجر به تغییر بسیار زیاد در استحکام قطعه می‌شود. همانند قطعاتی که دچار کمناش می‌شوند.
- برخلاف مزایایی که برای روش صریح گفته شد، این رویکرد محدودیت‌هایی هم نیز دارد که در ادامه به آنها می‌پردازیم.
- همانطور که در توضیحات ماهیت این رویکرد بیان شد، در این روش روند حرکت موج در داخل سازه دنبال می‌شود. لذا اگر سرعت حرکت موج در سازه که همان سرعت صوت است، از سرعت حلگر نرم‌افزار بیشتر شود، جواب‌ها ناپایدار و ناصحیح خواهد شد. به عبارت دیگر، بازه‌های زمانی حل باید به حدی کوچک انتخاب شود که بتواند روند حرکت موج را کاملاً پیروی کند.
- جواب‌هایی که از طریق این رویکرد بدست می‌آید در مقیاس کوچک به طور ذاتی دارای مقداری آشفتگی هستند که البته با اضافه کردن مقدار کمی میرایی<sup>۲</sup> در روند حل، می‌توان به میزان زیادی این آشفتگی را برطرف کرد.

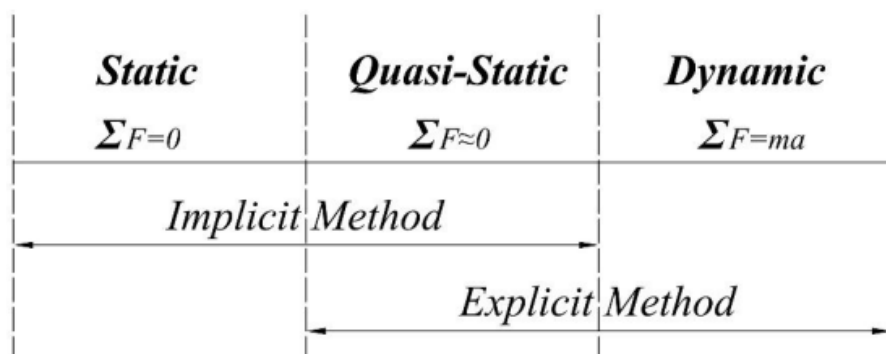
---

<sup>۱</sup> Quasi-Static

<sup>۲</sup> Damping

این مشکل بیشتر در المان‌های کوچک رخ می‌دهد. در این المان‌ها موج تنش به سرعت از المان عبور می‌کند و باید  $\Delta T$  حل را براساس سائیزکوچکترین المان بدست آورد. در رویکرد ضمنی این چنین محدودیتی وجود ندارد و جواب بدست آمده مستقل از  $\Delta t$  می‌باشد.

با توجه به شکل ۱-۳ می‌توان متناسب با مسئله موردنظر حلگر مناسب را انتخاب کرد. مطابق این شکل با توجه به منطقه هم پوشانی دو رویکرد، مشاهده می‌شود که طیف گسترده‌ای از مسائل با هر دو روش قابل بررسی می‌باشند.



شکل ۱-۳: دامنه کاربرد حلگرهای صریح و ضمنی در آباکوس

### ۳. مرحله پس‌پردازش:

در این مرحله ارزیابی نتایج را، بعد از اتمام مرحله پردازش، یعنی وقتی که تنش‌ها، کرنش‌ها و دیگر متغیرهای اساسی محاسبه شده، انجام می‌دهند. این کار توسط یک ماژول گرافیک ساز و یا سایر پس پردازنده‌ها انجام می‌شود. ماژول Visualization در Abaqus/CAE امکانات مختلفی نظیر کانتور رنگی، انیمیشن، فرم تغییرشکل یافته و یا نمایش داده‌ها به صورت نمودار X-Y را به ما ارائه دهد [۹].

## ۳-۳ مدل‌سازی در نرم افزار

نرم‌افزار Abaqus شامل ماژول‌های مختلفی می‌باشد که در مدل‌سازی کاربرد دارد، به عنوان مثال مراحل‌ی مانند تعریف هندسه مسئله، تعریف مشخصات، شرایط مرزی و بارگذاری، همچنین

شبکه‌بندی در مدل‌های مختلف در نرم‌افزار آباکوس، در ماژول‌های مخصوص انجام می‌گیرد [۴۰]. در این قسمت به ساخت مدل هندسی اتصال بتنی در نرم‌افزار Abaqus پرداخته می‌شود. هر مدلی که در نرم‌افزار ساخته می‌شود از بخش‌های مختلفی تشکیل شده است. این بخش‌ها با قرارگرفتن در کنار یکدیگر، به ساخت الگویی بزرگتر منجر می‌شود. الگویی که ساخته شده یک اتصال بتن‌آرمه می‌باشد که شامل بخش‌های زیر است:

- سازه بتنی
  - شبکه آرماتور
  - الیاف پلیمری CFRP
  - میلگردهای دست‌ساز MMFRP
- برای مدل‌سازی هر یک از بخش‌های یادشده از المان‌هایی با خواص متفاوت استفاده شده است که در ادامه به تشریح آنها پرداخته خواهد شد.

### ۳-۳-۱ ساخت عناصر مدل

این قسمت در نرم‌افزار تحت عنوان ماژول Part معرفی شده، و در این بخش هندسه کلی عناصر سازه‌ای ساخته می‌شود. در ماژول part، مدل‌سازی قطعات به صورت‌های دو بعدی، سه بعدی و در حالت شکل‌پذیر، صلب، جامد، صفحه‌ای، خطی و نقطه‌ای صورت می‌گیرد. برای در نظر گرفتن ویژگی المان‌های ساخته شده از گزینه‌های Solid، Shell، Wire و Point به ترتیب به معنای المان‌های جامد، صفحه‌ای، خطی و نقطه‌ای استفاده می‌شود. از آنجا که مدل در فضا، در سه راستای X، Y و Z قرار دارد به صورت سه بعدی در نظر گرفته خواهد شد.

درحالتی که یکی از ابعاد مدل (ضخامت آن) در برابر دو بعد دیگر بسیار کوچکتر بوده و تنش‌ها در جهت ضخامت مدل قابل صرف‌نظر کردن باشد، از المان‌های پوسته‌ای برای مدل‌سازی استفاده می‌شود، لذا برای لایه‌های FRP به کار رفته در سازه از گزینه Shell استفاده شده است.

در حالتی که یکی از ابعاد عنصر سازه‌ای مورد نظر به طور قابل توجهی از دو بعد دیگر آن بیشتر باشد، از المان‌های خطی استفاده می‌کنیم. لذا برای مدل‌سازی میلگردهای طولی و عرضی به کاررفته در مدل، گزینه Wire به کار می‌رود.

### ۳-۳-۲ مدل‌سازی بتن در Abaqus

بتن به عنوان یک ماده شبه‌ترد شناخته می‌شود، رفتار بتن به طور قابل توجهی در کشش و فشار غیرخطی است. تفاوت مواد ترد و شبه‌ترد در این است که مواد ترد تا لحظه‌ی تنش حداکثر رفتار خطی و بعد از آن ترک‌های بزرگ رخ می‌دهد. اما در مواد شبه‌ترد، رفتار غیرخطی قبل از رسیدن به تنش حداکثر آغاز می‌شود و خردشدگی در بار حداکثر رخ می‌دهد، سپس توانایی انتقال تنش کاهش می‌یابد [۴۱].

برای مدل‌سازی بتن با توجه به سه بعدی بودن مدل‌سازی اتصالات بتن مسلح در این پایان نامه از المان سه بعدی هشت گرهی C3D8R استفاده شده است. قابل ذکر است که المان‌های سه‌وجهی نسبت به المانهای چهاروجهی دارای مزایایی به شرح زیر می‌باشد:

- نتایج دقیق‌تری به ما می‌دهند.
- پاسخ‌ها زودتر همگرا می‌شوند، بنابراین با مش‌بندی درشت‌تر، می‌توان در زمان کوتاه‌تری به جواب رسید.
- سختی آنها به سختی آزمایشگاهی نزدیکتر است (این درحالی است که المانهای چهاروجهی سختی بیشتری نسبت به نتایج آزمایشگاهی دارند).

### ۳-۳-۳ خصوصیات ماده معرفی شده برای بتن

در بررسی رفتار غیرخطی بتن سه مسئله مهم وجود دارد. اول اینکه رفتار بتن در فشار و کشش کاملاً

از هم متمایز می‌باشد، دومین مسئله ترک‌خوردگی در مقطع بتنی و سوم نحوه مدل‌کردن رفتار بتن در هنگام گذر از فشار به کشش و بالعکس می‌باشد. تلاش برای توصیف بتن با مدل آسیب الاستیک خطی از سال ۱۹۵۰ آغاز شد. اوایل، کاربرد گسیختگی به عنوان یک پدیده ساختمانی بود یعنی وقتی سازه یا عضو سازه‌ای تخریب می‌شد آن را آسیب و شکست ماده می‌گفتند، و آن را به صورت یک ماده کاملاً شکننده در نظر می‌گرفتند. یعنی ماده در شکست، کاملاً سختی خود را از دست می‌دهد [۴۲، ۴۳]. این مدل که ساده‌ترین مدل ساختاری است در تحقیقات چن [۴۴] و بنگاش [۴۵] نیز آمده است. که در آنها رفتار بتن تا مقاومت ماکزیمم الاستیک خطی است و در این نقطه ناگهان با رفتاری ترد گسیخته می‌شود.

مدل بتن با پلاستیسیته آسیب‌دیده بر پایه فرضیات آسیب‌دیدگی همسان است و برای حالت‌هایی که بتن تحت بارگذاری دلخواه و از جمله یکنواخت و چرخه‌ای قرار دارد، طراحی شده است. این مدل اثر کاهش سختی الاستیک ناشی از کرنش‌های پلاستیک، هم در کشش و هم در فشار را در نظر می‌گیرد. همچنین تاثیر بازیابی سختی به هنگام بارهای چرخه‌ای را لحاظ می‌کند. در این مدل رفتاری، خصوصیات بتن در کشش و در فشار به طور جداگانه برای نرم‌افزار تعریف می‌شوند [۴۶]. با بررسی مقالات معتبر موجود که برای شبیه‌سازی بتن از نرم‌افزار Abaqus استفاده کرده‌اند، می‌توان متوجه شد که تمامی آن‌ها از این مدل رفتاری استفاده کرده‌اند از این رو در این پایان‌نامه نیز از این مدل رفتاری استفاده شده است. در ادامه به بررسی مفصل این مدل و پارامترهای مورد نیاز آن پرداخته می‌شود.

### ۳-۳-۴ مدل‌های بتن ارائه شده در نرم‌افزار Abaqus

در کتابخانه نرم‌افزار آباکوس ۳ مدل رفتاری برای تعریف رفتار غیرخطی بتن وجود دارد:

۱. مدل ترک پخشی بتن<sup>۱</sup>

۲. مدل ترک خوردگی ترد<sup>۲</sup>

۳. مدل خسارت پلاستیک بتن<sup>۳</sup>

### ۳-۳-۴-۱ مدل ترک پخشی بتن

از این مدل می‌توان برای شبیه‌سازی رفتار بتن تحت بارهای یکنواخت و فشار محصورشدگی پایین استفاده کرد. در این مدل ترک‌خوردگی زمانی اتفاق می‌افتد که حداکثر تنش موجود به حد صفحه گسیختگی برسد. صفحه گسیختگی با تنش معادل<sup>۴</sup> و تنش انحرافی<sup>۵</sup> رابطه خطی دارد. در این مدل رفتاری تنها روش ضمنی استفاده می‌شود. از طرفی با توجه به غیرخطی بودن بتن، به روش ضمنی مدت زمان تحلیل به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

### ۳-۳-۴-۲ مدل ترک خوردگی ترد

این مدل رفتاری برای مدلسازی همه نوع المان‌های بتنی کاربرد دارد. یکی از ضعف‌های این مدل در نظر نگرفتن خسارت فشاری یا همان خردشدگی در مصالح است. به عبارت دیگر در این مدل، رفتار فشاری بتن تنها به صورت الاستیک خطی می‌باشد. این مدل زمانی کاربرد دارد که ترک‌های کششی رفتار غالب بر نمونه است و مصالح در فشار دچار آسیب نمی‌شود. این مدل با رویکرد صریح کاربرد دارد.

---

<sup>۱</sup> Concrete Smeared Cracking

<sup>۲</sup> Brittle Cracking

<sup>۳</sup> Concrete Damage Plasticity

<sup>۴</sup> Equivalent Pressure Stress

<sup>۵</sup> Equivalent Deviatoric Stress

### ۳-۴-۳-۳ مدل خسارت پلاستیک بتن

در این مدل رفتار ترک خوردگی در بتن با اصلاح سختی المان‌های بتن صورت می‌گیرد. بنابراین بتن ترک خورده یک ماده پیوسته و همگن است که در آن به جای مدلسازی ترک‌ها، آسیب‌دیدگی هر المان مدل شده است. برخلاف مدل ترک خوردگی ترد در این مدل رفتاری، دو نوع مد خرابی قابل شناسایی است؛ ایجاد ترک‌های کششی و خردشدگی بتن در فشار. این مدل رفتاری توانایی حل مسائل با هر دو روش ضمنی و صریح را دارا می‌باشد. مطالعه مقالات معتبر نشان می‌دهد تقریباً تمامی آنها برای مدلسازی رفتار بتن از این روش استفاده کرده‌اند.

این مدل برای اولین بار توسط لوبلینر<sup>۱</sup> و همکاران ابداع شد و علاوه بر مدلسازی بتن، توانایی مدلسازی رفتار مصالح شبه ترد از جمله سنگ، ملات‌ها و سرامیک‌ها را نیز دارد. از دیگر قابلیت‌های این مدل عبارتند از:

- قابلیت مدلسازی بتن ساده و بتن مسلح.
- شبیه‌سازی رفتار بتن تحت بارگذاری یکنواخت، چرخه‌ای و دینامیکی تحت فشار محصورشدگی پایین (فشار محصورشدگی معادل یک پنجم مقاومت مشخصه بتن).
- قابلیت مدلسازی بتن و سایر مصالح نیمه شکننده در قالب تیر، خرپا و پوسته.
- استفاده از ترکیب تئوری پلاستیسیته ایزوتروپیک و خسارت الاستیک ایزوتروپیک برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی بتن.
- قابلیت استفاده به همراه میلگرد برای شبیه‌سازی بتن مسلح
- به طور کلی مدل خسارت خمیری برای شبیه‌سازی غیرخطی بتن و وقوع خسارت در آن از معیار و قوانین زیر پیروی می‌کند:
- معیار تسلیم برای تشخیص شروع تغییر شکل‌های غیرارتجاعی
- قانون سخت‌شدگی یا نرم‌شدگی برای تعیین وضعیت تکمیل سطح تسلیم

---

<sup>۱</sup> Lubliner

- قانون جریان برای تعیین نمو کرنش‌های خمیری
- معیار خسارت برای برآورد میزان آسیب‌دیدگی نمونه

## ۳-۴ المانها در نرم افزار Abaqus

با توجه به اهمیت المان‌های مورد استفاده در Abaqus کاربر می‌بایست اطلاعات لازم را درباره المان‌ها و انتخاب المان مناسب برای مدلسازی درست مسئله داشته باشد. المان‌های مورد استفاده در نرم‌افزار Abaqus متنوع می‌باشد و از این جهت توانایی بسیار زیادی را به کاربر می‌دهد تا بتواند انواع مسائل مختلف را مدلسازی و تحلیل کند.

### ۳-۴-۱ ویژگی‌های المان‌ها در نرم افزار Abaqus

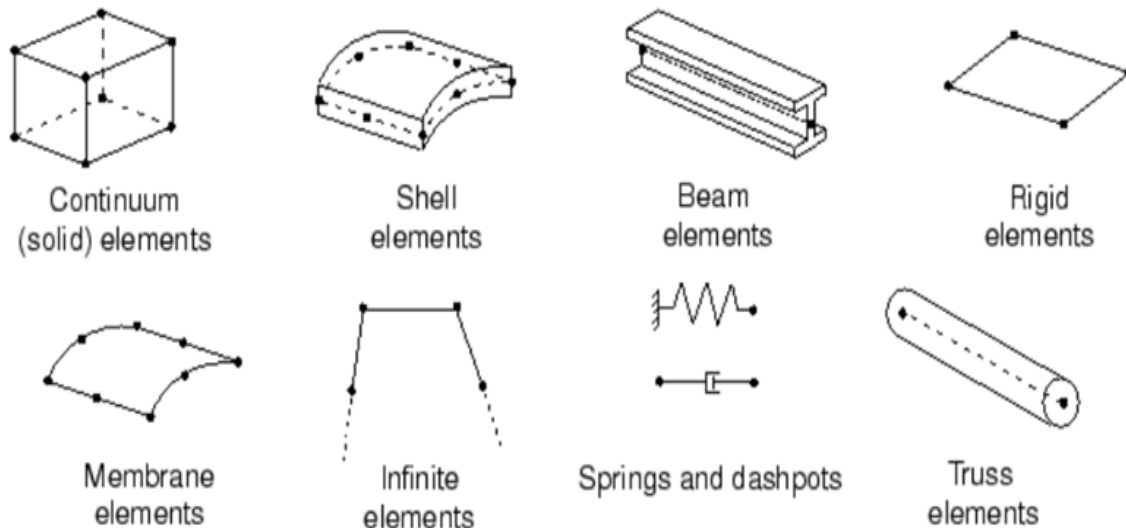
در این بخش با پنج ویژگی یک المان که رفتار آن را تعیین می‌کند آشنا می‌شویم. این ویژگی‌ها عبارت انداز [۴۷]:

- خانواده المان
- درجه آزادی المان
- تعداد گره‌های المان
- روش فرمول بندی
- روش انتگرال گیری

**خانواده:** اولین حرف از نام هر المان مشخص‌کننده خانواده آن المان می‌باشد. به طور مثال در المان که برای مدلسازی در این پایان‌نامه استفاده شده است، حرف C معرف خانواده Continuum می‌باشد، حرف S بیانگر این است که این المان از خانواده Shell می‌باشد. در شکل ۳-۳ انواع خانواده‌های المان که در مسائل تحلیل تنش کاربرد دارند، نشان داده شده است. یکی از تفاوت‌های اصلی

المان‌های دو خانواده با هم، نوع هندسه المان‌های آنها می‌باشد.

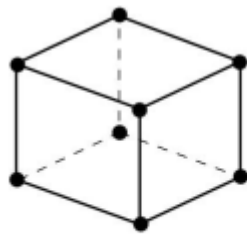
در شکل ۲-۳ خانواده المان‌ها در نرم‌افزار آباکوس نشان داده شده است.



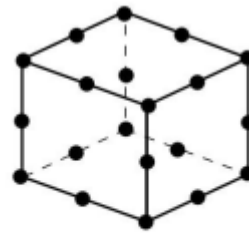
شکل ۲-۳: خانواده المان‌های موجود در Abaqus

**درجات آزادی:** درجات آزادی در واقع متغیر اصلی می‌باشند که در هنگام تحلیل بدست می‌آید. برای یک مدلسازی تنش-تغییر مکان، درجات آزادی اصلی تغییر مکان‌های گره‌ها می‌باشد. برای المان‌های Beam و Shell دوران در گره‌ها نیز درجات آزادی مدل می‌باشند.

**تعداد گره‌ها و مرتبه درونیایی:** تغییر مکان‌ها دوران‌ها و سایر درجات آزادی اشاره شده در قسمت قبل تنها از گره‌های یک المان بدست می‌آید. در هر نقطه دیگر داخل المان تغییر مکان را می‌بایست از درونیایی روی مقادیر گره‌ی بدست آورد. معمولاً مرتبه این درونیایی از روی تعداد گره‌ی یک المان مشخص می‌شود. المان‌هایی که تنها در گوشه دارای گره می‌باشند، مانند المان C3D8 که در شکل ۳-۳ (a) نشان داده شده است، را از درونیایی خطی در هر جهت حساب می‌کنند و به آنها المان‌های خطی یا مرتبه اول می‌گویند. برای المان‌هایی که دارای گره در وسط اضلاع خود باشند، مانند المان C3D20 نشان داده شده در شکل ۳-۳ (b)، از درونیایی به صورت منحنی درجه ۲ استفاده می‌شود و از این رو به آنها المان‌های سهموی یا مرتبه دوم می‌گویند.



(a) Linear element  
(8-node brick, C3D8)



(b) Quadratic element  
(20-node brick, C3D20)

شکل ۳-۳: المان خطی (مرتبه اول) و المان سهموی (مرتبه دوم) [۴۸]

**فرمول بندی:** فرمول بندی یک المان به تئوری ریاضی بررسی رفتار المان مربوط می شود. همه ی المان های مورد استفاده در تحلیل های تنش-تغییر مکان از فرمول بندی لاگرانژی یا جرم کنترل استفاده می کنند. در این نوع فرمول بندی ماده داخل المان تا انتهای تحلیل داخل المان باقی می ماند و نمی تواند از مرز المان خارج شود.

**انتگرال گیری:** نرم افزار آباکوس از روش های عددی جهت انتگرال گیری مقادیر مختلف در حجم یک المان استفاده می کند. در آباکوس برای بررسی رفتار ماده در هر نقطه انتگرال گیری<sup>۱</sup> از روش مربع سازی گوس استفاده می شود. روش انتگرال گیری و مرتبه المان در دقت جواب های بدست آمده از تحلیل تنش-کرنش موثر است. هرچه تعداد نقاط گوسی در حل عددی معادله حاصل از تشکیل ماتریس سختی بیشتر باشد، حل عددی دقیق تر خواهد بود. انتخاب گزینه انتگرال گیری کامل<sup>۲</sup> یا انتگرال گیری کاهش یافته<sup>۳</sup> برای المان های Continuum تاثیر بسزایی در دقت حل دارد.

<sup>۱</sup> Integration Point

<sup>۲</sup> Full Integration

<sup>۳</sup> Reduced Integration

## ۳-۵ منحنی‌های رفتاری بتن

### ۳-۵-۱ رفتار بتن در فشار تک محوره

تغییر شکل بتن تحت تنش فشاری با منحنی تنش-کرنش آن مشخص می‌شود. رفتار بتن تحت فشار تک محوره به سه ناحیه شامل ناحیه الاستیک خطی، ناحیه سخت‌شدگی کرنشی و ناحیه نرم‌شدگی کرنشی تقسیم شده است. به طور کلی رفتار بتن تا حدود ۳۰ درصد مقاومت مشخصه خود به صورت الاستیک خطی می‌باشد. سپس وارد ناحیه غیرخطی سخت‌شدگی کرنشی می‌شود. در این ناحیه، به ازای تنش فشاری در حدود ۷۰-۳۰٪ مقاومت مشخصه بتن، اتصال بین ملات و سنگ‌دانه‌ها کمتر شده و به تدریج ریزترک‌ها تشکیل می‌شود و طی این فرایند، ترک در داخل ملات سیمان گسترش می‌یابد. در حالت حدی نهایی، به ازای تنش‌های در حد مقاومت مشخصه بتن، ریزترک‌ها به یکدیگر متصل شده و در نهایت گسیختگی در بتن اتفاق می‌افتد. اساساً بدست آوردن چنین منحنی‌های رفتاری بتن در آزمایشگاه، به طوری که شاخه نزولی منحنی را نیز شامل شود، تنها در شرایطی میسر است که آزمایش به صورت جابجایی-کنترل باشد. در صورت نبود نتایج آزمایشگاهی، برای دست‌یابی به نمودار تنش-کرنش بتن، می‌توان از روابط پیش‌بینی رفتار بتن استفاده کرد که در ادامه به برخی از این روابط اشاره می‌شود.

### ۳-۵-۱-۱ مدل‌های رفتاری بتن

در بسیاری از موارد به هنگام شبیه‌سازی عددی، ممکن است که هیچ‌گونه نتیجه آزمایشگاهی از رفتار بتن در دسترس نباشد و تنها پارامتر ذکر شده، مقاومت فشاری بتن باشد. در این موارد می‌توان از مدل‌های رفتاری بتن استفاده کرد. از پارامترهای مورد نیاز برای استفاده از این روابط، مدول الاستیسیته بتن و کرنش‌های نظیر حداکثر مقاومت فشاری ( $\epsilon_0$ ) و کرنش نظیر شکست فشاری بتن

( $\varepsilon_{cu}$ ) می‌باشد. کرنش نظیر تنش  $\varepsilon_0$  حداکثر، برای بتن‌هایی با مقاومت پایین تا بتن‌هایی با مقاومت بالا در محدوده  $0/003 - 0/015$  متغیر می‌باشد؛ اگرچه می‌توان برای بتن‌هایی با مقاومت معمولی حدود  $0/002$  در نظر گرفت. این کرنش برای بعضی از انواع نمونه‌های بتنی تا  $0/005$  و بالاتر نیز گزارش شده است. در بسیاری از آیین‌نامه‌های طراحی به صورت محافظه‌کارانه مقدار  $0/003$  در نظر می‌گیرند. با افزایش مقاومت فشاری بتن، کرنش نهایی شکست کاهش می‌یابد و به بیان دیگر، رفتار بتن تحت فشار، تردتر می‌شود [۴۹]. همین‌طور با استفاده از روابط زیر، مقادیر دقیق کرنش‌های نظیر تنش حداکثر و نهایی، قابل محاسبه می‌باشد [۵۰].

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c1} = 0.0014[2 - \exp(-0.024f_{cm}) - \exp(-0.14f_{cm})] \quad (14-3)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 - 0.001[1 - \exp(-0.0215f_{cm})] \quad (15-3)$$

مدلهای مختلفی برای رفتار تک محوری فشاری بتن بر حسب مقاومت مشخصه و کرنش متناظر با آن ارائه شده که در ادامه به برخی از این روابط اشاره بیان شده است.

### ۳-۵-۱-۱-۱ سهمی هاگنستاد<sup>۱</sup> و هاگنستاد اصلاح شده<sup>۲</sup>

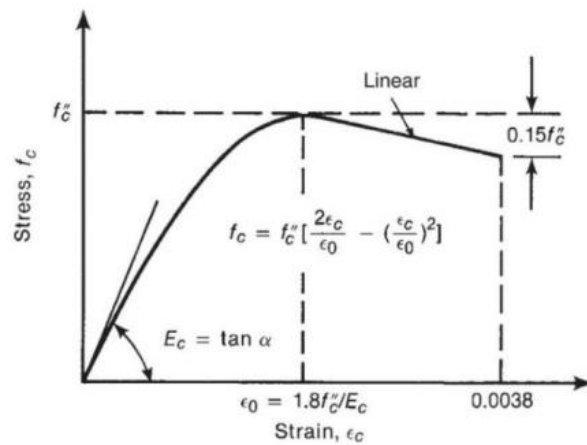
$$F_c = f''_c * \left( \frac{2 \varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \quad (16-3)$$

$$f''_c = k \square * f'_c \quad (17-3)$$

در رابطه فوق  $f''_c$  تنش حداکثری است که در عضو بتنی به وجود می‌آید، درحالی‌که  $f'_c$  مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای می‌باشد. ضریب  $K_s$  را می‌توان برای بتن‌هایی با مقاومت‌های فشاری استوانه‌ای ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰ و مساوی یا بزرگتر از ۳۵ مگاپاسکال، به ترتیب برابر  $1/0$ ،  $0/97$ ،  $0/95$ ،  $0/93$  و  $0/92$  در نظر گرفت. منحنی هاگنستاد به صورت اصلاح شده نیز در شکل ۳-۵ نشان داده شده است که در محاسبات رفتاری بهتر از خود نشان می‌دهد.

<sup>۱</sup> Eivind Hognestad

<sup>۲</sup> Modified Hognestad



شکل ۳-۴: منحنی تنش-کرنش فشاری هاگنستاد اصلاح شده [۵۱]

### ۳-۵-۱-۱-۲ منحنی رفتاری تودسچینی<sup>۱</sup>

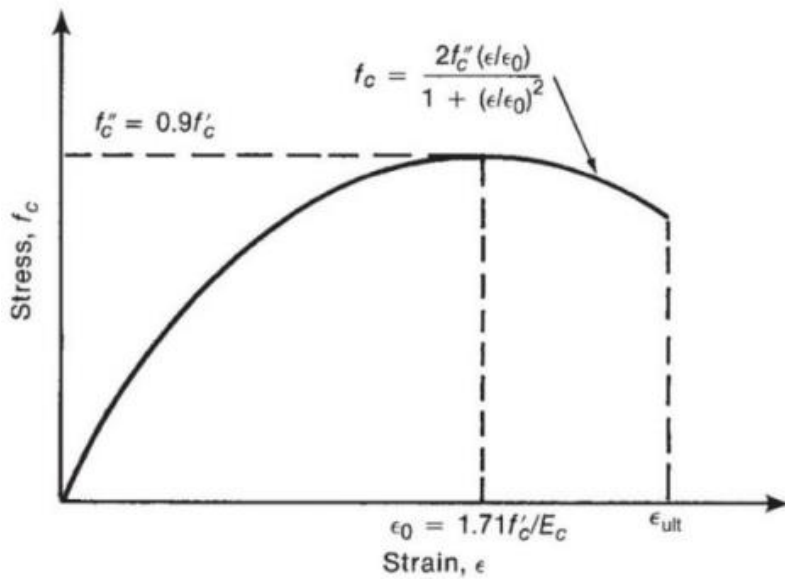
$$f_c = \frac{2 * f''_c \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)}{1 + \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2} \quad (۱۸-۳)$$

$$f''_c = 0.9 * f'_c$$

$$\epsilon_0 = 1.71 * \frac{f''_c}{E_c}$$

منحنی تنش-کرنش این مدل رفتاری در شکل ۳-۵ نشان داده شده است.

<sup>۱</sup> Claudia E. Todeschini



شکل ۳-۵: منحنی رفتاری تودسچینی [۵۱]

### ۳-۱-۱-۵-۳ منحنی رفتاری تورنفلدت<sup>۱</sup> و همکاران

$$f_c = \frac{nf'_c \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^{nk}} \quad (۱۹-۳)$$

$$n = 0.8 + \left(\frac{f'_c}{17.5}\right)$$

$$\begin{cases} \text{for } \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) \leq 1 \mapsto k = 1 \\ \text{for } \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) > 1 \mapsto k = 0.67 + \left(\frac{f'_c}{63}\right) \end{cases}$$

در این پایان نامه برای تعیین رفتار تنش-کرنش فشاری بتن از این مدل رفتاری استفاده شده است.

### ۳-۱-۱-۵-۴ سهمی مادرید<sup>۲</sup> [۵۱]

رابطه تنش-کرنش سهمی مادرید تابعی از مدول اولیه  $E_c$  و کرنش نظیر مقاومت فشاری متوسط بتن  $\varepsilon_{c1}$  است. اگر چه این رابطه توسط کمیته اروپایی-بین المللی بتن به عنوان یک رابطه خوب شناخته شده است، اما این رابطه برای توصیف صحیح عملکرد بتن به اندازه کافی انعطاف پذیر

<sup>۱</sup> Thorendeltdt

<sup>۲</sup> Madrid Parabola

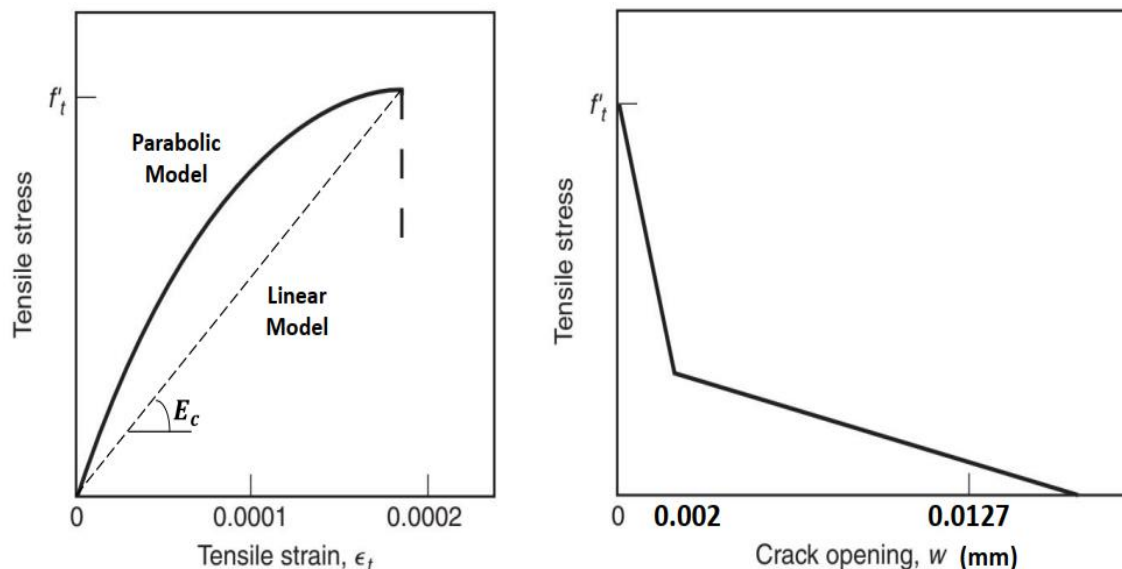
نمی‌باشد. شکل کلی این رابطه به صورت زیر است.

$$\sigma = E_c * \varepsilon_c \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right) \right] \quad (۲۰-۳)$$

در این مدل رفتاری برای رسیدن به شکل صحیح منحنی تنش-کرنش و یکسان شدن مقدار ماکزیمم منحنی با مقاومت فشاری متوسط  $f_{cm}$ ، باید نسبت مدول اولیه  $E_c$  به مدول سکانت  $E_{cu}$  عبورکننده از نقطه  $(\varepsilon_{c1}, f_{cm})$  برابر ۲ در نظر گرفته شود، یعنی  $\left( \frac{E_c}{E_{cu}} = 2 \right)$ .

### ۳-۵-۲ رفتار بتن تحت کشش تک محوره

منحنی تنش-کرنش بتن تحت تنش کششی عموماً به دو فاز قبل و بعد از رسیدن به تنش کششی حداکثر تقسیم می‌شود. قسمت ابتدایی این منحنی تا رسیدن به تنش حداکثر را می‌توان با یک خط مستقیم با شیب  $E_c$  و تا تنش  $f'_t$  تقریب زد. کرنش کششی نظیر تنش کششی حداکثر بتن را با  $\varepsilon'_t$  نشان داده می‌شود، در کشش خالص حدود  $0/0001$  و درکشش ناشی از خمش  $0/0002 - 0/00014$  می‌باشد. قسمت صعودی منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش، در شکل ۳-۶ نمایش داده شده است [۵۲].



شکل ۳-۶: منحنی رفتاری بتن تحت کشش؛ الف) منحنی تنش-کرنش در قسمت صعودی؛ ب) منحنی تنش-بازشدگی ترک تحت بار کششی [۵۲]

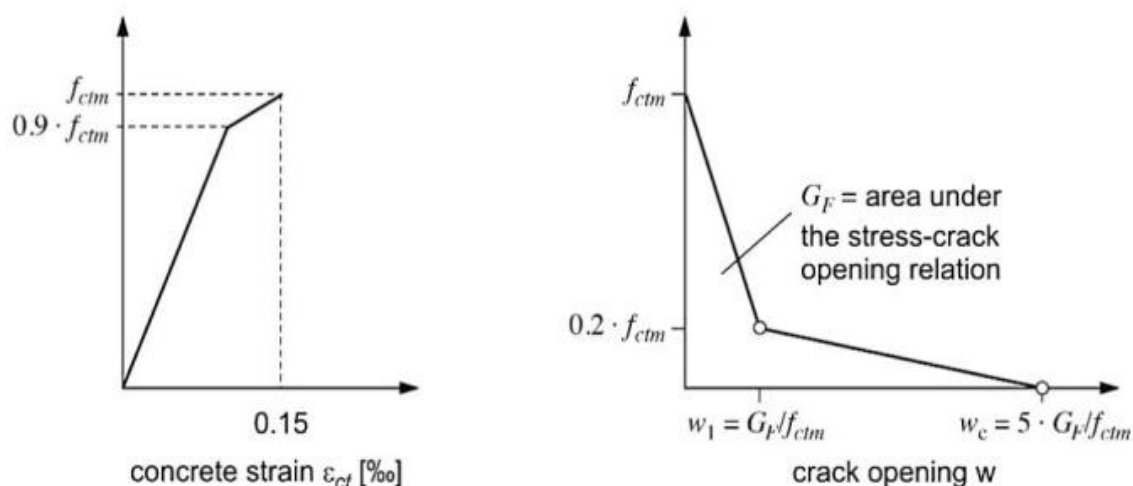
پس از رسیدن بتن به مقاومت کششی، در یک منطقه توسعه شکست<sup>۱</sup> که در مجاورت نقطه حداکثر تنش کششی قرار دارد، ریز ترک‌ها<sup>۲</sup> به وقوع می‌پیوندند که این مساله منجر به نزول سریع ظرفیت کششی همراه با افزایش تغییر طول<sup>۳</sup> در منطقه کششی می‌گردد. در این مرحله رفتاری، تغییر طول در ناحیه توسعه ترک‌ها متمرکز می‌شود. این مرحله باربرداری از بتن را می‌توان از نمودار تنش در مقابل بازشدگی ترک مطابق شکل ۳-۶ ب) نمایش داد. وقتی که ترک به صورت کامل تشکیل می‌شود (در عرض ترک<sup>۴</sup> بسیار کوچک، مثلاً حدود ۰/۰۰۱۵mm)، ظرفیت کششی نزدیک صفر می‌رسد. آیین نامه CEB-FIP برای دستیابی به منحنی رفتاری بتن در کشش شکل ۳-۷ را توصیه می‌کند [۵۱].

<sup>۱</sup> Fracture process zone

<sup>۲</sup> Microcrack

<sup>۳</sup> Elongation

<sup>۴</sup> Stress-Crack opening



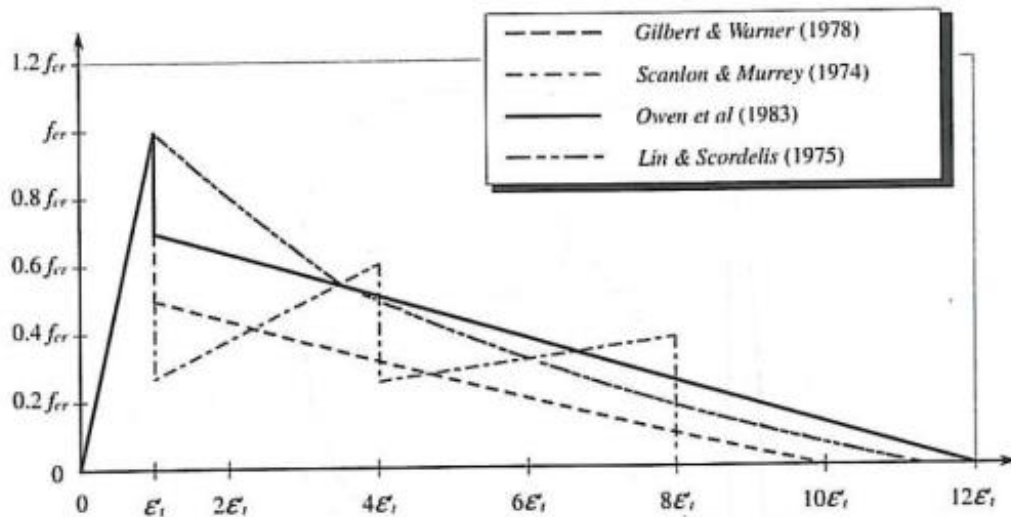
شکل ۳-۷: نمودار تنش-کرنش و تنش-بازشدگی عرض ترک تحت بار کششی طبق CEB-FIP [۵۱]

مقاومت کششی بتن برخلاف مقاومت فشاری که با روشی استاندارد بدست می‌آید، از روش‌های غیرمستقیم محاسبه می‌شود. دو مشکل اصلی در آزمایش کشش مستقیم وجود دارد. اول اینکه حذف خروج از مرکزیت بار اعمالی به سادگی امکان‌پذیر نیست و مسئله دوم، جلوگیری از شکست نمونه در محل اعمال بار است. چون در ناحیه نزدیک به محل اعمال بار، وضعیت تنش تک محوری وجود ندارد. از طرفی به دلیل پدیده انقباض<sup>۱</sup> و اثر اندازه<sup>۲</sup>، مقاومت کششی بدست آمده از آزمایش کشش مستقیم را نمی‌توان به عنوان مقاومت کششی در سازه در نظر گرفت. آیین‌نامه‌های طراحی مقاومت کششی بتن را به صورت تابعی از مقاومت فشاری آن ارائه داده‌اند.

براساس مطالب یاد شده، محققین مدل‌های مختلفی برای رفتار تنش-کرنش بتن تحت کشش در نظر گرفته‌اند که در شکل ۳-۸ برخی از این مدل‌ها نمایش داده شده است. در این شکل،  $f_{cr}$  تنش کششی نظیر ترک‌خوردگی بتن است که در کشش مستقیم برابر  $f'_t$ ، و در کشش ناشی از خمش برابر  $f_r$  فرض می‌شود. همچنین  $\epsilon'_t$  کرنش کششی متناظر با  $f_{cr}$  است. از شکل ۳-۸ ملاحظه می‌شود که در بعضی از مدل‌ها، کرنش نظیر شکست بتن تا حد  $12\epsilon'_t$  در نظر گرفته شده است.

<sup>۱</sup> Shrinkage

<sup>۲</sup> Size Effect

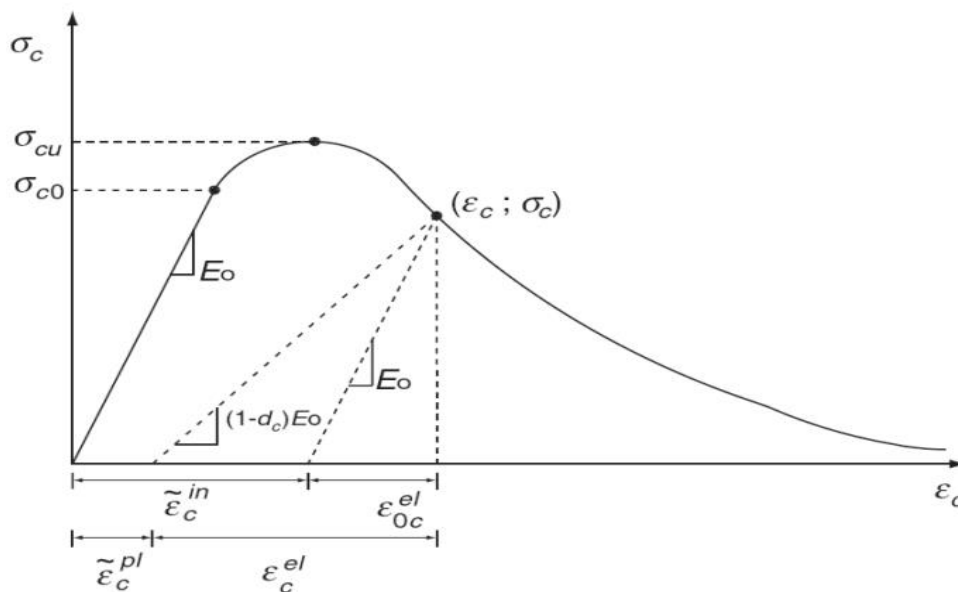


شکل ۳-۸: چند مدل پیشنهادی برای منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش [۵۰]

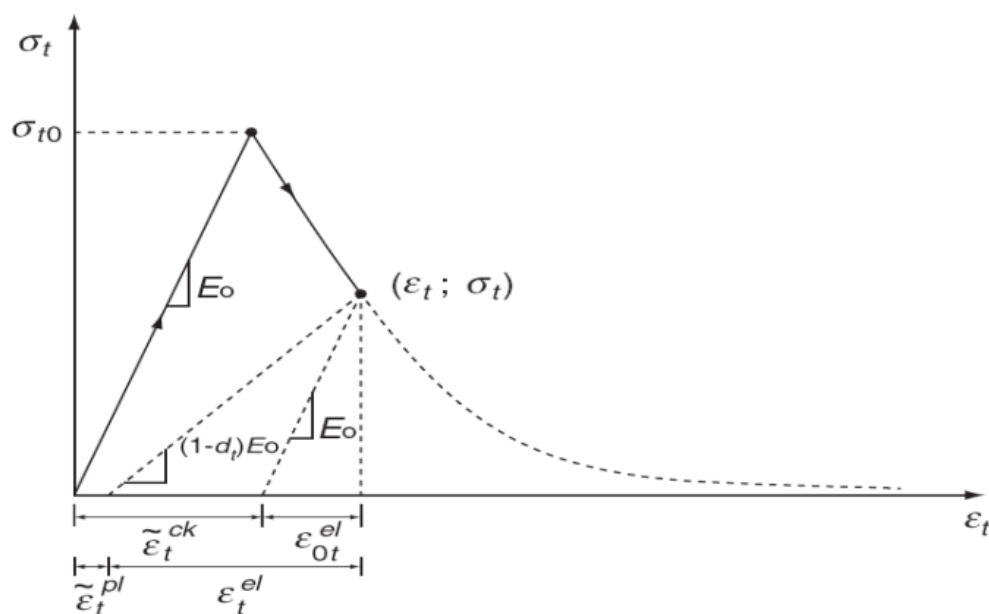
برای مدلسازی کامل رفتار کششی بتن در Abaqus، رفتار پس کشیدگی تنش-کرنش برای کشش در نظر گرفته می شود. این رفتار با افزایش مقاومت در ناحیه الاستیک و کاهش مقاومت پس از آن، مطابق شکل ۳-۸ بدست می آید. برای این منظور باید مقادیر مدول یانگ ( $E_0$ )، تنش های کششی ( $\sigma_t$ )، کرنش ترک خوردگی ( $\epsilon_t^{ck}$ ) و همچنین پارامترهای آسیب دیدگی ( $d_t$ ) برای بتن مورد نظر وارد شود. کرنش ترک خوردگی کششی از رابطه ۳-۲۲ بدست می آید.

$$\epsilon_t^{ck} = \epsilon_t - \epsilon^{el} \quad (۳-۲۱)$$

برنامه به صورت اتوماتیک مقادیر کرنش ترک خوردگی را به مقادیر کرنش پلاستیک تبدیل می کند [۴۷].



شکل ۳-۹: رابطه تنش-کرنش فشاری بتن برای مدل خسارت پلاستیک



شکل ۳-۱۰: رابطه تنش-کرنش فشاری بتن برای مدل خسارت پلاستیک

### ۳-۵-۳ مدل الاستیسیته<sup>۱</sup> بتن

مدول الاستیسیته بتن از شیب منحنی تنش-کرنش بتن بدست می‌آید. مدول الاستیسیته بتن به پارامترهای متعددی وابسته است؛ از جمله نوع بتن، سن بتن، نوع و سرعت بارگذاری، خصوصیات اجزا

<sup>۱</sup> Modulus of elasticity of concrete

بتن و درصد اختلاط.

مدول الاستیسیته معمولاً به دو صورت تعریف می‌شود:

مدول الاستیسیته مماسی که عبارت است از شیب خطی که در هر نقطه از منحنی تنش-کرنش مماس بر منحنی رسم می‌شود.

مدول الاستیسیته سکانت<sup>۱</sup> که عبارت است از شیب خطی که هر نقطه از منحنی تنش-کرنش را به مبدا مختصات متصل می‌کند.

### ۳-۵-۱-۳ مدول الاستیسیته استاتیکی بتن

تعاریفی که برای مدول الاستیسیته مماسی و مدول الاستیسیته سکانت ارائه شد، منجر به یک عدد واحد برای مدول الاستیسیته بتن نخواهد شد. این تعاریف برای هر نقطه از منحنی تنش-کرنش بتن، دو عدد برای مدول الاستیسیته آن بدست می‌دهند. به همین دلیل برای مدول استاتیکی بتن، از تعاریف زیر استفاده می‌شود:

- مدول الاستیسیته مماسی اولیه: شیب خطی که مماس بر منحنی تنش-کرنش در مبدا مختصات رسم می‌شود.
- مدول الاستیسیته سکانت: شیب خطی که از مبدا به نقطه‌ای از منحنی تنش-کرنش که متناظر با ۴۰ درصد تنش حداکثر است، وصل می‌شود. این تعریف معمولاً به صورت ساده به نام مدول الاستیسیته بتن خوانده می‌شود.
- مدول الاستیسیته وتر<sup>۲</sup>: این تعریف حالت اصلاح شده‌ای از تعریف قبلی است، با این تفاوت که به جای مبدا از یک نقطه از منحنی که متناظر با کرنش  $50\mu\text{S}$  می‌باشد، استفاده می‌شود. جابجایی نقطه پایین خط به میزان  $50\mu\text{S}$ ، به جهت تصحیح تقعر کمی است که اغلب در شروع منحنی

---

<sup>۱</sup> Secant Modulus of Elasticity

<sup>۲</sup> Chord Modulus of Elasticity

تنش- کرنش مشاهده می‌شود.

مدول الاستیسیته استاتیکی بتن را براساس ACI318، برای بتن با وزن مخصوص ( $W_c$ ) در محدوده ۱۵۰۰-۲۵۰۰، می‌توان از رابطه رابطه ۲۲-۳ زیر تعیین کرد.

$$E_c = 0.043 * w_c^{1.5} * \sqrt{F'_c} \quad (22-3)$$

برای بتن معمولی با وزن مخصوص حدود  $2300 \text{ Kg/m}^3$ ، رابطه فوق به صورت ساده تر به شکل رابطه ۲۳-۳ زیر درآمده است.

$$E_c = 4700 * \sqrt{F'_c} \quad (23-3)$$

آیین‌نامه ACI363 برای محاسبه مدول الاستیسیته در بتن با مقاومت بالا، رابطه ۲۴-۳ را پیشنهاد می‌کند.

$$E_c = (3320\sqrt{f'_c} + 6900) \left( \frac{W_c}{2300} \right)^2 \quad (24-3)$$

### ۲-۳-۵ عوامل موثر بر مدول الاستیسیته بتن

از جمله عواملی که تعیین کننده خصوصیات مکانیکی بتن و به خصوص تاثیر قابل توجهی روی مدول الاستیسیته بتن دارد می‌توان به عواملی مانند درصد حجمی، چگالی و مدول الاستیسیته اجزا اصلی، اشاره کرد. در این میان سنگدانه‌ها نقش ویژه‌ای ایفا می‌کنند. هرچه میزان دانه‌های درشت با مدول الاستیسیته بالا در مخلوط بتنی بیشتر باشد، مدول الاستیسیته بتن نیز بیشتر خواهد بود. مدول الاستیسیته دانه‌های طبیعی باتخلخل کم نظیر گرانیت و بازالت در محدوده ۱۴۰۰۰-۷۰۰۰۰ است. در حالی که مدول الاستیسیته ماسه سنگ، سنگ آهک و شن‌های متخلخل در محدوده ۲۰۰۰۰-۵۰۰۰۰ تغییر می‌کند. همچنین مدول الاستیسیته یک سنگدانه سبک وزن ممکن است تا حد ۷۰۰۰

پایین بوده و تا حد ۲۸۰۰۰ بالا باشد. مدول الاستیسیته خمیر سیمان مستقیماً به تخلخل آن وابسته است، و تخلخل خمیر سیمان نیز به عواملی همچون نسبت آب به سیمان، میزان هوا، افزودنی‌های معدنی و درجه هیدراسیون سیمان بستگی دارد. مدول الاستیسیته خمیرهای سیمان پرتلندهیدراته شده با تخلخل متغیر، در محدوده ۳۰۰۰۰-۷۰۰۰ متغیر خواهد بود. از آنجا که محدوده تغییرات مدول الاستیسیته دانه‌ها نسبت به محدوده تغییرات مدول الاستیسیته خمیرسیمان به مراتب وسیع‌تر است، لذا نقش سنگدانه‌های مصرفی و مدول الاستیسیته آنها در مدول الاستیسیته بتن به مراتب بالاتر خواهد بود.

شرایط آزمایش نیز در مدول الاستیسیته بتن موثر است. در سرعت بارگذاری بالاتر، بتن از خود مدول الاستیسیته بالاتری نشان می‌دهد. همچنین در صورتی که نمونه‌های بتنی در شرایط مرطوب آزمایش شوند، در حدود ۴۵ درصد مدول الاستیسیته بالاتری نسبت به نمونه‌های آزمایش شده در حالات خشک، از خود نشان می‌دهند. این در حالی است که همانطور که قبلاً بیان شد، مقاومت فشاری نمونه‌های آزمایش شده در شرایط خشک، در حدود ۴۵ درصد بیش از مقاومت فشاری نمونه‌های آزمایش شده در شرایط مرطوب است [۵۲].

### ۳-۶ مدل‌های رفتاری فولاد

با استفاده از پارامترهای مهم فولاد نظیر تنش و کرنش حد تسلیم، تنش و کرنش نهایی و شیب منحنی سخت‌شوندگی می‌توان مدل ساده‌ای از رفتار فولاد را بدست می‌آید. مدل‌های رفتاری زمانی که اطلاعات آزمایشگاهی کافی در دسترس نباشد، بسیار موثر است. در طی تحقیقات گذشته مدل‌های رفتاری زیادی برای فولاد ارائه شده است، که برای محاسبات سازه‌ای و مدلسازی عددی مناسب می‌باشند.

### ۳-۶-۱ مدل دوخطی

با داشتن مقادیر تنش و کرنش حد تسلیم می‌توان مدل دوخطی رفتار فولاد را تعریف کرد. در مدل دوخطی الاستومرپلاستیک<sup>۱</sup>، سخت شوندگی و اثر باوشینگ فولاد در نظر گرفته نمی‌شود. مدل دوخطی دیگری وجود دارد که در آن اثر سخت شوندگی در نظر گرفته می‌شود، که به آن مدل دوخطی کلی<sup>۲</sup> می‌گویند. این مدل که در اکثر نرم افزارهای المان محدود و سازه‌ای استفاده می‌تواند به سادگی رفتار فولاد بیان کند [۵۳].

مشکل اصلی این مدل محاسبه شیب قسمت دوم منحنی است. تحقیقات گذشته نشان داده که شیب این قسمت در حدود  $0.05-0.005$  برابر شیب قسمت الاستیک می‌باشد. مقادیر کوچکتر، کرنش‌های بزرگتر و مقادیر بزرگتر تنش‌های بزرگتری ایجاد می‌کند. در مدل دوخطی کلی نسبت به مدل الاستوپلاستیک انرژی جذب شده بیشتری بدست می‌آید. در صورتی که در تحقیقات بعدی نتیجه این مقایسه نقض شد. در طی یک تحقیق با بارگذاری چرخه‌ای با محدوده کرنش یکسان برای هر دو مدل مشاهده شد که در مدل دوخطی کلی نسبت به مدل الاستوپلاستیک انرژی جذب شده کمتری بدست آمد. دلیل این مسئله را می‌توان چنین بیان کرد که مدل دوخطی کلی تنها یک مدل کینماتیک بوده و نمی‌توان سخت شوندگی ایزوتروپیک<sup>۳</sup> را در نظر گرفت [۵۲].

### ۳-۶-۲ مدل سه خطی

در صورتی که تنش و کرنش نهایی و کرنش سخت شوندگی فولاد در دسترس باشد می‌توان از مدل کامل‌تری استفاده کرد که به صورت سه‌خطی بیان می‌شود. این مدل جزئیات بیشتری نسبت به مدل‌های دوخطی ارائه می‌دهد.

---

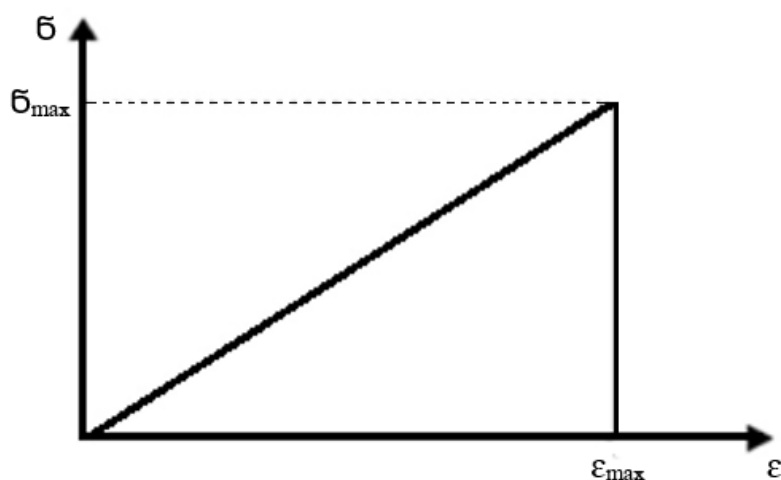
<sup>۱</sup> Elastic-Perfectly Plastic Model

<sup>۲</sup> General Bi-linear Model

<sup>۳</sup> Isotropic hardening

### ۷-۳ مدل رفتاری ورق‌های FRP

ورق‌های CFRP تا نقطه گسیختگی رفتار کاملاً خطی دارند و برای مدلسازی آنها از حالت شکست ترد استفاده شده است [۵۵]. برای شبیه‌سازی گسیختگی ورق‌ها از معیار تسلیم میزز و نمودار تنش- کرنش دوطبقی مطابق شکل ۱۱-۳ استفاده می‌شود. در این شکل خط اول نشان‌دهنده رفتار خطی ورق است و از نقطه‌ی (۰.۰) تا نقطه‌ی  $(\epsilon_{max}, \sigma_{max})$  و خط دوم بیانگر گسیختگی در ورق‌های CFRP است و از نقطه‌ی  $(\epsilon_{max}, \sigma_{max})$  تا  $(\epsilon_{max}, 0)$  ادامه دارد. مقادیر مقاومت ورق تحت کشش  $(\sigma_{max})$  و مدول الاستیسیته توسط سازنده ارائه می‌شود [۵۶]. در ورق‌های CFRP مقدار  $(\sigma_{max})$  از جایی که امکان جداشدگی از سطح وجود دارد باید تنش متناظر با جداشدگی ورق براساس آیین نامه ACI 440 قرار گیرد.



شکل ۱۱-۳: منحنی تنش-کرنش الیاف CFRP مورد استفاده

### ۸-۳ برنامه آزمایشگاهی

با توجه به اینکه داده‌های آزمایشگاهی لازم برای مدلسازی میله‌های دست‌ساز کامپوزیتی MMFRP در دسترس نبوده است و برای پیش‌بینی دقیق رفتار این میله‌ها آزمایشات تست کشش روی این میله‌ها انجام شده است.

در این قسمت ابزارهای موردنیاز، چیدمان آزمایش و خصوصیات مکانیکی میلگرد، میله‌های دست‌ساز MMFRP و پارامترهای موثر گرفته شده برای آزمایش‌ها شرح داده شده‌است.

### ۳-۸-۱ دستگاه‌های ابزار دقیق استفاده شده

دستگاه‌های مورد استفاده شامل جابجایی سنج‌ها، دیتالاگر و دستگاه یونیورسال می‌باشند که در ادامه هر کدام به طور مختصر شرح داده شده‌اند.

#### ۳-۸-۱-۱ جابجایی سنج (LVDT)<sup>۱</sup>

برای اندازه‌گیری تغییر مکان‌های خطی از این دستگاه استفاده شده‌است. جابجایی سنج‌های مورد استفاده در این تحقیق CDP-50 و HS10 بوده که دقت آنها به ترتیب ۰/۰۰۵ و ۰/۰۰۱ میلی‌متر است. شکل ۳-۱۲ این جابجایی‌سنج‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۲: جابجایی‌سنج‌های به کار رفته در تحقیق

#### ۳-۸-۱-۲ دیتالاگر<sup>۲</sup>

برای ثبت و ذخیره‌سازی داده‌های جابجایی‌سنج از این ابزار استفاده می‌شود، که نام تجاری آن Data logger-TDS 150 می‌باشد. نرخ ثبت داده‌های این دستگاه ۱ هرتز یا یک داده در هر ثانیه است.

---

<sup>۱</sup> Linear Variable Displacement Transducer

<sup>۲</sup> Data Logger

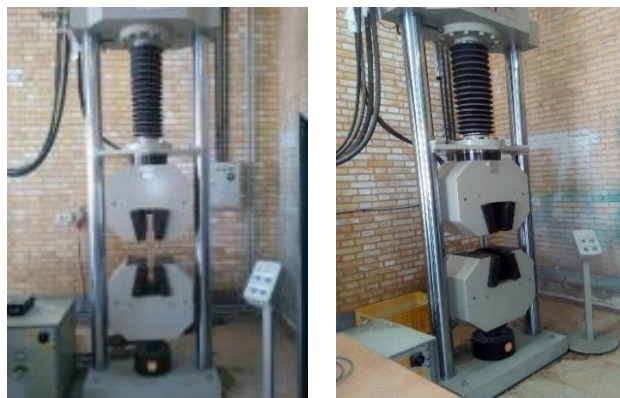
شکل ۳-۱۳ دیتالاگر مورد استفاده را نشان می دهد.



شکل ۳-۱۳: دیتالاگر TDS-150

### ۳-۱-۸-۳ دستگاه یونیورسال<sup>۱</sup>

برای انجام آزمایش های کشش میله های MMFRP از دستگاه یونیورسال سه گانه Toni Technik استفاده شد. این دستگاه در شکل ۳-۱۴ نشان داده شده است. ظرفیت این دستگاه در کشش ۶۰ تن می باشد.



شکل ۳-۱۴: دستگاه یونیورسال Toni Technik

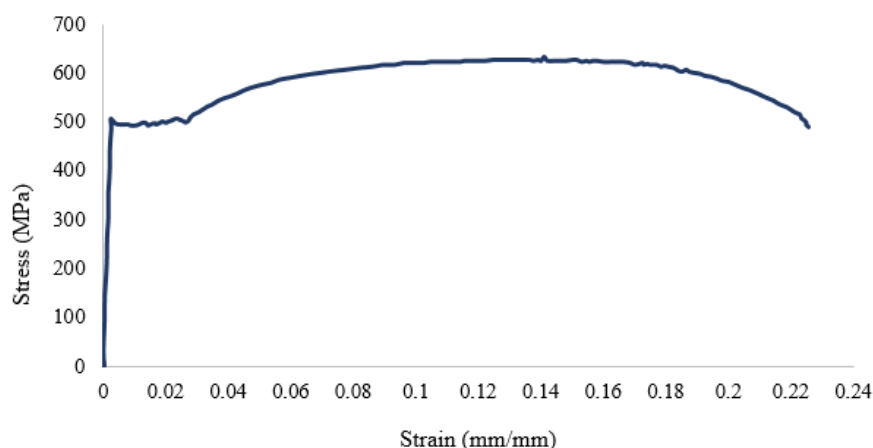
### ۳-۸-۲ آزمایش تعیین خصوصیات مکانیکی آرماتور

برای انجام آزمایش کشش و بدست آوردن نمودار تنش-کرنش و مدول الاستیسیته فولاد مصرفی، از

---

<sup>۱</sup>Universal Machine

استاندارد ASTM A370 [۵۷] استفاده شده است. بار اعمالی از نوع جابجایی-کنترل و با سرعت ۰/۲۵ میلی‌متر بر ثانیه می‌باشد. در این تحقیق از میلگرد آجدار رده S400 و نمره ۱۰ برای مسلح کردن نمونه های بتن آرمه استفاده شده است. نکته ای که باید مدنظر باشد این است که در هنگام آزمایش و قرار گرفتن میلگرد تحت کشش، نمونه از بین فک‌های دستگاه جدا نشود. لغزش میلگرد از بین فک های دستگاه منجر به خطایی قابل توجه در داده های مربوط به جابجایی و کرنش و در نتیجه، مقدار مدول الاستیسیته بدست آمده، می شود. برای رفع این مشکل از جابجایی سنج استفاده می‌شود. منحنی تنش-کرنش حاصل از کشش مستقیم میلگرد در شکل ۳-۱۵ آورده شده، و خصوصیات مکانیکی بدست آورده از آزمایش در جدول ۳-۱ نشان داده شده است.



شکل ۳-۱۵: نمودار تنش-کرنش میلگرد S400 نمره ۱۰

جدول ۳-۱: خصوصیات مربوط به آزمایش کشش میلگرد S400 به قطر ۱۰ میلی‌متر

| نقطه مربوطه          | تنش (MPa) | کرنش     |
|----------------------|-----------|----------|
| تسلیم <sup>۱</sup>   | ۵۰۵/۲     | ۰/۰۰۲۵۲۵ |
| نهایی <sup>۲</sup>   | ۶۳۱/۸     | ۰/۱۴۱۲   |
| گسیختگی <sup>۳</sup> | ۴۸۸/۳     | ۰/۲۲۵۸   |

<sup>۱</sup> Yield Stress

<sup>۲</sup> Ultimate Load

<sup>۳</sup> Fracture Stress

### ۳-۸-۳ فرایند ساخت میله‌های دست‌ساز MMFRP

برای ساخت میله‌های MMFRP ابتدا ورقه CFRP در ابعاد مورد نظر بریده شده و توسط گیره به لبه‌های یک میز مناسب ثابت می‌شود. سپس چسب اپوکسی که شامل دو جزء A و B می‌باشد را به نسبت ۱ به ۳ با هم ترکیب کرده و سطح ورقه CFRP با چسب اپوکسی اشباع شده و اضافی چسب توسط کاردک برداشته می‌شود. پس از آن ورقه CFRP به نحوی که کمترین هوای ممکن در میله محبوس شود، دور یک میله چوبی به قطر ۸ میلی‌متر و میلگرد با قطر ۱۰ میلی‌متر به عنوان هسته پیچیده می‌شود. پس از گیرش اولیه به طوری که ورقه از دور هسته باز نشود، گیره‌ها را آزاد نموده و میله تولید شده در دمای مناسب (۲۵ درجه سانتی‌گراد) به مدت ۷-۵ روز عمل‌آوری می‌شود.

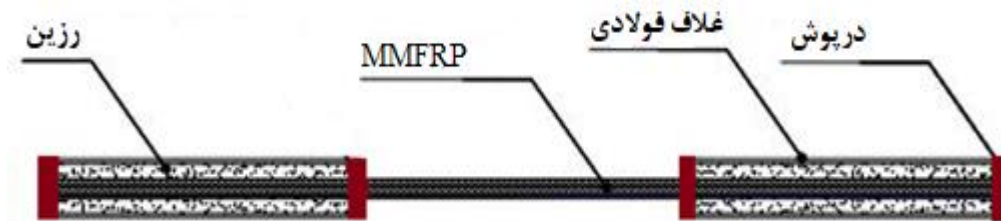


شکل ۳-۱۶: فرایند ساخت میله‌های MMFRP

### ۳-۸-۴ تعیین خصوصیات مکانیکی میله‌های دست‌ساز MMFRP

۳-۸-۴-۱ میله‌های دست‌ساز با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر برای انجام آزمایش کشش و بدست آوردن نمودار تنش-کرنش و مدول الاستیسیته میله‌های دست‌ساز با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر، از استاندارد CSA S806-02 [۵۸] و ASTM D638 [۵۹] استفاده شده است. برای جلوگیری از خرابی الیاف قسمت انتهایی میله در

مقابل فک‌های دستگاه، قسمت انتهایی میله‌ها داخل غلاف فولادی قرار گرفته است. برای جلوگیری از لغزش میله MMFRP داخل غلاف فولادی، فاصله بین میله و غلاف به وسیله رزین اپوکسی شفاف پر شده است.



شکل ۳-۱۷: جزئیات میله‌های دست‌ساز MMFRP



شکل ۳-۱۸: هسته چوبی استفاده شده برای میله‌های MMFRP

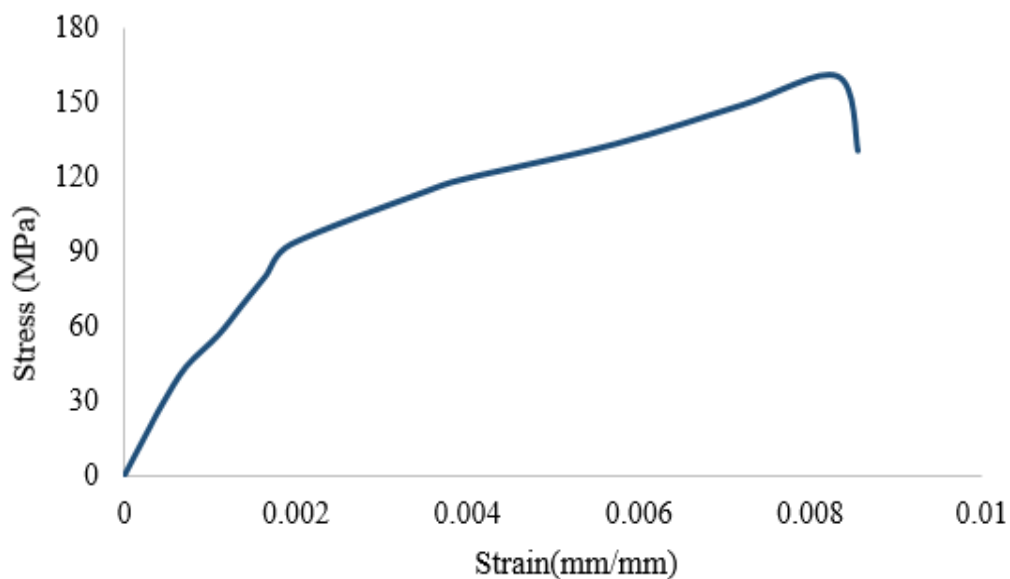


شکل ۳-۱۹: میله دست‌ساز MMFRP ساخته شده با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر  
 بار اعمالی از نوع جابجایی-کنترل و با سرعت ۰/۲۵ میلی‌متر بر ثانیه می‌باشد. نکته‌ای که باید مدنظر قرار گیرد این است که در هنگام آزمایش و قرار گرفتن میله تحت کشش، نمونه از بین فک‌های دستگاه جدا نشود. لغزش میله از داخل غلاف و لغزش غلاف از بین فک‌های دستگاه منجر به خطایی قابل توجه در داده‌های مربوط به جابجایی و کرنش و در نتیجه، مقدار مدول الاستیسیته بدست آمده، می‌شود. برای ثبت جابجایی و کرنش از جابجایی سنج استفاده می‌شود. منحنی تنش-کرنش حاصل از کشش مستقیم میله در شکل ۳-۲۱ آورده شده، و خصوصیات مکانیکی بدست آورده از آزمایش در

جدول ۲-۳ نشان داده شده است.



شکل ۲-۳: آزمایش کشش مستقیم میله‌های دست‌ساز MMFRP



شکل ۲-۳: نمودار تنش-کرنش میله MMFRP با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر

جدول ۲-۳: خصوصیات آزمایش کشش میله MMFRP با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر

| نقطه مربوطه           | تنش (MPa) | کرنش    |
|-----------------------|-----------|---------|
| گسیختگی               | ۱۶۰/۸     | ۰/۰۰۸۳۲ |
| مدول الاستیسیته (GPa) | ۵۴        |         |

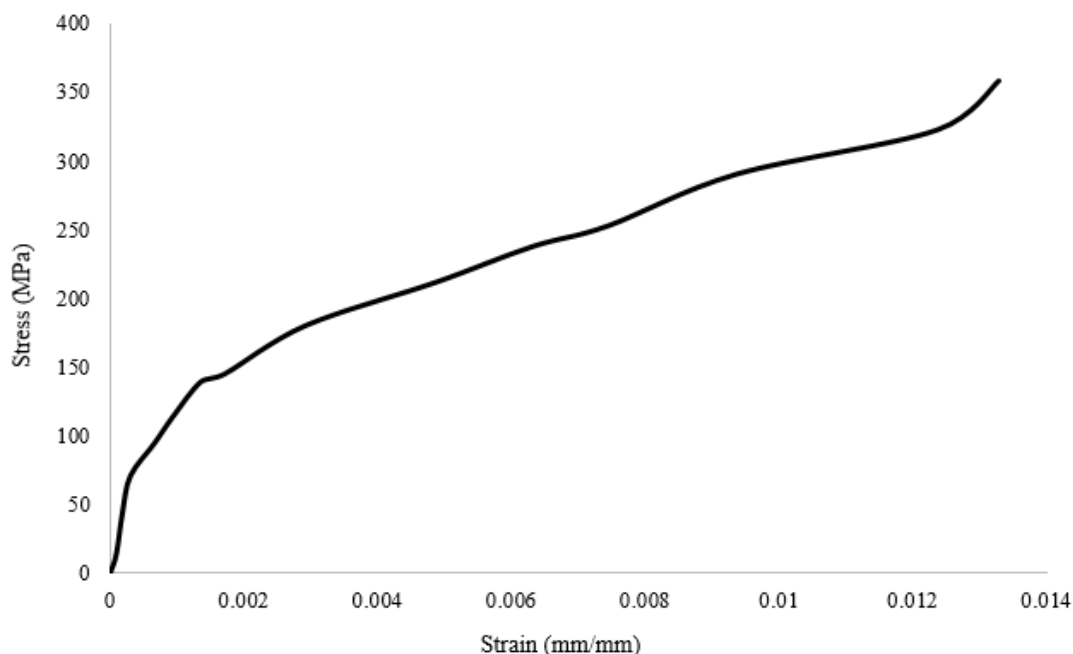
۲-۴-۸-۳ میله‌های دست‌ساز با هسته چوبی و ورق FRP به عرض ۹۰ میلی‌متر

در این بخش میله‌های دست‌ساز، مشابه بخش قبلی دارای هسته چوبی می‌باشد درحالی‌که عرض ورق

CFRP در این حالت ۹۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. جزئیات میله‌های ساخته شده در شکل ۱۷-۳ و میله‌های ساخته شده در شکل ۲۲-۳ نشان داده شده است.



شکل ۲۲-۳: میله دست ساز MMFRP ساخته شده با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۹۰ میلی‌متر



شکل ۲۳-۳: نمودار تنش-کرنش میله MMFRP با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۹۰ میلی‌متر

جدول ۳-۳: نتایج آزمایش کشش میله MMFRP با هسته چوبی و ورق CFRP به عرض ۹۰ میلی‌متر

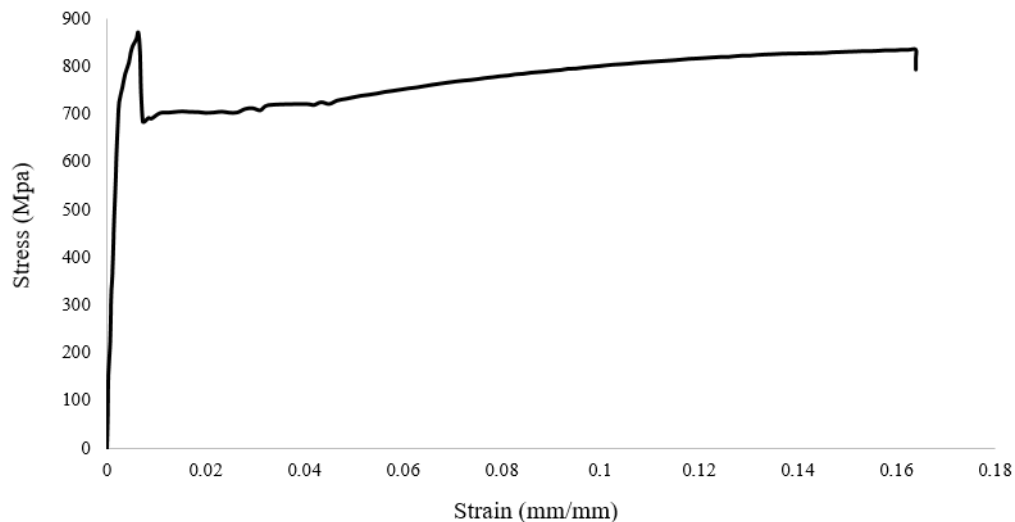
| نقطه مربوطه           | تنش (MPa) | کرنش   |
|-----------------------|-----------|--------|
| گسیختگی               | ۳۵۸/۳۷    | ۰/۰۱۳۳ |
| مدول الاستیسیته (GPa) | ۱۱۶       |        |

### ۳-۴-۸-۳ میله‌های دست ساز با هسته میلگرد و عرض ورق FRP ۶۰ میلی‌متر

در این بخش میله‌های MMFRP ساخته شده دارای هسته فولادی (میلگرد با قطر ۱۰ میلیمتر) بوده و عرض ورق CFRP در این حالت ۶۰ میلی‌متر انتخاب شده است.

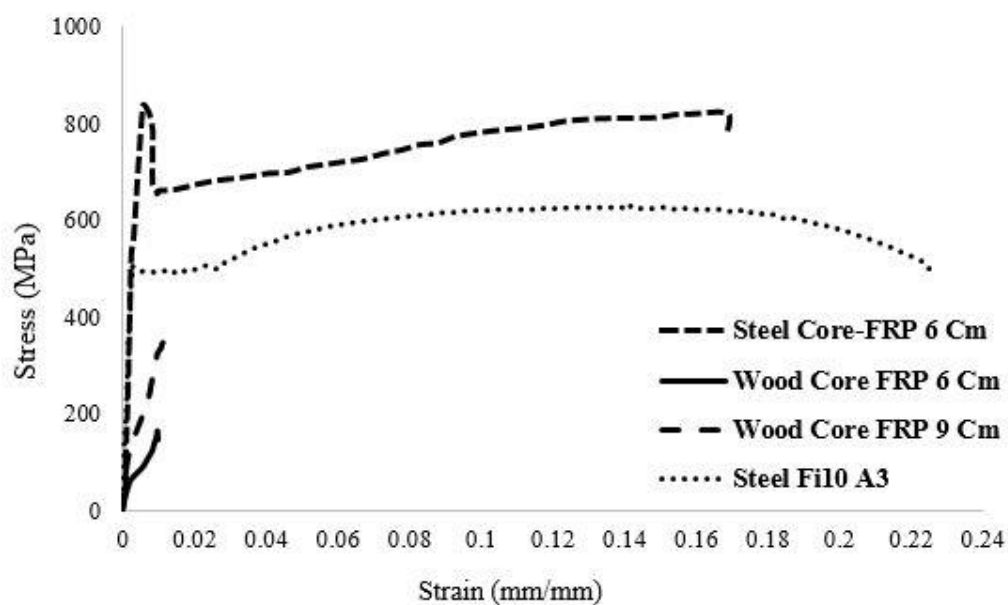


شکل ۳-۲۴: میله دست‌ساز MMFRP با هسته میلگرد به قطر ۱۰ و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر



شکل ۳-۲۵: نمودار تنش-کرنش میله MMFRP با هسته میلگرد و ورق CFRP به عرض ۹۰ میلی‌متر  
جدول ۳-۴: نتایج آزمایش کشش میله MMFRP با هسته میلگرد و ورق CFRP به عرض ۶۰ میلی‌متر

| نقطه مربوطه     | تنش (MPa) | کرنش    |
|-----------------|-----------|---------|
| تسلیم           | ۸۷۱/۱۵    | ۰/۰۰۶۳۶ |
| گسیختگی         | ۸۳۵/۶۱    | ۰/۱۶۳۹۵ |
| مدول الاستیسیته | ۲۸۵       |         |



شکل ۳-۲۶: مقایسه منحنی تنش-کرنش میله‌های دست‌ساز کامپوزیت MMFRP

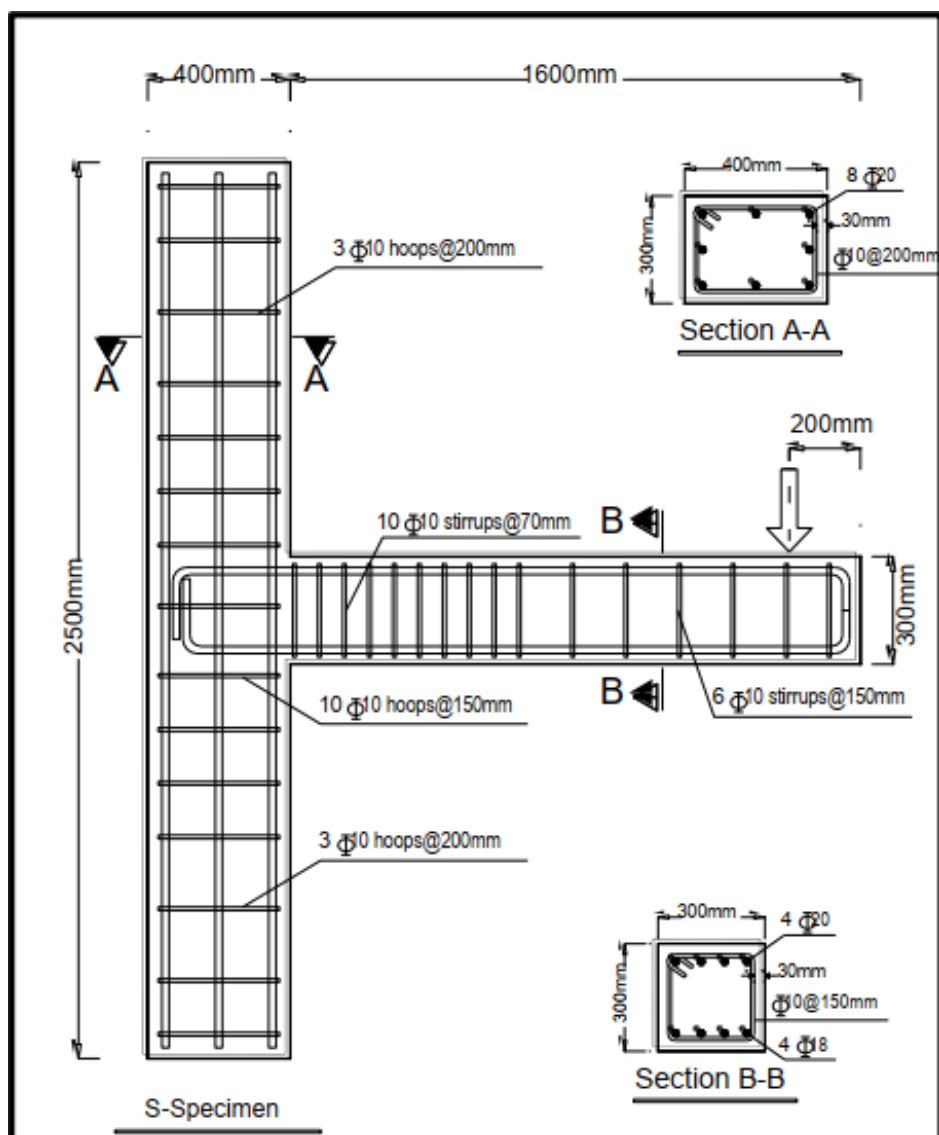
## ۳-۹ مدلسازی عددی

### ۳-۹-۱ مدلسازی اتصالات بتن مسلح

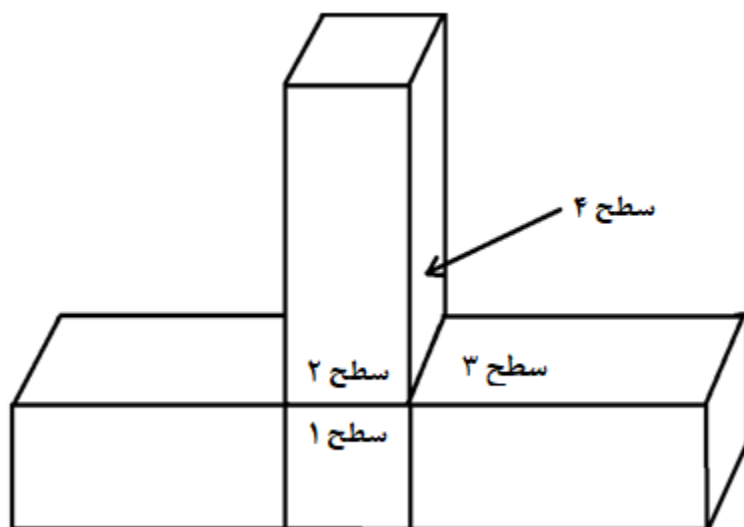
به عنوان اولین مورد برای مدلسازی عددی، یا به عبارت دیگر تلاش برای کالیبره کردن پارامترهای نرم افزار به منظور استفاده در مدلسازی‌های بعدی، اتصال کنترلی آورده شده است. سپس هر کدام از نمونه های تقویت شده مدلسازی و نتایج با داده‌های آزمایشگاهی مقایسه شده است.

### ۳-۹-۱-۱ هندسه مدل

مطابق با ابعاد اتصالات ساخته شده در آزمایشگاه توسط انصاری [۳۷] شکل ۳-۲۷ هندسه اتصالات بتن مسلح شبیه‌سازی شده در نرم افزار آباکوس را نشان می‌دهد. مدل مورد استفاده دارای دو بخش عمده بتن، فولاد می‌باشد. مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای بتن، بر اساس نمونه آزمایشگاهی ۴۶ Mpa است. جزئیات دیگر اتصال (از جمله اندازه میلگردها) در جدول ۳-۸ آمده است.



شکل ۳-۲۷: جزئیات اتصال مورد بررسی [۳۷]



شکل ۳-۲۸: صفحات تعریف شده روی وجه ستون

## ۳-۹-۲ تعریف خصوصیات مکانیکی مصالح

### ۳-۹-۲-۱ خصوصیات بتن

برای اختصاص خصوصیات ماده به المان‌های ساخته شده در نرم افزار Abaqus از مدول Property استفاده می‌شود. این قسمت در خود نرم افزار طیف وسیعی از مواد و مصالح مهندسی را از جمله فلزات، لاستیک‌ها، پلاستیک‌ها، فوم‌ها، کامپوزیت‌ها، خاک‌های دانه‌ای، بتن مسلح و غیرمسلح و بسیاری دیگر را شامل می‌شود. که می‌توان به هر یک از این مصالح، خصوصیات متفاوت از جمله خصوصیات الاستیک، پلاستیک، چگالی، ویژگی‌های حرارتی و ... را اعمال کرد. از آنجا که تهیه داده‌های دقیق مصالح، به ویژه در مدل‌هایی که در آنها از مصالحی با رفتار پیچیده استفاده شده است سخت می‌باشد، لذا اعتبار نتایج Abaqus به دقت و در دسترس بودن داده‌های مصالح وابسته است [۳۹].

برای مدل‌سازی بتن از المان سه بعدی و هشت گرهی C3D8R استفاده شده است. حرف R در این المان نشان‌دهنده استفاده از انتگرال‌گیری کاهش‌یافته می‌باشد. این نوع المان فاقد درجات آزادی دورانی بوده و هر گره دارای ۳ درجه آزادی انتقالی می‌باشد. این المان برای استفاده در تحلیل‌های غیرخطی شامل تماس، تغییر شکل‌های بزرگ، پلاستیسیته و خرابی کاربرد دارد. برای مدل‌سازی رفتار بتن از مدل خسارت پلاستیک بتن که تعمیم‌یافته معیار شکست دراگر-پراگر<sup>۱</sup> می‌باشد استفاده شده است. خصوصیات مکانیکی در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی بتن در جدول ۳-۵ آورده شده است.

جدول ۳-۵: خصوصیات مکانیکی بتن برای مدل‌سازی اتصالات

| ضریب پواسون | مدول الاستیسیته (MPa) | چگالی جرمی (Kg/m <sup>3</sup> ) |
|-------------|-----------------------|---------------------------------|
| ۰/۱۵        | ۳۱۳۵۶/۵               | ۲۴۰۰                            |

<sup>۱</sup> Drucker-prager

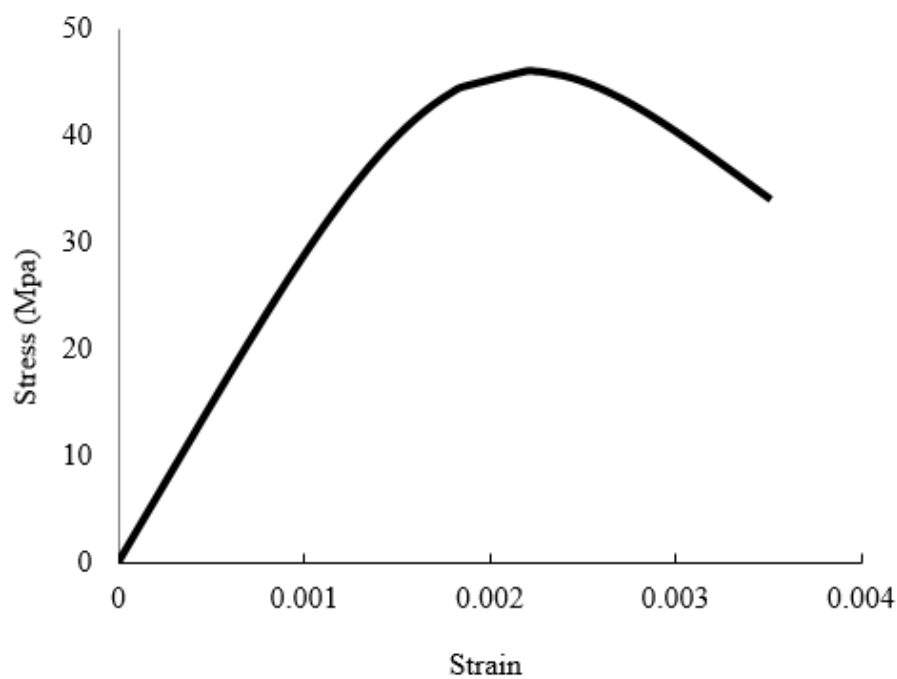
جدول ۳-۶: خصوصیات مربوط به مدل خسارت پلاستیک بتن برای مدل سازی اتصالات

| Dilation Angle | Eccentricity | $F_{b0}/F_{c0}$ | K     | Viscosity parameter |
|----------------|--------------|-----------------|-------|---------------------|
| ۳۵             | ۰/۱۰۳        | ۱/۱۶            | ۰/۶۶۷ | ۰                   |

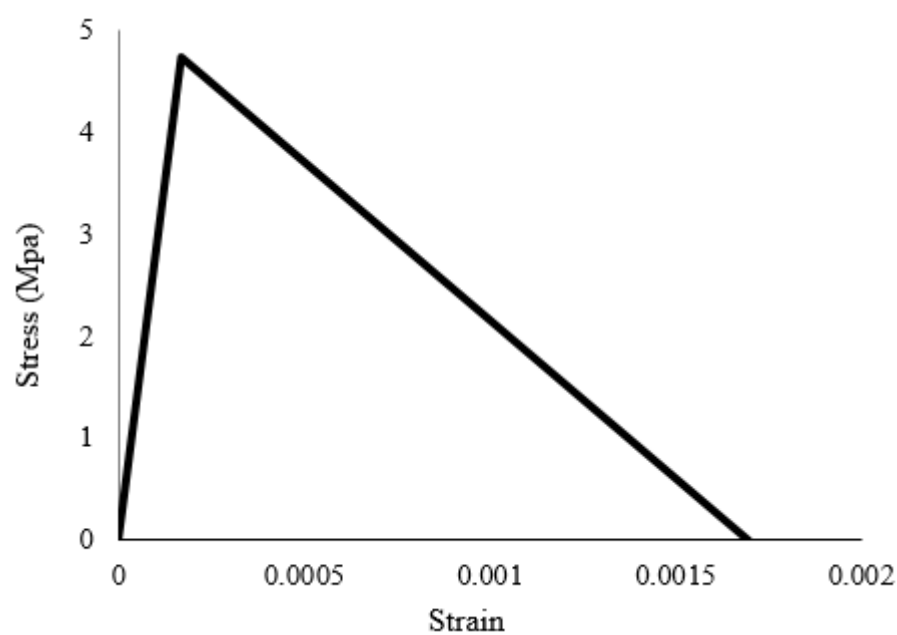
شکل های ۳-۲۹ و ۳-۳۰ نیز به ترتیب منحنی های رفتاری فشاری و کششی تعریف شده برای بتن در نرم افزار را نشان می دهد. برخی از ویژگی های تعریف شده برای منحنی تنش- کرنش بتن تحت کشش طبق راهنمای نرم افزار [۴۸] به صورت زیر است:

۱. کرنش نهایی بتن، تا کرنش حدود ۱۰ برابر کرنش ترک خوردگی ادامه یابد.
۲. همواره ۱ درصد از مقاومت کششی را در محاسبات به منظور جلوگیری از ناپایداری های عددی باید لحاظ کرد. البته در صورتی که کاربر تنش نهایی بتن را به صفر برساند، نرم افزار آباکوس به طور خودکار با دادن یک هشدار<sup>۱</sup>، ۱ درصد مقاومت کششی را در محاسبات لحاظ می کند.

<sup>۱</sup> Warning



شکل ۳-۲۹: نمودار تنش-کرنش فشاری بتن برای مدلسازی اتصالات بتن مسلح



شکل ۳-۳۰: نمودار تنش-کرنش کششی بتن برای مدلسازی اتصالات بتن مسلح

### ۳-۲-۹-۲ ضریب پواسون<sup>۱</sup> بتن

وقتی یک نمونه استوانه‌ای بتنی تحت فشار قرار می‌گیرد، همزمان با کوتاه شدن طول نمونه و ایجاد کرنش‌های فشاری محوری، نمونه در جهت جانبی افزایش حجم پیدا می‌کند. نسبت کرنش‌های جانبی به کرنش فشاری محوری به عنوان ضریب پواسون خوانده می‌شود. ضریب پواسون برای بتن با مقاومت بالا در حدود ۰/۱۱ و برای بتن با مقاومت پایین در حدود ۰/۲۱ می‌باشد. به عنوان یک میانگین مناسب برای ضریب پواسون بتن، عدد ۰/۱۷-۰/۱۵ منطقی به نظر می‌رسد.

### ۳-۲-۹-۳ زاویه اتساع بتن ( $\varphi$ )

زاویه اتساع، زاویه بین تنش انحرافی میز و فشار هیدرواستاتیک در تنش محصورشدگی بالا می‌باشد. این زاویه میزان تغییر حجم بعد از تسلیم را تعیین می‌کند. از لحاظ فیزیکی زاویه اتساع نیز زاویه اصطکاک داخلی بتن می‌باشد. هنگامی که  $\varphi = 0$  است، ماده هیچگونه تغییر حجم کرنشی ندارد. در حقیقت زاویه اتساع رابطه بین حجم و برش کرنشی را مطابق رابطه زیر بیان می‌کند.

$$\varphi = \frac{-(\delta\varepsilon_v)}{(\delta\gamma)} \quad (25-3)$$

با توجه به آزمایش‌ها مشخص شده است که برای بتن مسلح زاویه اتساع بین ۲۰-۴۰ خواهد بود. هر چه مقدار این زاویه کمتر باشد رفتار مصالح ترد و هر چه این زاویه بزرگتر باشد ماده از خود رفتاری مانند مواد شکل‌پذیر نشان می‌دهد. در این مطالعه مطابق توصیه‌ی راهنمای نرم‌افزار و بررسی مقادیر مختلف این زاویه،  $\varphi = 35$  بهترین رفتار را در کشش و فشار در بتن دارد [۴۷].

### ۳-۲-۹-۴ مدلسازی آرماتورها

به طور کلی دو روش برای شبیه‌سازی فولادهای مسلح‌کننده‌ی سازه‌های بتن‌آرمه به روش المان

---

<sup>۱</sup> Poisson's ratio

محدود وجود دارد. در روش اول میلگرد به صورت المان‌های مجزا مدل شده و بعد از آن درجات آزادی این المان‌ها به درجات آزادی بتن بسته می‌شود. در روش دوم به جای مدل‌سازی با استفاده از المانی مستقل، اثرات میلگرد در سختی المان‌های بتن در نظر گرفته می‌شود. امکان مدل‌سازی با هر دو روش در نرم‌افزار موجود است؛ اما برای المان‌های سه بعدی، رابط گرافیکی نرم‌افزار قادر به مدل‌سازی داده‌های روش دوم نیست. برای حل این مشکل در المان‌های سه بعدی، باید در فایل‌های مربوط به تحلیل دست برد، که کار بسیار مشکل و وقت‌گیری است. در این مطالعه از روش اول استفاده می‌شود [۵۹]. برای مدل‌سازی المان‌های خطی در نرم‌افزار آباکوس از دو نوع المان تیر<sup>۱</sup> و خرپا<sup>۲</sup> استفاده می‌شود. تفاوت این دو نوع المان در قابلیت تحمل تنش‌های ناشی از خمش و برش می‌باشد. باتوجه به ناچیز بودن سطح مقطع میلگردها نسبت به سطح مقطع سازه بتنی در اعضای بتن مسلح، می‌توان از تاثیرات خمشی و برشی میلگردها صرف‌نظر کرد و آنها را به صورت خرپایی (دو نیرویی) در نظر گرفت. با این روش علاوه بر آنکه از دقت نتایج کاسته نمی‌شود، تعداد درجات آزادی نیز کاهش قابل توجهی پیدا می‌کنند که باعث کاهش سرعت تحلیل می‌شود. در این تحقیق برای مدل‌سازی آرماتورها از المان سه‌بعدی و دوگره‌ی T3D2 استفاده شده است. برای مهار آرماتورها در بتن و لحاظ کردن اندرکنش بین آرماتورها و بتن از قابلیت‌ی به نام Embedded استفاده شده است. به وسیله این قابلیت قطعه‌ای را می‌توان در درون قطعه دیگر قرار داد؛ به صورتی که درجات آزادی قطعه درون با استفاده از درجات آزادی اطراف آن، از قطعه بیرونی درونیابی می‌شود. برای نرم‌افزار باید تعریف کرد که تا چه تعداد المان، درجات آزادی المان‌های قطعه بیرونی بر درجات آزادی قطعه درونی تاثیر داشته‌باشد. در این تحقیق این تعداد برابر یک المان فرض شده است؛ زیرا میلگردها تنها با بتن مجاور خود درگیر هستند. و درجات آزادی آنها تنها با درجات آزادی بتن مجاور باید ارتباط داشته باشد.

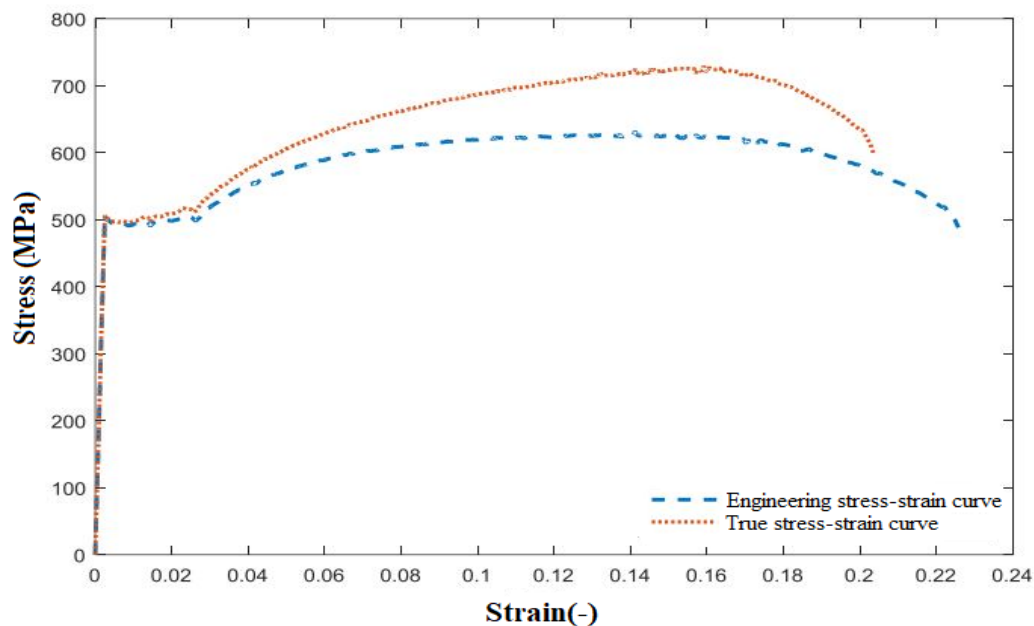
---

<sup>۱</sup> Beam Element

<sup>۲</sup> Truss Element

جدول ۳-۷: خصوصیات مکانیکی میلگردها برای مدلسازی اتصالات بتن مسلح

| ضریب پواسون | مدول یانگ (GPa) | چگالی (Kg/m <sup>3</sup> ) |
|-------------|-----------------|----------------------------|
| ۰/۳         | ۲۰۰             | ۷۸۵۰                       |



شکل ۳-۳۱: نمودار تنش-کرنش میلگردها برای مدلسازی اتصالات بتن مسلح

باید دقت کرد که منحنی‌های رفتاری فولاد که از آزمایشگاه بدست می‌آید به صورت تنش‌ها و کرنش‌های اسمی (مهندسی)<sup>۱</sup> می‌باشند. به منظور تعریف رفتار میلگردها در نرم‌افزار از نمودار تنش-کرنش حقیقی<sup>۲</sup> استفاده شده است. با استفاده از روابط ارائه شده در زیر می‌توان مقادیر تنش‌ها و کرنش‌های مهندسی را به تنش-کرنش حقیقی تبدیل کرد [۴۸].

$$\sigma_{\square} = \sigma_e (1 + \varepsilon_e) \quad (۲۶-۳)$$

$$\varepsilon_{\square} = \ln(1 + \varepsilon_e) \quad (۲۷-۳)$$

که پارامترهای استفاده شده در روابط فوق عبارتند از:

<sup>۱</sup> Nominal (Engineering) stress and strain

<sup>۲</sup> True stress-strain

$\sigma$ : تنش حقیقی؛

$\sigma_e$ : تنش مهندسی؛

$\epsilon$ : کرنش حقیقی؛

$\epsilon_e$ : کرنش مهندسی؛

جدول ۳-۸: مشخصات بتن و فولاد مورد استفاده

| بتن                                  |                 |              |
|--------------------------------------|-----------------|--------------|
| مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای $F'_c$ |                 | ۴۶ MPa       |
| فولاد                                |                 |              |
| مشخصات                               | قطر میلگرد (mm) | مقاومت (MPa) |
| مقاومت تسلیم $F_y$                   | ۱۰              | ۵۰۰          |
|                                      | ۲۰              | ۵۱۰          |
| مقاومت نهایی $F_u$                   | ۱۰              | ۶۵۰          |
|                                      | ۲۰              | ۶۶۰          |

### ۳-۹-۳ مدل‌سازی صفحات CFRP

معمولاً ضخامت ورق‌های تقویتی مورد استفاده بسیار کم می‌باشد و توزیع تنش در ضخامت آن به صورت یکنواخت فرض می‌شود. در نرم‌افزار Abaqus برای مدل‌سازی مواد کامپوزیت لایه‌ای، از ماده‌ای به نام Lamina استفاده می‌شود که برای مدل‌سازی‌های دوبعدی کاربرد دارد. بر این اساس برای مدل‌سازی آنها می‌توان از المان‌های ۴ گره‌ای غشایی<sup>۱</sup> یا پوسته<sup>۲</sup> استفاده کرد. ورقه‌های کامپوزیتی استفاده شده جهت تقویت نمونه‌ها از نوع CFRP با الیاف تک جهته و با نام تجاری

<sup>۱</sup> Membrane

<sup>۲</sup> Shell

QuantomWrap 300 C می‌باشد. همچنین برای اشباع کردن الیاف تقویتی از چسب Quantom EPR 3301 استفاده شده است. مشخصات ورقه‌های CFRP در جدول ۳-۹ ارائه شده است. در شکل ۳-۱۲ منحنی تنش-کرنش ورق CFRP نشان داده شده است.

جدول ۳-۹: خصوصیات مکانیکی الیاف مورد استفاده

| مشخصات الیاف                        | ضخامت<br>(mm) | تغییرات طول<br>(%) | مقاومت<br>کششی<br>(MPa) | مدول الاستیسیته<br>کششی<br>E (GPa) | وزن واحد<br>سطح<br>(gr/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------------|---------------|--------------------|-------------------------|------------------------------------|-----------------------------------------|
| الیاف کربن<br>QUANTOM®<br>Wrap 300C | ۰/۱۶۷         | ۱/۵                | ۴۹۵۰                    | ۲۴۰                                | ۳۰۰                                     |

در این تحقیق فرض شده است که چسبندگی کامل بین FRP و بتن وجود دارد. هر چند در عمل این گونه نیست و خرابی در اثر جداشدگی چسب از بتن اتفاق می‌افتد و از تمام ظرفیت FRP استفاده نمی‌شود.

### ۳-۹-۴ مدل‌سازی میله‌های دست‌ساز MMFRP

برای مدل‌سازی میله‌های دست‌ساز در نرم‌افزار Abaqus از المان Solid استفاده شده است. با توجه به ماهیت رفتاری این میله‌ها، تنها تحت کشش قرار می‌گیرند. برای این منظور در نرم‌افزار Abaqus با انتخاب گزینه Incompatible Modes در قسمت Mesh Element Type رفتار فشاری آنها غیرفعال شده و با نام C3D8I در نرم‌افزار تعریف می‌شوند. خصوصیات رفتاری این میله‌ها با توجه به آزمایش‌های انجام شده و نتایج بدست آمده در قسمت‌های قبل در مازول Property وارد شده است.

### ۳-۱۰ مدل سازی نمونه های اتصال بتن مسلح

جدول ۳-۱۰: مشخصات نمونه ها

| نوع هسته<br>میله ها | شکل تقویت                                       | روش تقویت تیر و<br>ستون | نمونه عددی | نمونه<br>آزمایشگاهی |
|---------------------|-------------------------------------------------|-------------------------|------------|---------------------|
| -                   | -                                               | -                       | RE         | RE                  |
| -                   | زاویه الیاف ۰ و<br>۹۰° نسبت به<br>محور طولی تیر | ورق CFRP                | E-S        | E-S                 |
| چوب                 | میله مستقیم                                     | MMFRP                   | N-S-W      | N-S                 |
| میلگرد نمره ۱۰      | میله مستقیم                                     | MMFRP                   | N-SL-2R    | N-L                 |
| میلگرد نمره ۱۰      | میله L شکل                                      |                         |            |                     |
| -                   | زاویه الیاف ۰ و<br>۹۰° نسبت به<br>محور طولی تیر | ورق CFRP                | EN-SL-R    | -                   |
| میلگرد نمره ۱۰      | میله L شکل                                      | MMFRP                   |            |                     |
| چوب                 | میله مستقیم                                     | MMFRP                   | N-SL-WR    | -                   |
| میلگرد نمره ۱۰      | میله L شکل                                      |                         |            |                     |
| میلگرد نمره ۱۰      | میله مستقیم                                     | MMFRP                   | N-SL-4R    | -                   |
| میلگرد نمره ۱۰      | میله L شکل                                      |                         |            |                     |

### ۳-۱۰-۱ نمونه مرجع RE

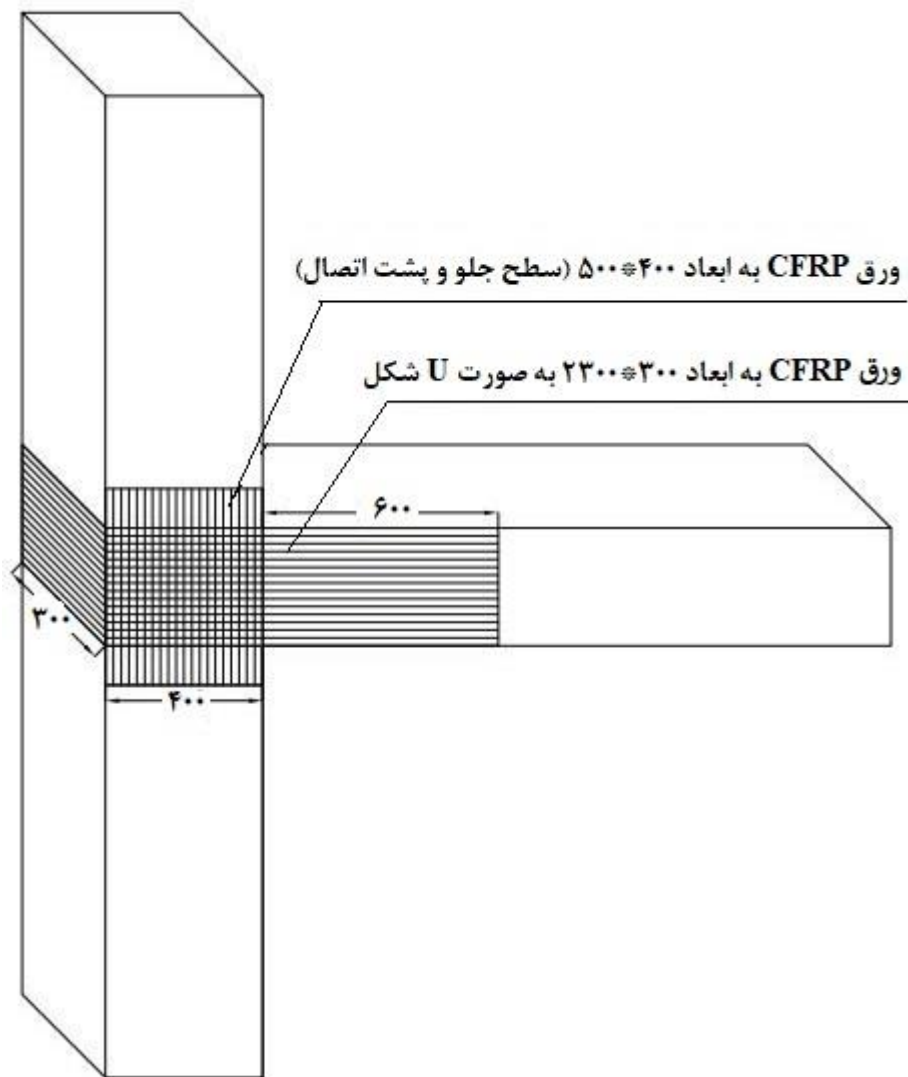
در این نمونه اتصال بتن مسلح به عنوان نمونه مرجع بدون هیچگونه عامل تقویت مدلسازی شده و تحت بارگذاری قرار گرفته است.

### ۳-۱۰-۲ نمونه تقویت شده E-S

در نمونه تقویت شده به روش EBR، که نمونه E-S نامگذاری شده در اتصال مورد نظر یک ورق CFRP به ابعاد  $2300 \times 300$  روی سطوح ۱، ۲ و سطوح مقابل آن به صورت U شکل تابیده شده و ورق دیگری به ابعاد  $500 \times 400$  در جهت طولی ستون روی سطح ۱ و سطح مقابل آن قرار گرفته است. برای تاثیر برهم کنش بین سطح بتن و ورق های CFRP و همچنین برهم کنش بین صفحات CFRP از قید Tie استفاده شده است.



شکل ۳-۳۲: نمونه آزمایشگاهی E-S [۳۷]

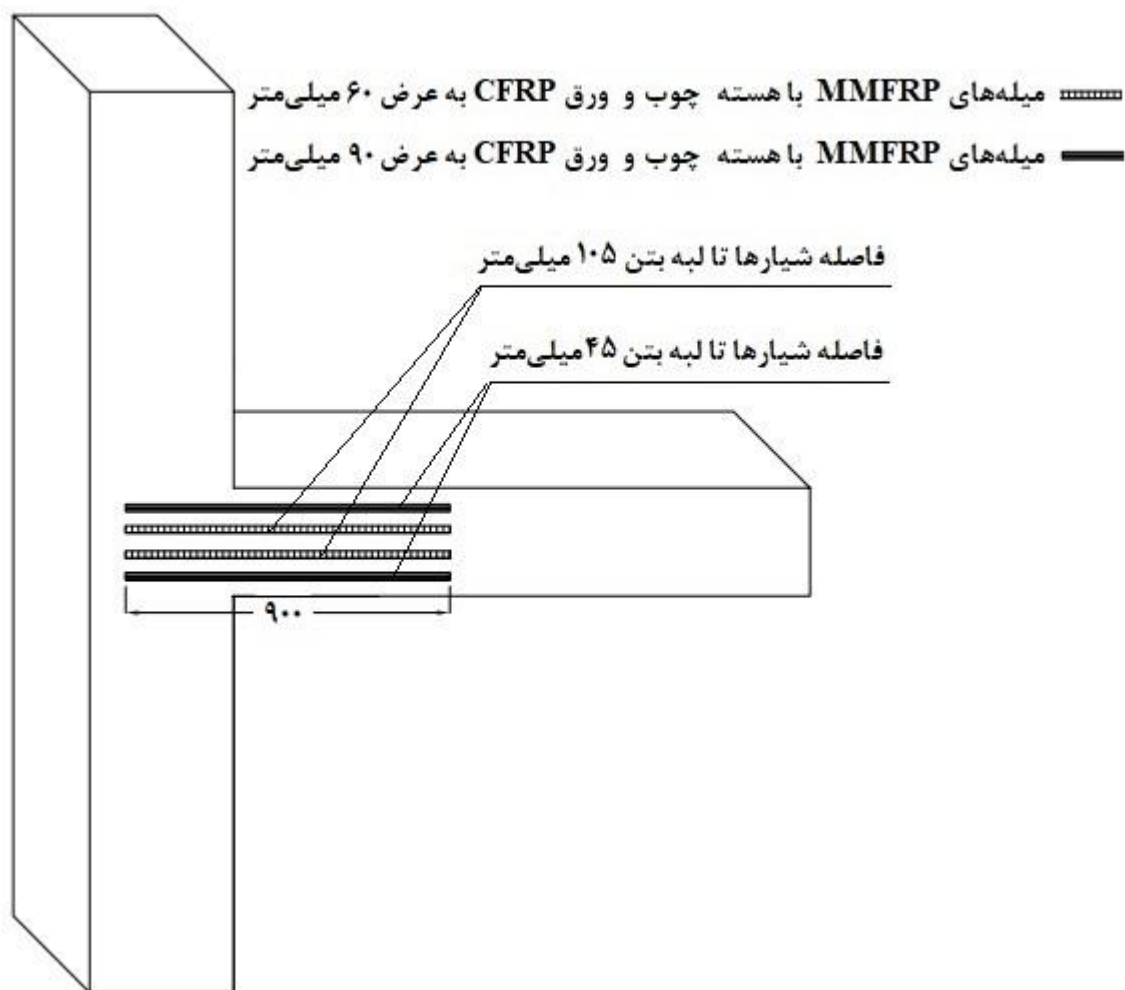


شکل ۳-۳: نمونه اتصال تقویت شده E-S

### ۳-۱۰-۳ نمونه تقویت شده N-S-W

در این نمونه تقویت شده به روش NSM، روی سطوح ۱، ۲ و سطوح مقابل آن ۴ شیار به ابعاد ۲۰ و به طول ۹۰۰ میلی متر ایجاد شده است، فاصله شیارها از دو لبه ۴۵ و ۱۰۵ میلی متر است. شیارهای ایجاد شده به طول ۳۰۰ میلی متر روی سطح ۱ و سطح مقابل آن (داخل چشمه اتصال) امتداد یافته است. سپس میله‌های دست‌ساز MMFRP با هسته چوبی داخل شیارها قرار داده شده، بطوری که برای دو شیار میانی از میله‌های ساخته شده با هسته چوبی و ورق FRP با عرض ۶۰ میلی متر و برای شیارهای کناری از میله‌های ساخته شده با هسته چوبی و ورق FRP به عرض ۹۰ میلی متر استفاده

شده است. در این نمونه سطح مقطع ورق‌های CFRP استفاده شده برای میله‌های دست‌ساز با سطح مقطع ورق‌های CFRP در نمونه E-S یکسان در نظر گرفته شده است. برای اثر برهم‌کنش بین سطح میله‌ها و بتن اطراف آن و انتقال تنش‌ها (به جای مدلسازی رزین به دلیل ضخامت خیلی کم) از قید Tie استفاده شده است.



شکل ۳-۳۴: نمونه اتصال تقویت شده N-S-W



شکل ۳-۳۵: نمونه آزمایشگاهی N\_S\_W [۳۷]

### ۳-۱۰-۴ نمونه تقویت شده N-SL-2R

در این نمونه که N-SL-2R نام دارد، مشابه نمونه N-S-W برای تقویت اتصال از روش NSM استفاده شده است. در این نمونه روی سطوح ۱، ۲ و سطوح مقابل آنها ۲ شیار به ابعاد ۲۰ و به طول ۸۰۰ میلی‌متر برای جایگذاری میله‌های دست‌ساز ایجاد شده، و نیز برای تقویت سطوح ۳، ۴ و سطوح مقابل آنها برای جایگذاری میله‌های دست‌ساز L شکل ۳ شیار به ابعاد ۲۰ و طول ۵۰۰ میلی‌متر ایجاد شده است. فاصله شیارهای ایجاد شده روی سطوح ۱ و ۲ و سطوح مقابل آنها تا لبه تیر ۴۵ میلی‌متر می‌باشد و فاصله شیارهای ایجاد شده روی سطوح ۳، ۴ و سطوح مقابل آنها ۶۰ میلی‌متر و ۱۵۰ میلی‌متر تا لبه تیر می‌باشد. در ادامه میله‌های MMFRP با هسته میلگرد به قطر ۱۰ داخل شیارها قرار گرفته و برای اعمال اثر اندرکنش بین سطح میله‌ها و بتن اطراف آنها از قید Tie استفاده شده است.



(a)



(b)



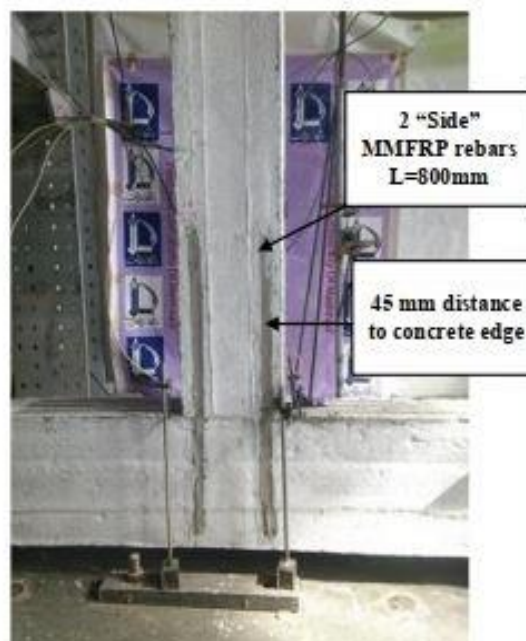
(c)



(d)

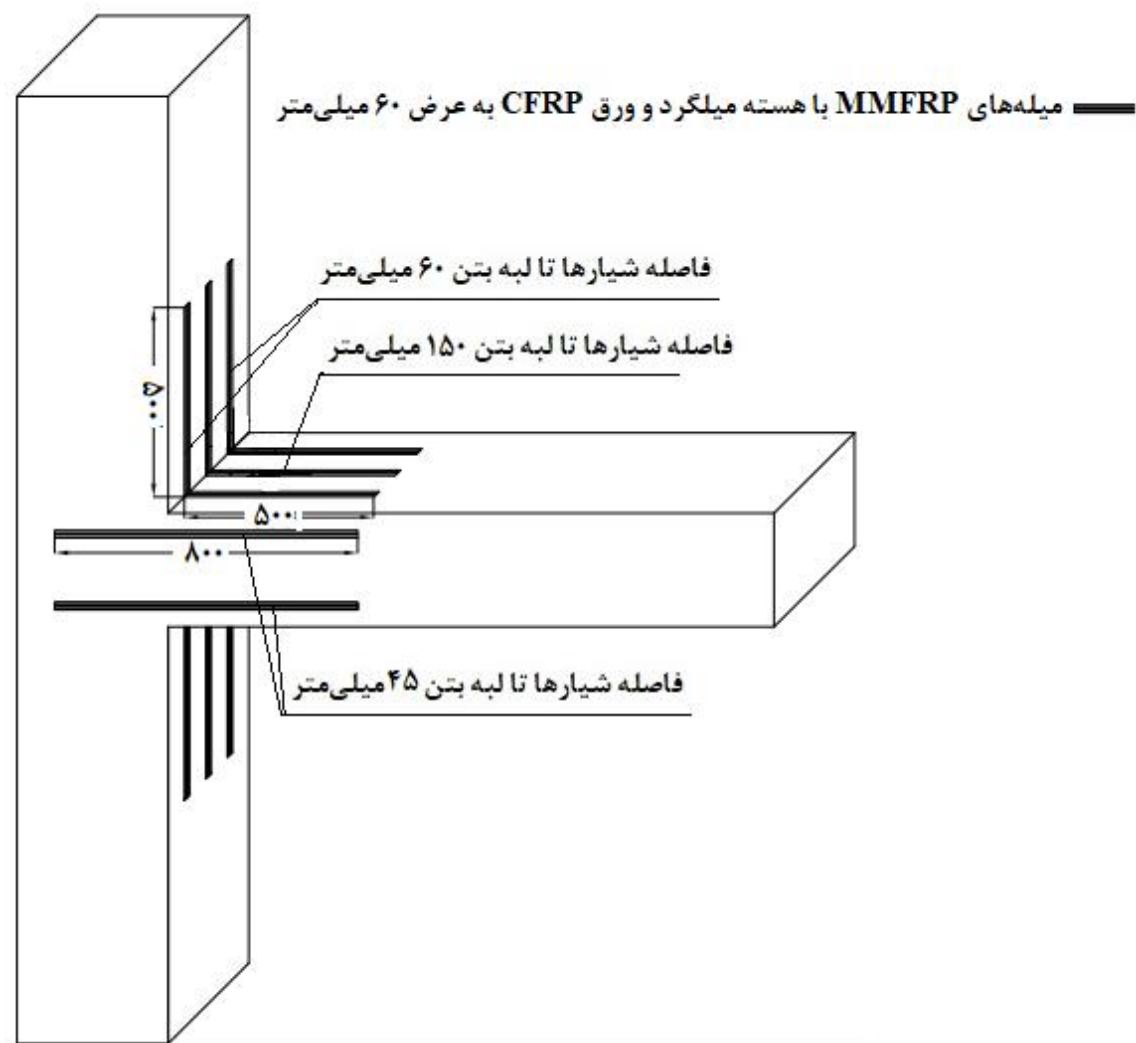


(e)



(f)

شکل ۳-۳۶: نمونه آزمایشگاهی N-SL-2R [۳۷]

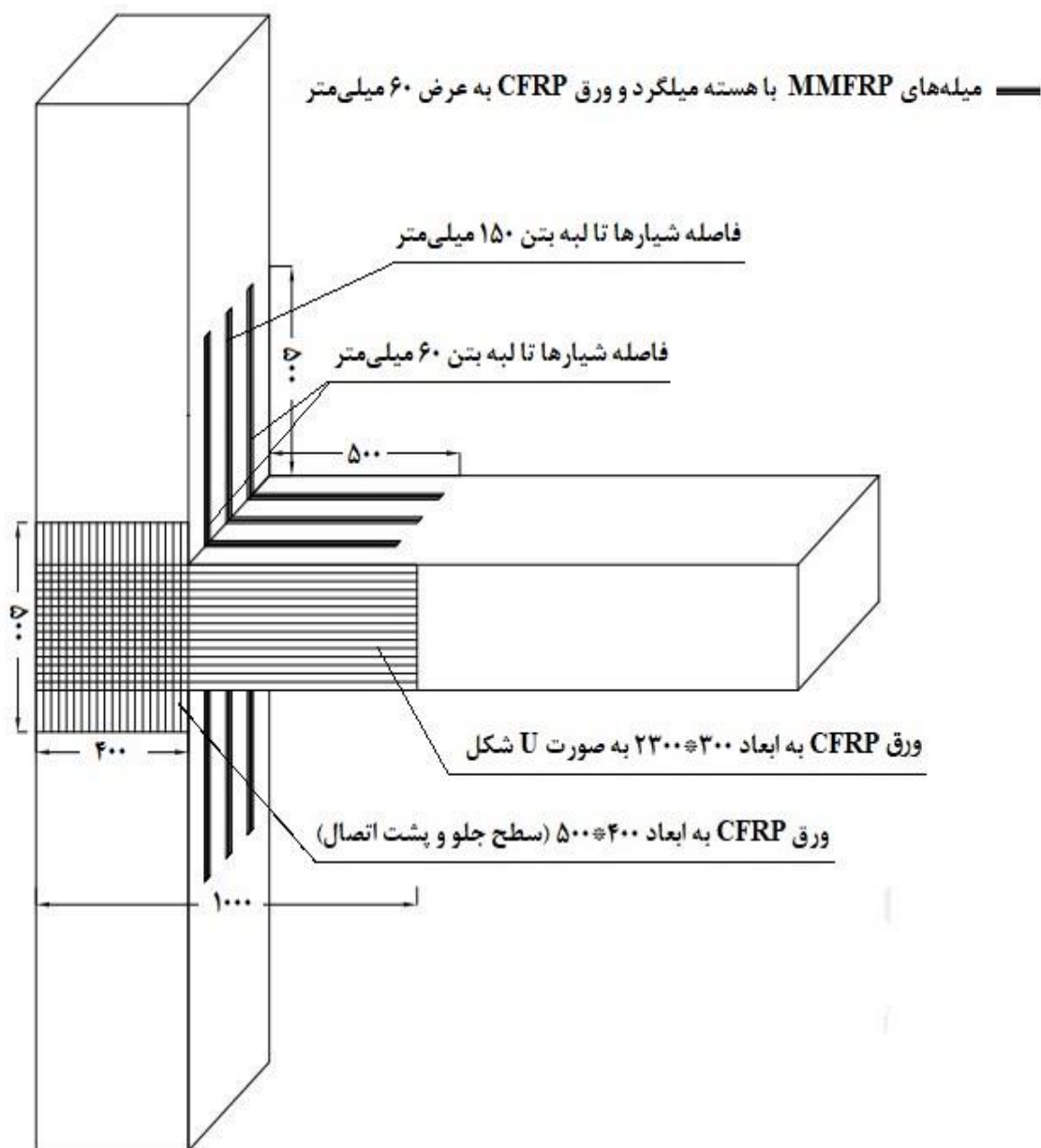


شکل ۳-۳۷: نمونه اتصال تقویت شده N-SL-2R

### ۵-۱۰-۳ نمونه تقویت شده EN-SL-R

این اتصال به صورت ترکیبی از دو نمونه تقویت شده E-S و N-SL-2R ساخته شده است. در این نمونه اتصال برای تقویت جان تیر و چشمه اتصال یک ورق CFRP به صورت U شکل به ابعاد ۲۳۰۰\*۳۰۰ روی سطوح ۱، ۲ و سطوح مقابل آن تابیده شده و ورق دیگری به ابعاد ۴۰۰\*۵۰۰ که جهت الیاف در جهت طولی ستون بوده روی سطح ۱ و سطح مقابل آن قرار گرفته است. برای تقویت بال تیر و جان ستون از میل‌های دست‌ساز MMFRP با هسته فولادی به صورت L شکل استفاده شد. برای این کار روی سطوح ۳، ۴ و سطوح مقابل آنها برای جایگذاری میل‌های دست‌ساز L شکل،

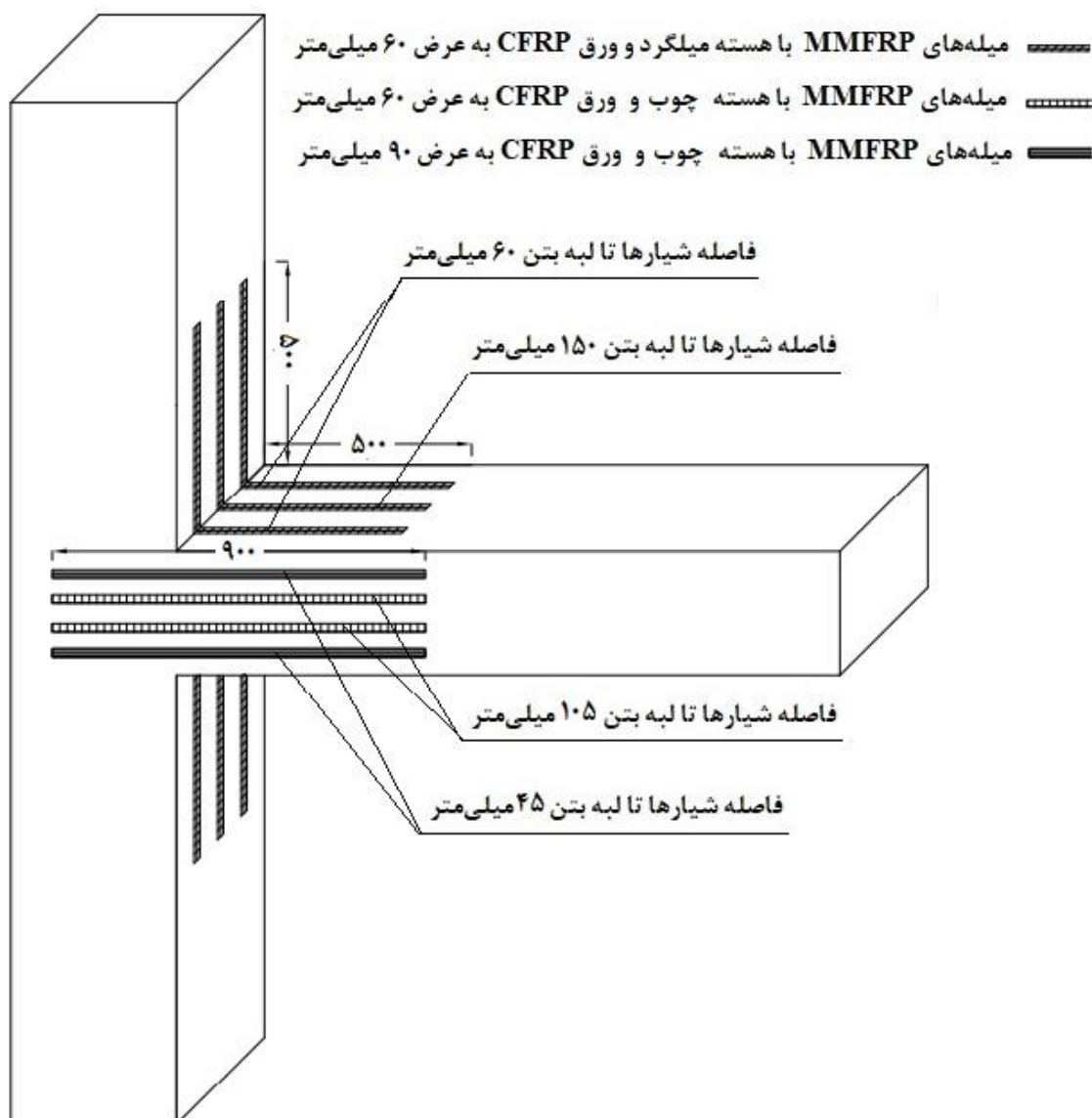
۳ شیار به ابعاد ۲۰ و طول ۵۰۰ میلی‌متر ایجاد شده است. فاصله شیارهای ایجاد شده روی سطوح ۱ و ۲ و سطوح مقابل آنها تا لبه تیر ۴۵ میلی‌متر می‌باشد و فاصله شیارهای ایجاد شده روی سطوح ۳، ۴ و سطوح مقابل آنها ۶۰ میلی‌متر و ۱۵۰ میلی‌متر تا لبه تیر می‌باشد. در ادامه میله‌های L شکل MMFRP با هسته میلگرد به قطر ۱۰ داخل شیارها قرار گرفته است. برای تاثیر برهم‌کنش بین سطح بتن و ورق‌های CFRP، برهم‌کنش بین سطح بتن و میله‌های دست ساز L شکل و برهم‌کنش بین صفحات CFRP از قید Tie استفاده شده است.



شکل ۳-۳۸: نمونه اتصال تقویت شده EN-SL-R

### ۳-۱۰-۶ نمونه تقویت شده N-SL-WR

این اتصال به صورت ترکیبی از دو نمونه تقویت شده N-S-W و N-SL-2R ساخته شده است. در این اتصال بتن مسلح برای تقویت جان تیر و چشمه اتصال، مشابه نمونه N-S-W روی سطوح ۱، ۲ و سطوح مقابل آن ۴ شیار به ابعاد ۲۰ و به طول ۹۰۰ میلی‌متر ایجاد شده است، فاصله شیارها از دو لبه ۴۵ و ۱۰۵ میلی‌متر است. شیارهای ایجاد شده به طول ۳۰۰ میلی‌متر روی سطح ۱ و سطح مقابل آن (داخل چشمه اتصال) امتداد یافته است. سپس میله‌های دست‌ساز MMFRP با هسته چوبی داخل شیارها قرار داده شده، بطوری که برای دو شیار میانی از میله‌های ساخته شده با هسته چوبی و ورق FRP با عرض ۶۰ میلی‌متر و برای شیارهای کناری از میله‌های ساخته شده با هسته چوبی و ورق FRP به عرض ۹۰ میلی‌متر استفاده شده است. برای تقویت بال تیر و جان ستون مشابه نمونه N\_L از میله‌های دست‌ساز MMFRP با هسته فولادی به صورت L شکل استفاده شد. برای تقویت سطوح ۳، ۴ و سطوح مقابل آنها برای جایگذاری میله‌های دست‌ساز L شکل، ۳ شیار به ابعاد ۲۰ و طول ۵۰۰ میلی‌متر ایجاد شده است. فاصله شیارهای ایجاد شده روی سطوح ۱ و ۲ و سطوح مقابل آنها تا لبه تیر ۴۵ میلی‌متر می‌باشد و فاصله شیارهای ایجاد شده روی سطوح ۳، ۴ و سطوح مقابل آنها ۶۰ میلی‌متر و ۱۵۰ میلی‌متر تا لبه تیر می‌باشد. در ادامه میله‌های L شکل MMFRP با هسته میلگرد به قطر ۱۰ داخل شیارها قرار گرفته است. برای اعمال اثر اندرکنش بین سطح میله‌ها و بتن اطراف آنها از قید Tie استفاده شده است.

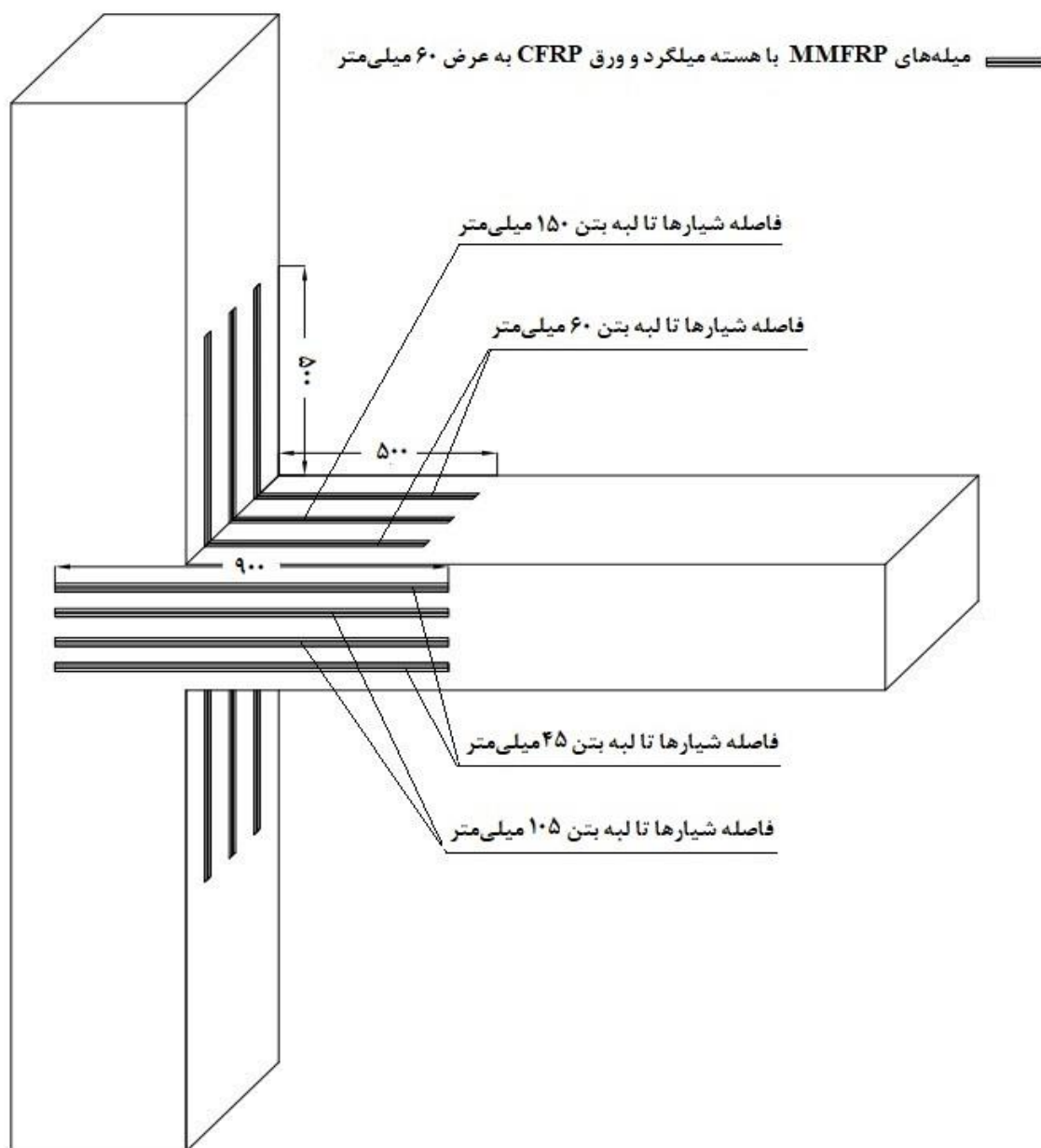


شکل ۳-۳۹: نمونه تقویت شده N-SL-WR

### ۷-۱۰-۳ نمونه تقویت شده N-SL-4R

این اتصال نیز به صورت ترکیبی از نمونه‌های تقویت شده N-S-W و N-SL-2R ساخته شده است. برای تقویت جان تیر و چشمه اتصال، مشابه نمونه N-S-W روی سطوح ۱، ۲ و سطوح مقابل آن ۴ شیار به ابعاد ۲۰ و به طول ۹۰۰ میلی‌متر ایجاد شده است، فاصله شیارها از دو لبه ۴۵ و ۱۰۵ میلی‌متر است. شیارهای ایجاد شده به طول ۳۰۰ میلی‌متر روی سطح ۱ و سطح مقابل آن (داخل چشمه اتصال) امتداد یافته است. برای تقویت بال تیر و جان ستون مشابه نمونه N-SL-2R روی

سطوح ۳، ۴ و سطوح مقابل آنها برای جایگذاری میله‌های دست‌ساز L شکل، ۳ شیار به ابعاد ۲۰ و طول ۵۰۰ میلی‌متر ایجاد شده است. فاصله شیارهای ایجاد شده روی سطوح ۱ و ۲ و سطوح مقابل آنها تا لبه تیر ۴۵ میلی‌متر می‌باشد و فاصله شیارهای ایجاد شده روی سطوح ۳، ۴ و سطوح مقابل آنها ۶۰ میلی‌متر و ۱۵۰ میلی‌متر تا لبه تیر می‌باشد. در این نمونه در کلیه شیارها اعم از شیارهای روی سطوح ۱، ۲، ۳ و ۴ از میله‌های مستقیم و میله‌های L شکل MMFRP با هسته میلگرد به قطر ۱۰ استفاده شده است. برای اعمال اثر اندرکنش بین سطح میله‌ها و بتن اطراف آنها از قید Tie استفاده شده است.

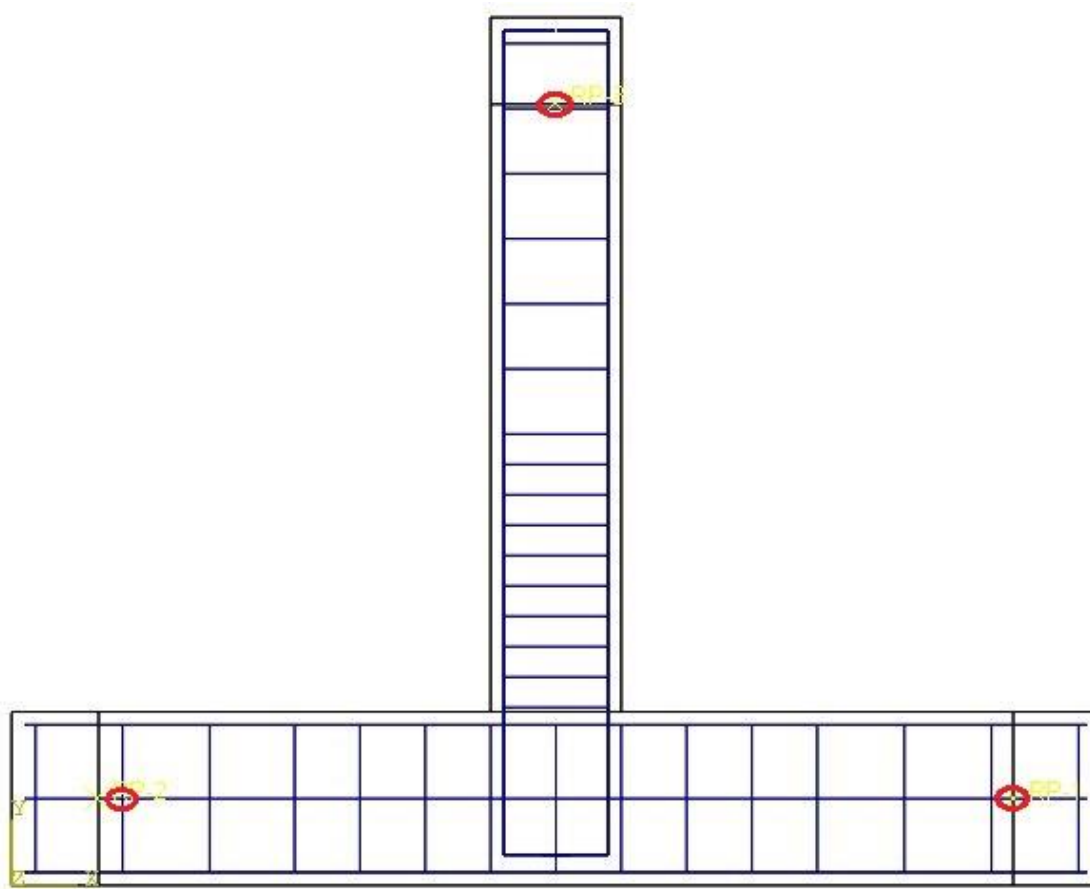


شکل ۳-۴: نمونه اتصال تقویت شده N-SL-4R

### ۳-۱۱ بارگذاری نمونه‌ها و شرایط تکیه گاهی

برای شبیه‌سازی بارگذاری آزمایشگاهی در نرم افزار Abaqus، روش کنترل تغییرمکان اعمال شده است. بدین‌صورت که جابجایی نهایی تیر که از نتایج تجربی بدست آمده بود، در نقطه‌ای به فاصله ۲۰۰ میلی‌متر از انتهای تیر مطابق شکل ۳-۴۲ براساس نمونه آزمایشگاهی به تیر بتنی اعمال شد.

نقطه محل اعمال بار از طریق یک نقطه مرجع<sup>۱</sup> با استفاده از قید Rigid Body و گزینه Tie به تیر بسته شده است. برای خروجی گرفتن از محل اعمال بار، دو Set، در نقطه موردنظر برای تعیین مقدار تغییر مکان و نیروی وارده بر آن در هر گام زمانی تعریف شده است. تکیه‌گاه‌های اتصال نیز مطابق شرایط آزمایشگاهی به فاصله ۲۰۰ میلی‌متر از انتهای دو سر ستون از طریق نقطه مرجع و به صورت دوسر ساده (یکی از آنها به صورت مفصل و دیگری به صورت غلتک) مدلسازی شده است.



شکل ۳-۴۱: نمایی از مدل عددی اتصال بتنی با آرماتورهای طولی و عرضی در نرم افزار Abaqus

### ۳-۱۲ شبکه بندی در آباکوس

شبکه‌بندی مدل به دلیل تعیین اندازه المان‌ها و اهمیت المان‌ها در نتایج نهایی، از حساس‌ترین قسمت‌های پیش پردازش می‌باشد. نکته قابل توجه دیگر تاثیر مستقیم شبکه‌بندی در زمان تحلیل

<sup>۱</sup> Reference Point (RP)

نرم افزار است. براساس انتخاب اندازه المان ها ممکن است آنالیز از چند ساعت تا چند روز زمان ببرد. در برخی از مدلها ممکن است براساس نوع کارکردشان شبکه بندی درشت جواب صحیح تر و دقیق تری بدهد و یا در مدل های دیگر برعکس باشد و شبکه بندی بسیار ریز براساس حساسیت موضوع مورد استفاده قرار گیرد. در این نمونه ها از شبکه بندی درشت (ابعاد المانها ۵۰ میلی متر) تا بسیار ریز (ابعاد المان ۵ میلی متر) مورد بررسی قرار گرفته شد و پس از بررسی و مقایسه نتایج برای نمونه مرجع و نمونه تقویت شده E-S شبکه بندی المانها با اندازه ۵۰ میلی متر به دلیل نزدیک بودن نتایج آن به جواب، مورد استفاده قرار گرفته شده است. در نمونه های تقویت شده به روش NSM شامل نمونه های N-S-W و N-SL-2R برای قسمت های تمرکز تنش از شبکه بندی ریز و برای قسمت های دیگر از شبکه بندی درشت استفاده شده است. در نمونه های EN-SL-R، N-SL-WR و N-SL-4R شبکه بندی المانها با اندازه ۲۰ میلی متر برای تحلیل مدل انتخاب شد.

### ۳-۱۳ صحت سنجی نتایج

در این قسمت به بررسی صحت نتایج بدست آمده در نرم افزار Abaqus و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی نمونه مرجع پرداخته خواهد شد. لازم به ذکر است، در این پایان نامه برای حل عددی از رویکرد صریح<sup>۱</sup> موجود در کتابخانه نرم افزار استفاده شده است. این روش عموماً برای حل مسائل دینامیکی کاربرد دارد. علت استفاده از این روش به جای رویکرد ضمنی<sup>۲</sup>، مشکلات مربوط به همگرایی مسئله در روش ضمنی می باشد. این مشکلات معمولاً ناشی از معادلات غیرخطی و شرایط پیچیده تماسی است. با توجه به اینکه شرایط بارگذاری آزمایشگاه به صورت شبه استاتیکی<sup>۳</sup> است، انرژی

---

<sup>۱</sup> Explicit

<sup>۲</sup> Implicit

<sup>۳</sup> Quasi-Static

جنبشی<sup>۱</sup> سیستمناچیز می‌شود. در نرم افزار آباکوس، برای حصول اطمینان از ارضای شرایط شبه‌استاتیک، انرژی جنبشی سیستم با انرژی داخلی آن مقایسه می‌شود. در صورتی که انرژی جنبشی کمتر از ۱۰ درصد انرژی داخلی شود، شرایط شبه استاتیک برقرار خواهد شد و نتایج تحلیل قابل اعتماد می‌شود. لذا شرط برقراری شرایط شبه استاتیکی در رویکرد صریح، برقراری رابطه زیر در کل زمان تحلیل مدل‌ها است.

$$\frac{\text{Kinetic energy}}{\text{Internal energy}} * 100 < 10 \quad (28-3)$$

در مقایسه نتایج المان محدود با نمونه‌های آزمایشگاهی می‌توان پارامترهای متفاوتی را مورد بررسی قرار داد. به طور معمول سه معیار مهم میان نتایج مدل‌های عددی و آزمایشگاهی مورد مقایسه می‌گیرد و اعتبار مدل را تایید یا رد می‌کند. این سه معیار شامل: بار بیشینه قابل تحمل، منحنی بار-تغییر مکان و شکل ترک‌های ایجاد شده در مدل تا قبل از گسیختگی و شکست کامل نمونه است.

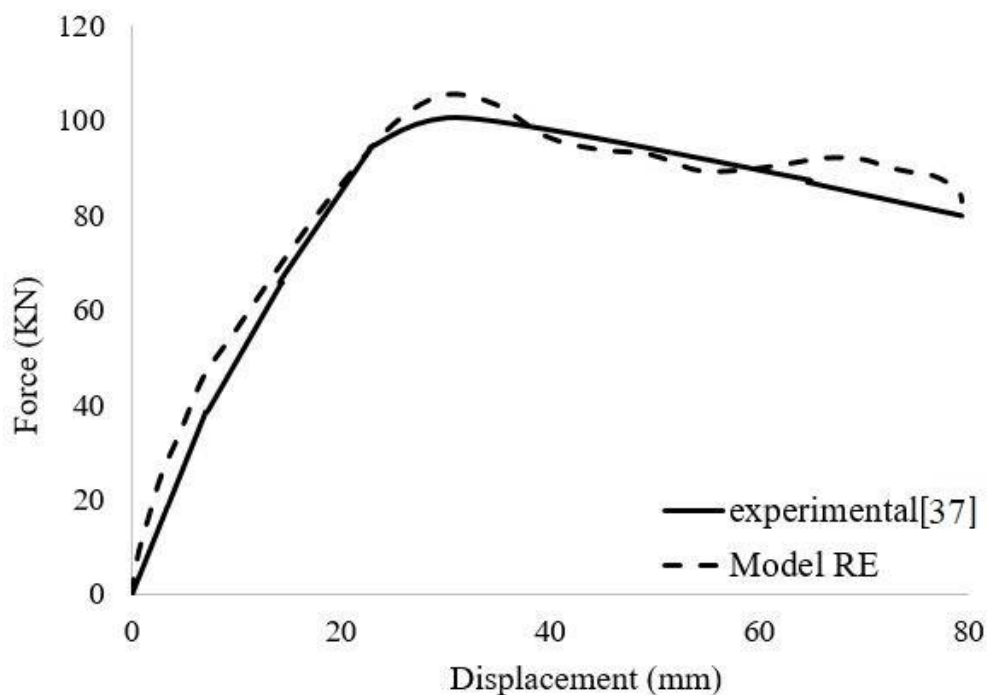
### ۳-۱۳-۱ نمونه کنترلی (RE)

شکل زیر نمودار نیرو-تغییر مکان، انرژی داخلی و جنبشی اتصال را برحسب زمان تحلیل و کانتور کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر در نمونه مرجع (RE) نشان می‌دهد.

جدول ۳-۱۱: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی نمونه مرجع RE جهت صحت سنجی

| نمونه           | حداکثر بار قابل تحمل (KN) | اختلاف حداکثر بار قابل تحمل (%) | حداکثر تغییر مکان (mm) | اختلاف حداکثر تغییر مکان (%) |
|-----------------|---------------------------|---------------------------------|------------------------|------------------------------|
| RE-Experimental | ۱۰۰/۷                     | ۴/۶۲                            | ۷۹/۲۶۴                 | ۰/۰۳۵                        |
| RE- Numerical   | ۱۰۵/۳۶                    |                                 | ۷۹/۲۳۶                 |                              |

<sup>۱</sup> Kinetic energy



شکل ۳-۴۲: مقایسه منحنی بار-تغییر مکان نمونه اتصال کنترلی RE با نتایج آزمایشگاهی

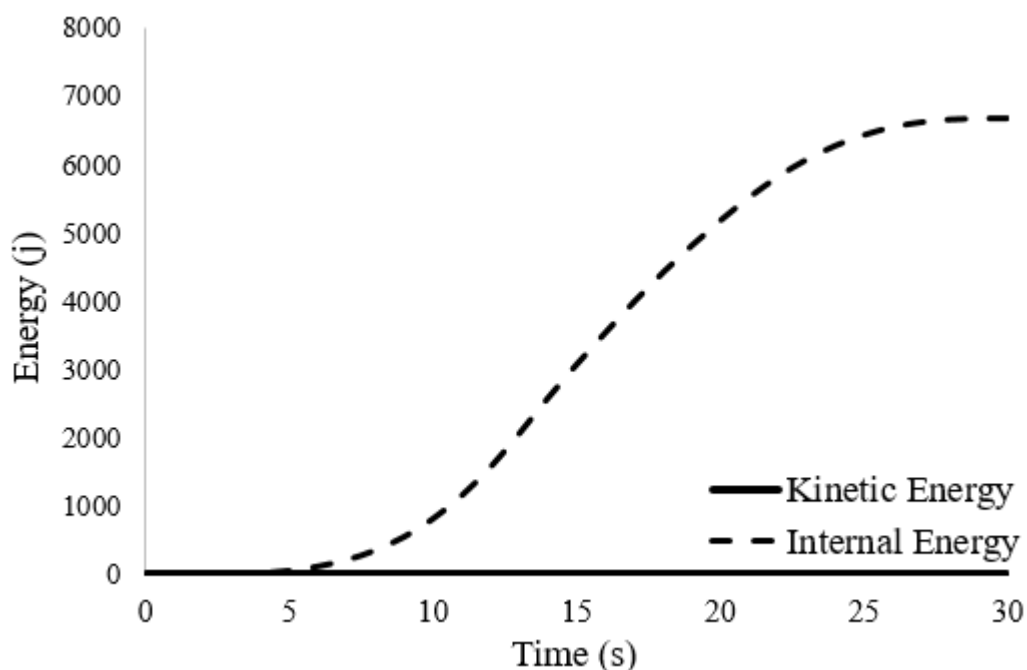
عدم تطابق جزئی منحنی نیرو-تغییر مکان برای مدل عددی و آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. که دلایل این اختلاف به شرح زیر است:

- در مدل‌های عددی درجات آزادی سازه (نسبت به مدل آزمایشگاهی) بسیار محدود و تنها در گره‌ها تعریف می‌شود و تغییر شکل بقیه نقاط با استفاده از تابع شکل المان تعیین می‌گردد، لذا مدل‌های عددی الزاماً سختی بیشتری نسبت به مدل آزمایشگاهی خواهد داشت.
- برخی اطلاعات مربوط به رفتار مصالح به کار رفته در تحلیل عددی، در متن مرجع مربوط به تحقیق وجود نداشت. لذا این اطلاعات از منابع و مراجع دیگر به طور مناسبی تعیین شده است.
- در مدلسازی عددی از لغزش بین آرماتورها و بتن صرف نظر شده است.
- در مدلسازی عددی اثرات ترک خوردگی به خوبی لحاظ نمی‌گردد.

در جدول ۳-۱۲ مقایسه کمی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی در نقاط نظیر تسلیم و حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه‌ها آورده شده است.

جدول ۳-۱۲: مقایسه کمی نتایج صحت سنجی اتصال مرجع

| Joint Identifier | Yield Load        |                |           | Peak Load         |                |           |
|------------------|-------------------|----------------|-----------|-------------------|----------------|-----------|
|                  | Experimental (KN) | Numerical (KN) | Error (%) | Experimental (KN) | Numerical (KN) | Error (%) |
| RE               | ۸۰                | ۸۲/۹۲          | ۳/۶۵      | ۱۰۰/۷             | ۱۰۵/۳۶         | ۴/۶۲      |

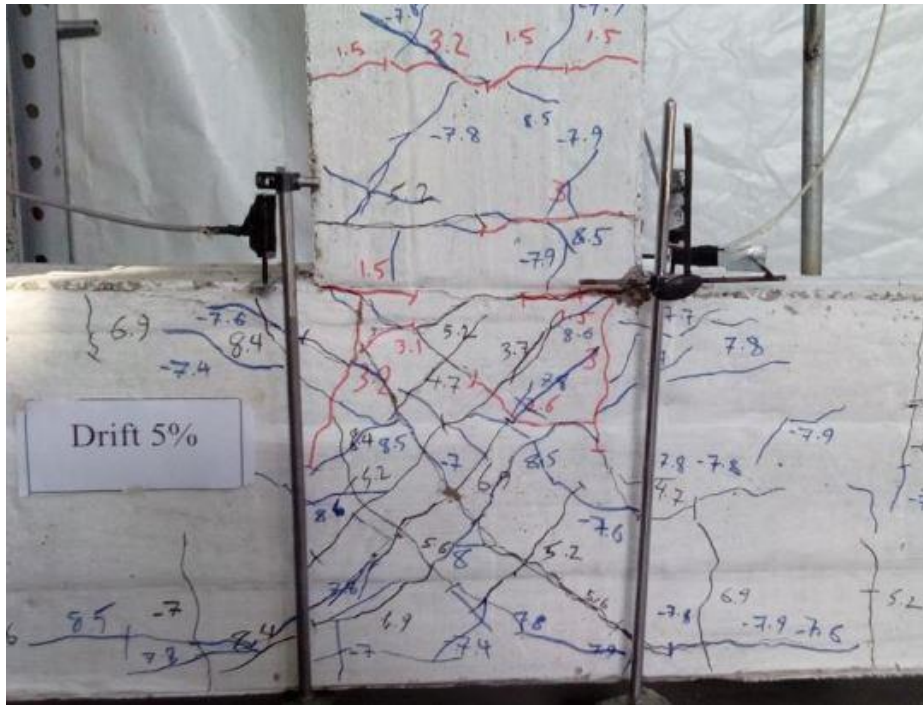


شکل ۳-۴۳: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای اتصال مرجع

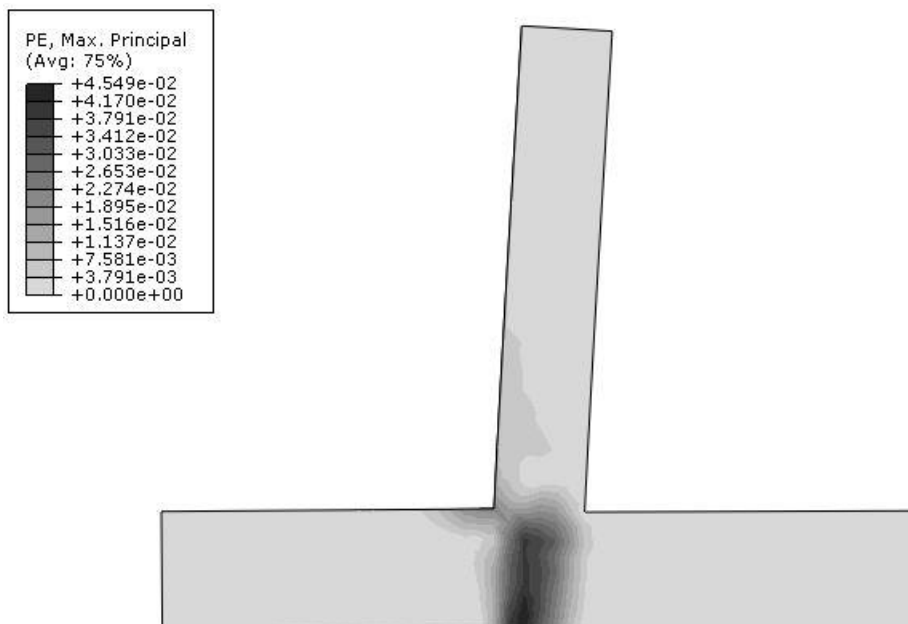
باتوجه به شکل‌های فوق، نسبت انرژی جنبشی به انرژی داخلی در اتصال مرجع، کمتر از ۵ درصد می‌باشد. بنابراین شرایط بارگذاری شبه استاتیکی در زمان تحلیل ایجاد شده است و نتایج بدست آمده، دارای اعتبار می‌باشند. استفاده از دامنه با گام ملایم، باعث ایجاد منحنی و خطی نبودن نمودار مربوط به انرژی داخلی در شکل‌های فوق شده است. به علت جلوگیری از افزایش ناگهانی انرژی جنبشی در هنگام شروع بارگذاری از این حالت استفاده شده است.

در شکل‌های ۳-۴۴ و ۳-۴۵، الگوی ترک‌خوردگی در اتصال مرجع در پایان نامه انصاری [۳۷] و

کرنش‌های پلاستیک حداکثری اصلی در مدلسازی عددی نشان داده شده‌است. با توجه به شکل‌ها زیر، مدل عددی به خوبی نقاط ترک خوردگی در اتصال را پیش‌بینی کرده و پاسخ مناسبی ارائه داده است.



شکل ۳-۴۴: الگوی ترک خوردگی اتصال مرجع آزمایش انصاری [۳۷]

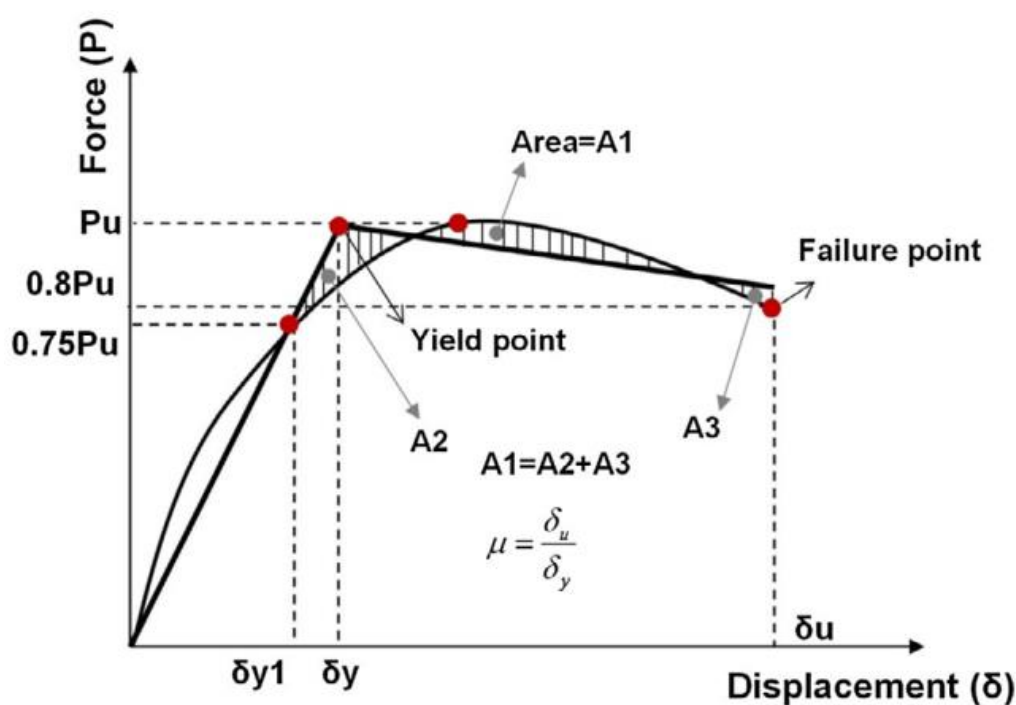


شکل ۳-۴۵: کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر ایجاد شده در شبیه‌سازی اتصال مرجع آزمایش انصاری

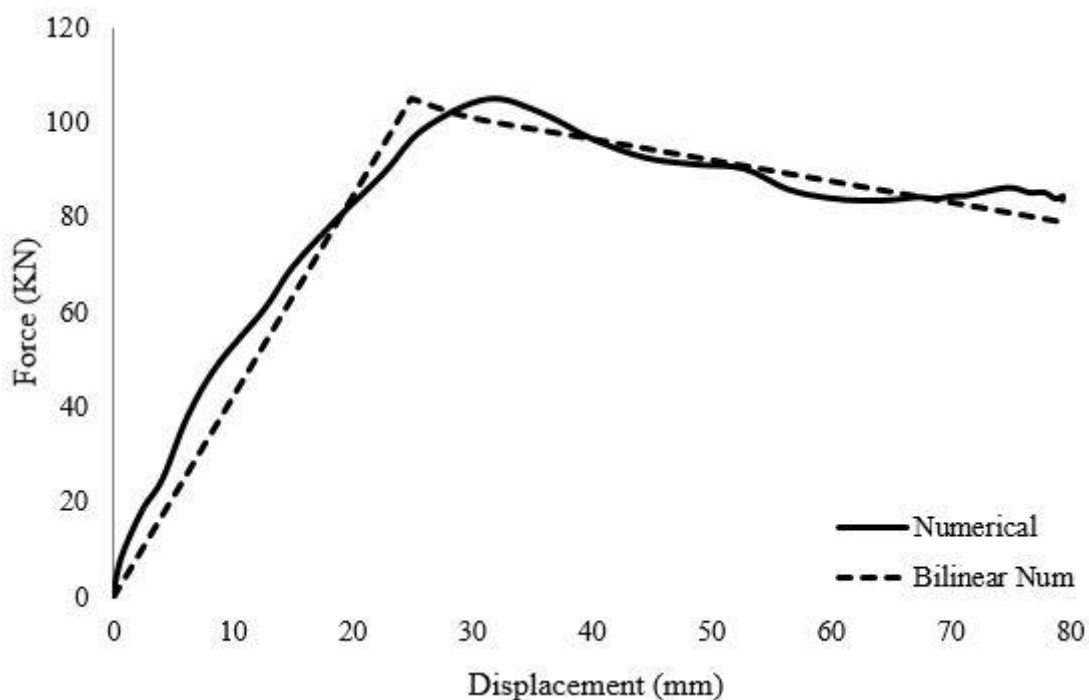
### ۳-۱۴ دو خطی کردن منحنی های نیرو-تغییر مکان

باتوجه به روابط تعیین ضریب شکل پذیری، برای دستیابی به این پارامترها باید وضعیت جاری شدگی و وضعیت نهایی سازه یا عضو سازه‌ای مشخص باشد. باتوجه به غیرخطی بودن منحنی‌های رفتاری سازه‌ها، نمودار رفتاری باید با یک مدل رفتاری دوخطی ساده‌سازی شود. برای این منظور مدل‌های رفتاری متعددی پیشنهاد شده است که از این میان می‌توان به روش پرستلی پائولی، روش یانگ، روش بیان شده در ATC-40 [۶۰]، نشریه ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، استاندارد ۲۸۰۰ و FEMA-273 [۶۱] اشاره کرد.

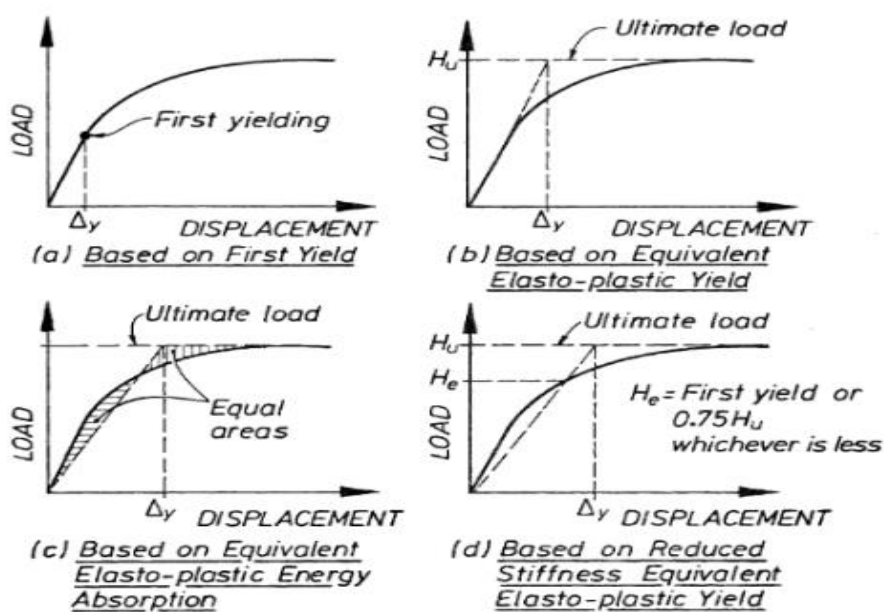
در مورد استفاده برای دوخطی کردن نمودارها در این تحقیق، روش پرستلی پائولی می‌باشد [۶۲].



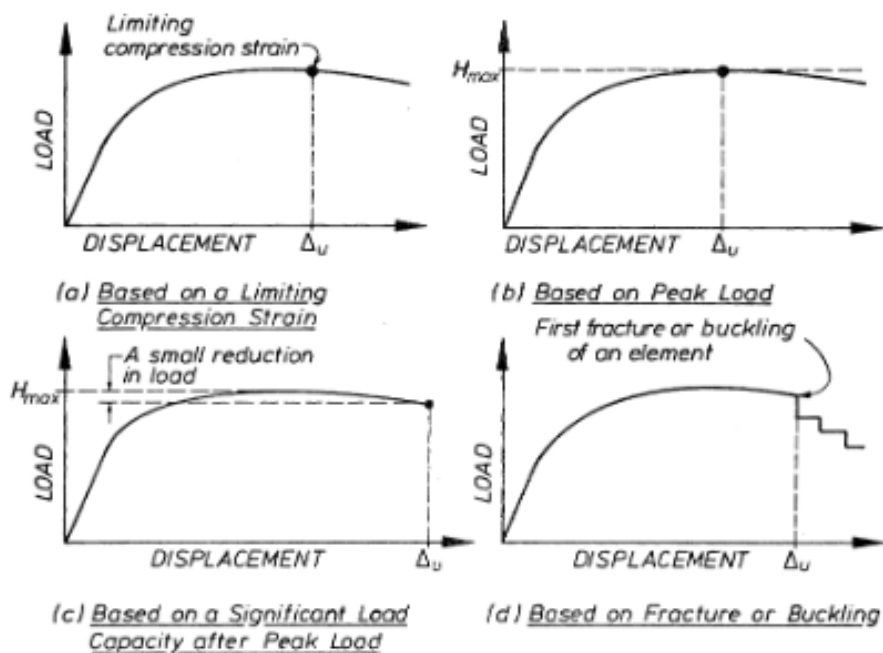
شکل ۳-۴۶: نمودار ساده شده نیرو-تغییر مکان [۶۲]



شکل ۳-۴۷: مدل دوخطی ارائه شده برای نمونه RE



شکل ۳-۴۸: حالت های مختلف محاسبه جابجایی نظیر نقطه جاری شدن در منحنی بار-تغییر مکان [۶۳].



شکل ۳-۴۹: حالت های مختلف محاسبه جابجایی نظیر نقطه انتهایی در منحنی بار-تغییر مکان [۶۳]

### ۳-۱۵ خلاصه فصل

در ابتدای این فصل به بررسی روش های تحلیل مسائل پیچیده، شامل روش اجزا محدود و روش تفاضل محدود و سپس به معرفی نرم افزار آباکوس، قابلیت ها و کاربردهای آن پرداخته شده است. در ادامه به معرفی و نحوه مدلسازی نمونه های بتنی پرداخته شد که شامل ۷ اتصال بتنی با مشخصاتی که در طی فصل ارائه گردید، می باشد. سپس توضیحاتی جهت نحوه مدلسازی اجزاء مختلف هر اتصال بتنی، پارامترها، فرضیات و جزئیات اعمال شده در نرم افزار بیان گردید. قبل از به کارگیری نرم افزار می بایست از صحت فرضیات، مدلسازی و خروجی های آنها اطمینان حاصل پیدا کرد. از این رو صحت سنجی اولیه توسط نرم افزار آباکوس در دستور کار قرار گرفت. برای این کار، صحت سنجی نتایج مدلسازی عددی نمونه مرجع با نتایج آزمایشگاهی آن صورت پذیرفت و منحنی بار-تغییر مکان حاصل از نتایج تحلیل مدل عددی المان محدود با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. در پایان به تحلیل نمونه های عددی ساخته شده پرداخته شد که نتایج آن در فصول بعدی ارائه و مورد بحث و بررسی قرار می گیرد.

## فصل ۴ :

### نتایج و تفسیر آنها

## ۴-۱ مقدمه

در فصل قبل به ساخت نمونه‌های موردنظر برای این پژوهش و فلسفه ساخت و تحلیل آنها پرداخته شد. در این فصل به بررسی نتایج تحلیل ناشی از نتایج این پژوهش پرداخته می‌شود. بررسی‌هایی که در این فصل انجام می‌شود شامل بررسی مقادیر بار نهایی، بار تسلیم، شکل پذیری، جذب انرژی و سختی اولیه اتصالات بتن مسلح تقویت شده می‌باشد که با نمونه تقویت نشده مقایسه خواهد شد.

## ۴-۲ تعاریف اولیه

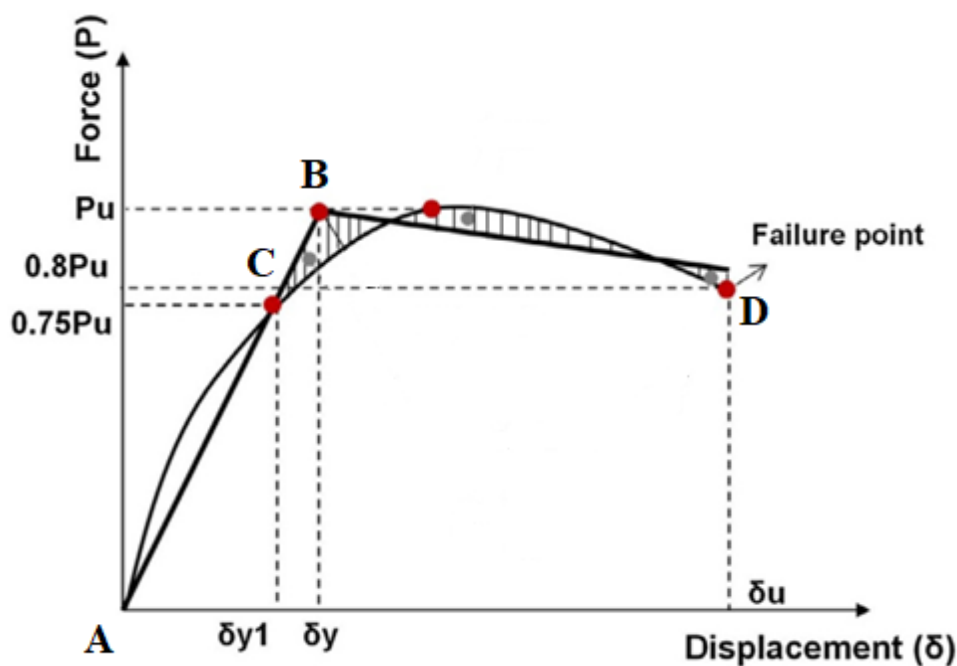
### ۴-۲-۱ انرژی جذب شده (E)

در این تحقیق که اتصالات تحت بار افزایشی یکنواخت و به صورت تحلیل پوش‌آور مورد بررسی قرار گرفته، سطح زیر نمودار بار-تغییرمکان به عنوان معیاری برای مقایسه انرژی کل جذب شده تا حد نهایی خرابی اتصال بتنی در نظر گرفته شده است.

### ۴-۲-۲ سختی اولیه (K)

در روش شبه استاتیکی، نیروها یا جابجایی‌های جانبی وارد بر مدل سازه به طور تدریجی افزایش داده شده و در هر گام، کاهش سختی ناشی از المان‌ها یا افت مقاومت در محل مفصل‌های پلاستیک منظور می‌گردد. افزایش بار تا حدی ادامه دارد که نمونه به حداکثر ظرفیت باربری خود می‌رسد و اعضای آن جاری می‌شود. در تحلیل شبه استاتیکی به روش ساده شده، مدل رفتاری اعضا به صورت دوخطی فرض می‌شود. بر این اساس، در روش پرستلی پائولیمطابق شکل ۴-۱ باید دقت شود تا:

- سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی، برابر مجموع سطح زیر دو خط BD و BC باشد.
- خط AB باید منحنی غیرخطی را در  $0.75$  طول خود قطع کند (نقطه D).



شکل ۴-۱: شکل ساده شده منحنی رفتار غیرخطی و منحنی دوطبی فرضی [۶۱]

در این صورت نیروی مربوط به نقطه B نیروی تسلیم است و برای برش پایه  $0.75P_u$ ، در منحنی رفتار غیرخطی بدست می‌آید. طبق رابطه ۴-۱ مدول سکانت بیانگر سختی (K) می‌شود. همچنین در این مدل دوطبی باید دقت کرد که  $P_u$  از بیشینه نیرو در منحنی رفتار غیرخطی بیشتر نشود.

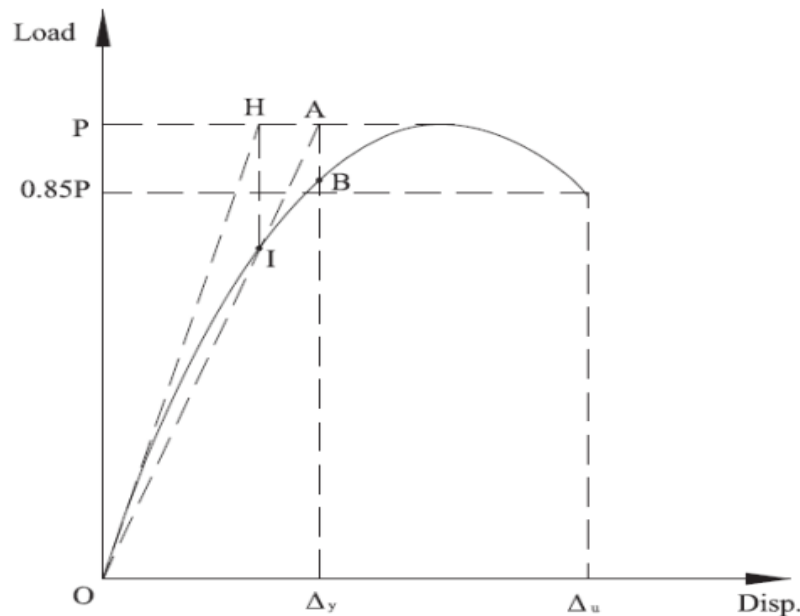
$$K = \frac{Py}{\Delta y} \quad (۴-۱)$$

### ۴-۲-۳ شکل پذیری

شکل‌پذیری یک المان را می‌توان قابلیت حفظ تغییرشکل‌های پلاستیک، قبل از خرابی بدون افت قابل‌توجهی در مقاومت یا سختی تعریف کرد. یک سازه شکل‌پذیر تغییرشکل‌های زیادی را قبل از خرابی نهایی از خود نشان می‌دهد. شکل‌پذیری معمولاً از نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان تسلیم معادل شده بدست می‌آید. ضریب شکل‌پذیری طبق رابطه ۴-۲ تعریف می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (۴-۲)$$

$\Delta u$  تغییرمکان حداکثر و  $\Delta y$  تغییرمکان نقطه تسلیم در نمونه است که مطابق شکل ۲-۴ از نمودار بار-تغییرمکان استخراج شده است.



شکل ۲-۴: روش بدست آوردن جابجایی نهایی و تسلیم از نمودار بار-تغییرمکان [63]

## ۴-۲-۴ ظرفیت باربری اتصالات

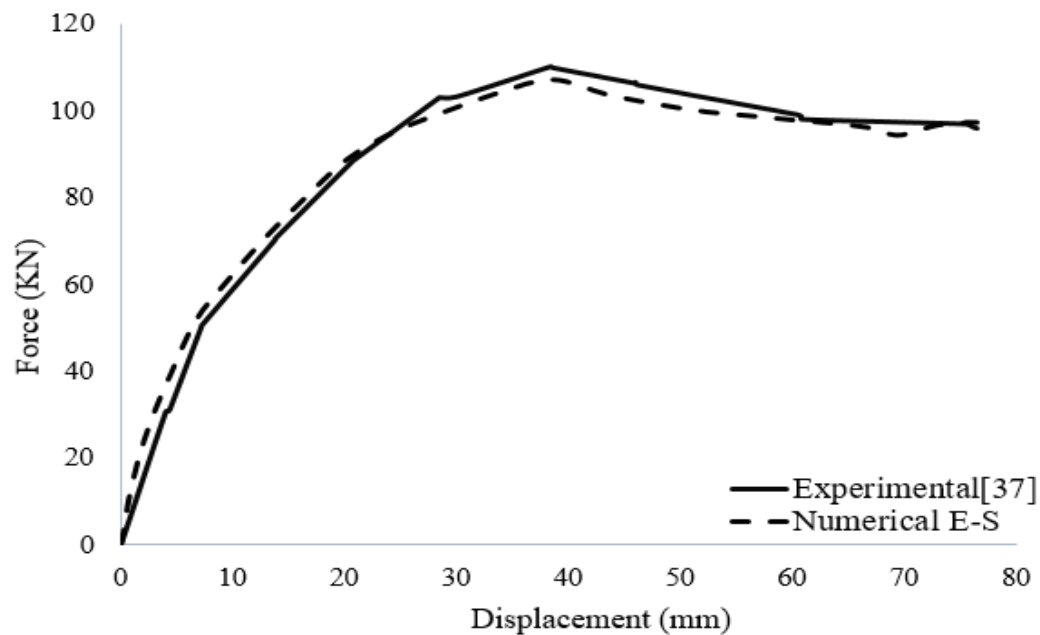
برای مقایسه ظرفیت باربری اتصالات تقویت شده، با توجه به نمودار بار-تغییرمکان درصد افزایش ظرفیت باربری اتصالات نسبت به نمونه مرجع بدست می‌آید.

## ۴-۳ مقایسه نتایج نمونه‌های تقویت شده با نتایج آزمایشات

### ۴-۳-۱ نمونه تقویت شده E-S

شکل زیر مقایسه منحنی نیرو-تغییرمکان بدست‌آمده از تحلیل اتصال تقویت شده در نرم‌افزار Abaqus با نمونه‌ی آزمایشگاهی را در نمونه E-S نشان می‌دهد که در تمام نقاط تطابق بسیار

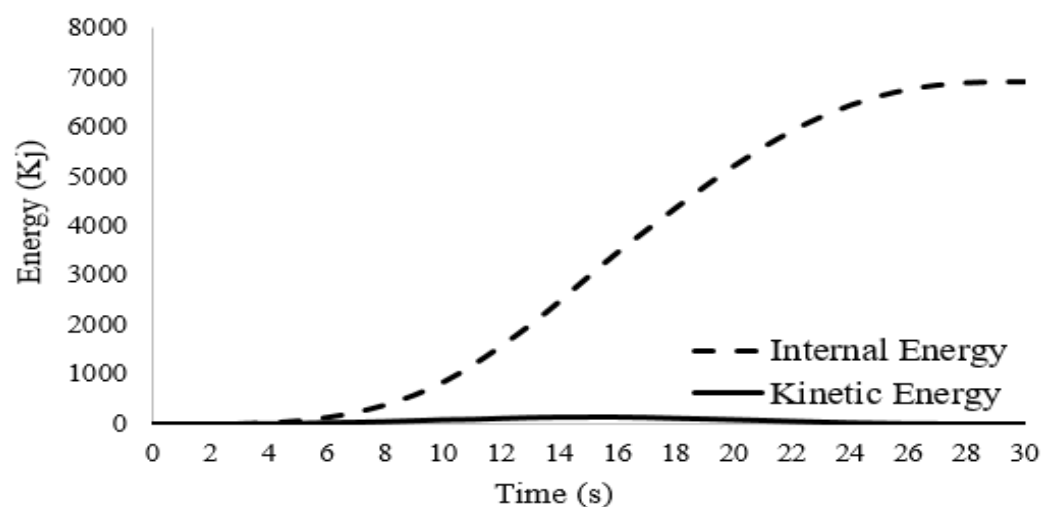
زیادی با مدل آزمایشگاهی دارد.



شکل ۳-۴: مقایسه منحنی بار-تغییر مکان نمونه اتصال تقویت شده E-S با نتایج آزمایشگاهی

جدول ۴-۱: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی نمونه تقویت شده E-S

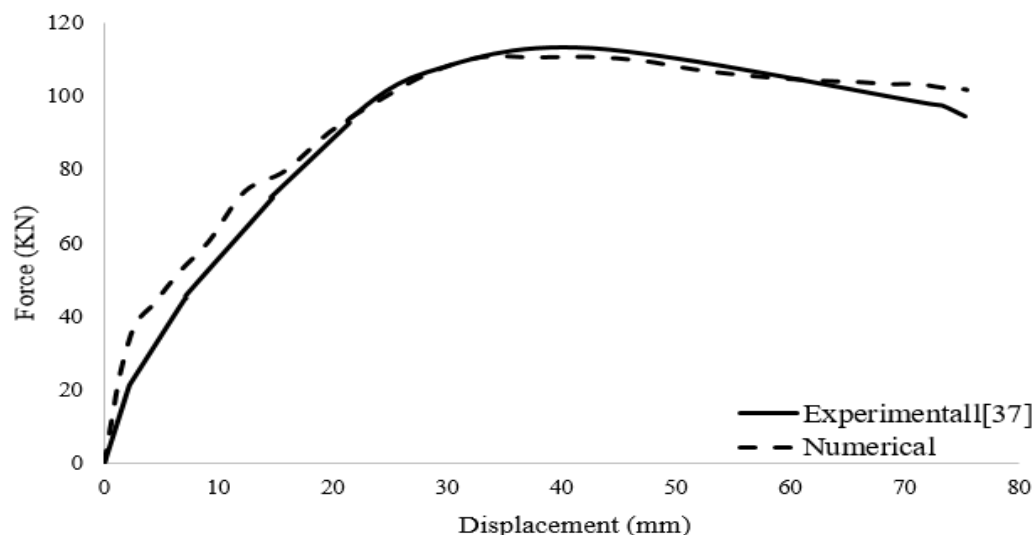
| نمونه            | حداکثر بار قابل تحمل (KN) | اختلاف حداکثر بار قابل تحمل (%) | حداکثر تغییر مکان (mm) | اختلاف حداکثر تغییر مکان (%) |
|------------------|---------------------------|---------------------------------|------------------------|------------------------------|
| E-S-Experimental | ۱۱۰/۲۳                    | ۲/۹۶                            | ۷۶/۵۳                  | ۰/۳۷۸                        |
| E-S-Model        | ۱۰۶/۹۶                    |                                 | ۷۶/۲۴                  |                              |



شکل ۴-۴: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای اتصال تقویت شده E-S

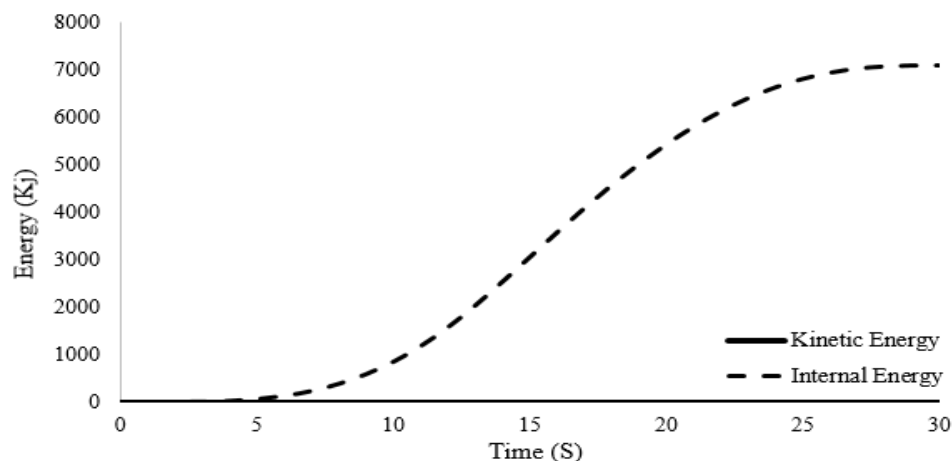
## ۴-۳-۲ نمونه تقویت شده N-S-W

شکل ۴-۵ مقایسه نتایج منحنی بار-تغییر مکان نمونه تقویت شده N-S-W در نرم افزار Abaqus و نتایج آزمایشگاهی را نشان می دهد.



شکل ۴-۵: مقایسه منحنی بار-تغییر مکان نمونه اتصال تقویت شده N-S-W با نتایج آزمایشگاهی  
جدول ۴-۲: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی نمونه تقویت شده N-S-W

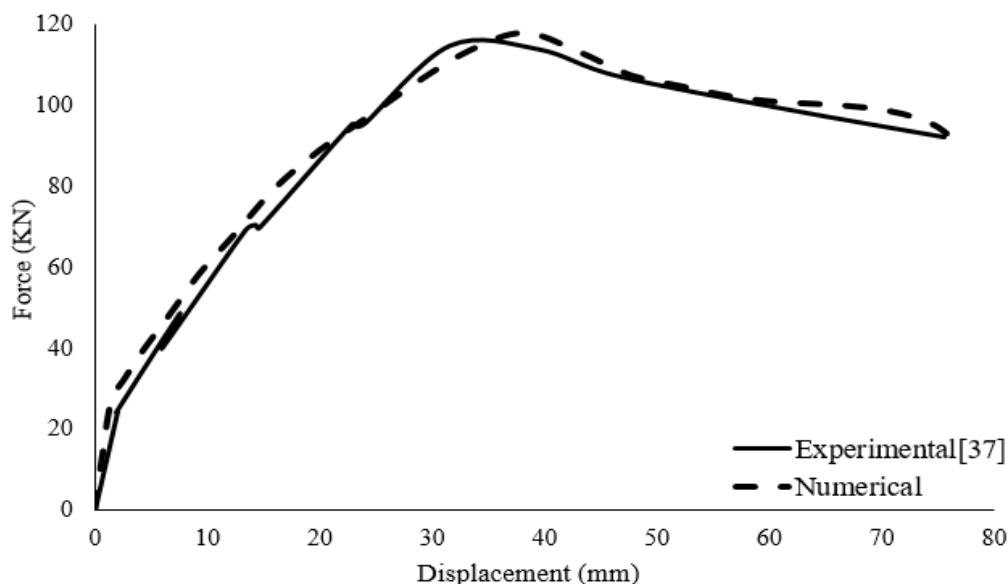
| نمونه | حداکثر بار قابل تحمل (kN) | اختلاف حداکثر بار قابل تحمل (%) | حداکثر تغییر مکان (mm) | اختلاف حداکثر تغییر مکان (%) |
|-------|---------------------------|---------------------------------|------------------------|------------------------------|
| N-S   | ۱۱۲/۹۹                    | ۱/۹۶                            | ۷۵/۲۵                  | ۰/۱۷                         |
| N-S-W | ۱۱۰/۷۷                    |                                 | ۷۵/۳۸                  |                              |



شکل ۴-۶: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای اتصال تقویت شده N-S-W

### ۳-۳-۴ نمونه تقویت شده N-SL-2R

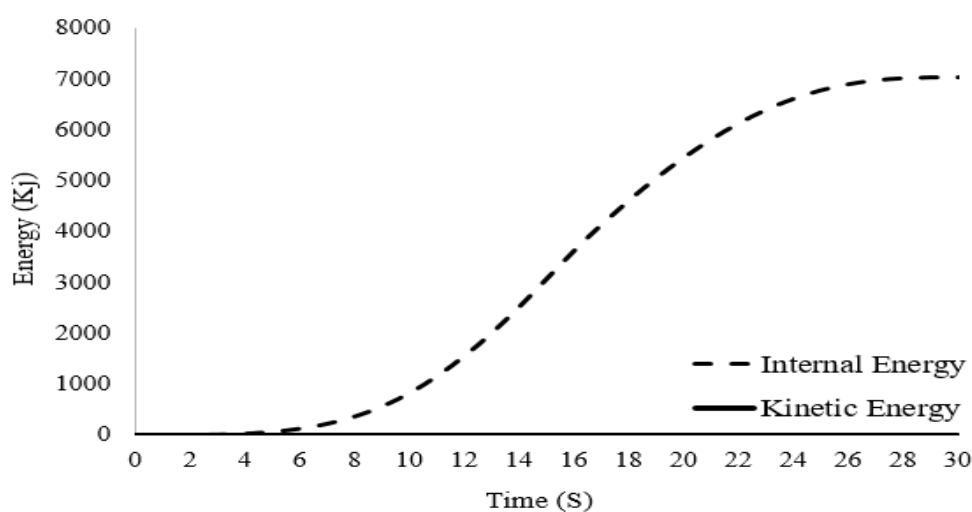
شکل ۷-۴ مقایسه نتایج منحنی بار-تغییر مکان نمونه تقویت شده N-SL-2R در نرم افزار Abaqus و نتایج آزمایشگاهی را نشان می دهد.



شکل ۷-۴: مقایسه منحنی بار-تغییر مکان نمونه اتصال تقویت شده N-SL-2R با نتایج آزمایشگاهی

جدول ۳-۴: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی نمونه تقویت شده N-SL-2R

| نمونه   | حداکثر بار قابل تحمل (KN) | اختلاف حداکثر بار قابل تحمل (%) | حداکثر تغییر مکان (mm) | اختلاف حداکثر تغییر مکان (%) |
|---------|---------------------------|---------------------------------|------------------------|------------------------------|
| N_L     | ۱۱۴/۵۶                    | ۲/۷۲                            | ۷۵/۵۲                  | ۰/۲۹                         |
| N-SL-2R | ۱۱۷/۶۸                    |                                 | ۷۵/۷۴                  |                              |



شکل ۸-۴: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای اتصال تقویت شده N-SL-2R

باتوجه به شکل‌های فوق، مشابه نمونه مرجع در فصل قبل نسبت انرژی جنبشی به انرژی داخلی در کلیه اتصالات، کمتر از ۵ درصد می باشد. بنابراین شرایط بارگذاری شبه استاتیکی در زمان تحلیل ایجاد شده است و نتایج بدست آمده، دارای اعتبار می‌باشند.

جدول ۴-۴: مقایسه کمی نتایج مدلسازی اتصالات تقویت شده با نتایج آزمایشگاه

| Joint Identifier | Yield Load        |                |           | Peak Load         |                |           |
|------------------|-------------------|----------------|-----------|-------------------|----------------|-----------|
|                  | Experimental (KN) | Numerical (KN) | Error (%) | Experimental (KN) | Numerical (KN) | Error (%) |
| E-S              | ۹۵/۹۷             | ۹۷/۰۹          | ۱/۱۶      | ۱۱۰/۲۳            | ۱۰۶/۹۶         | ۲/۹۶      |
| N-S-W            | ۹۴/۴۴             | ۱۰۱/۷۱         | ۷/۶۹      | ۱۱۲/۹۹            | ۱۱۰/۷۷         | ۱/۹۶      |
| N-SL-2R          | ۹۲                | ۹۲/۸۷          | ۰/۹۴      | ۱۱۴/۵۶            | ۱۱۷/۶۸         | ۲/۷۲      |

## ۴-۴ تجزیه و تحلیل نتایج:

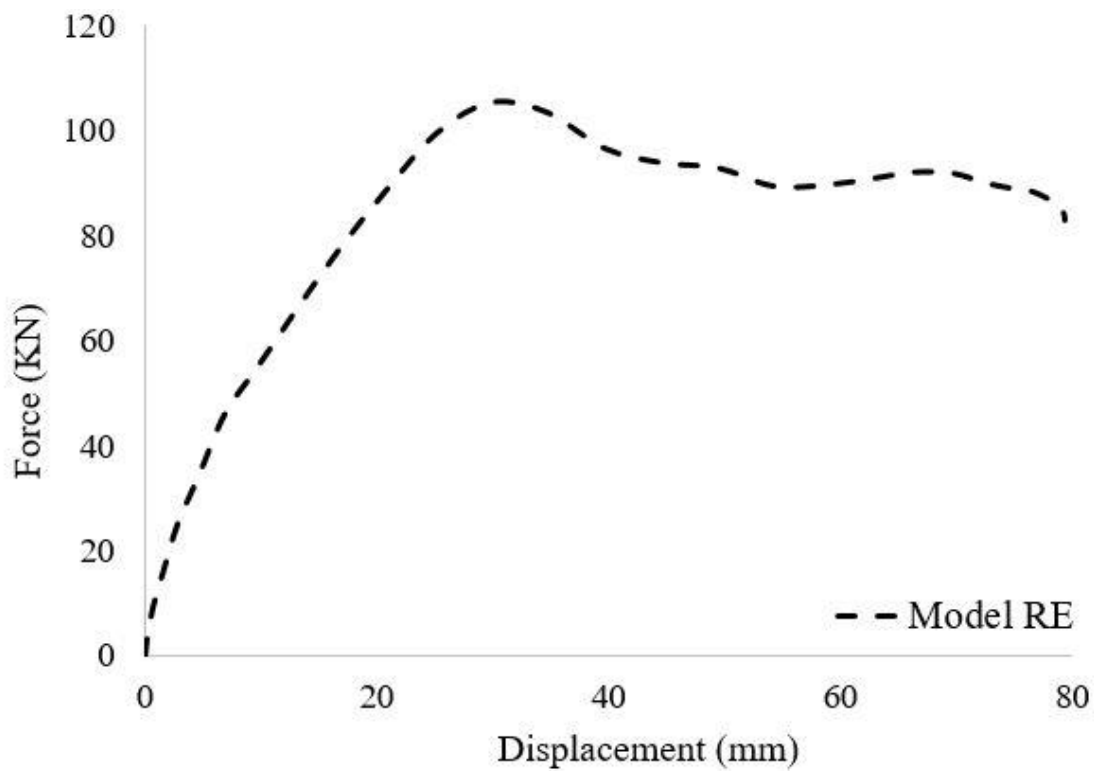
### ۴-۴-۱ مقایسه نتایج بار-تغییر مکان و کانتورهای تنش و کرنش

کلیه اتصالات براساس آنچه در فصل ۳ شرح داده شد، تحت تحلیل پوش‌آور قرار گرفتند و در ادامه نتایج تحلیل این نمونه‌ها در شکل‌های زیر ارائه شده است.

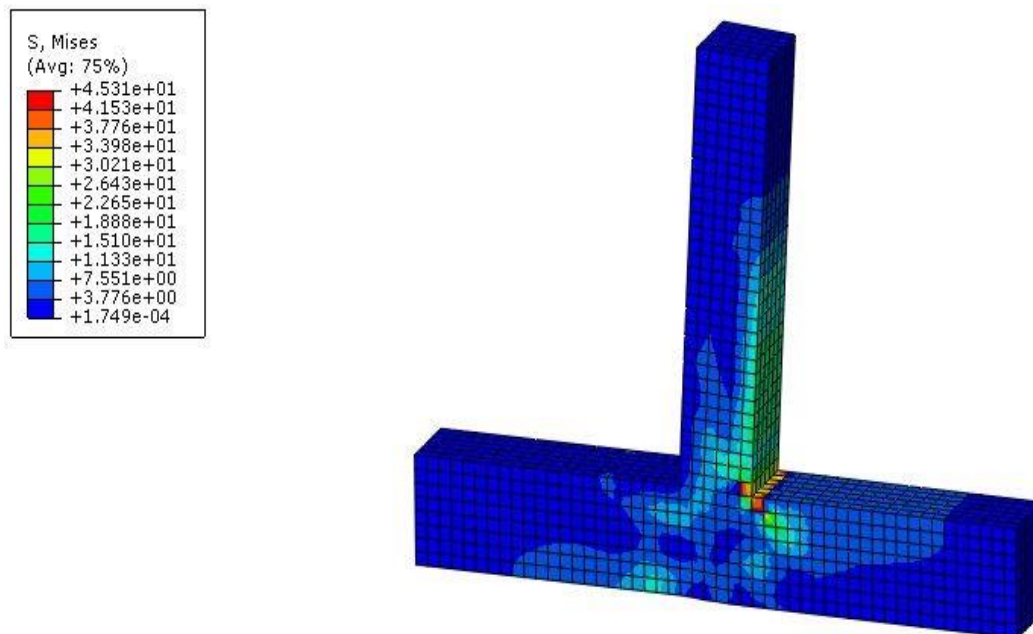
#### ۴-۴-۱-۱ اتصال مرجع RE

در نمونه کنترلی که هیچ گونه روش مقاوم‌سازی در آن استفاده نشده، حداکثر بار قابل تحمل ۱۰۵/۳۶ بدست آمده است. با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیل مدل مشاهده شد حداکثر تنش میلگردها ۵۱۰/۹MPa و حداکثر تنش بتن ۴۵/۳۱MPa شده است. بنابراین مود خرابی نمونه،

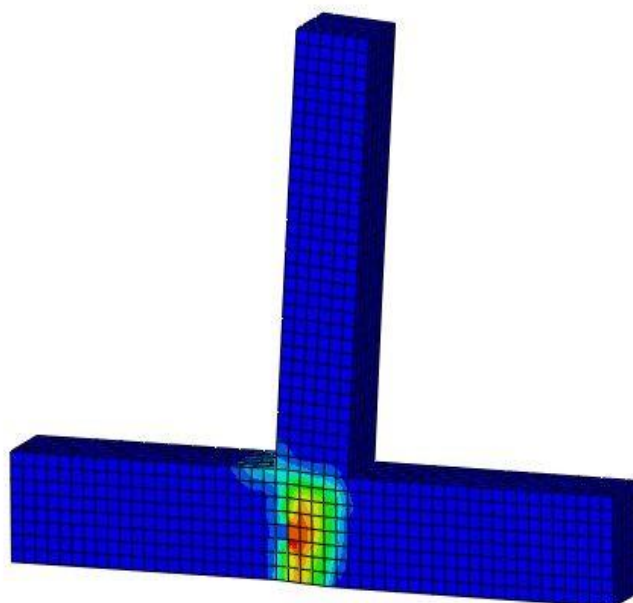
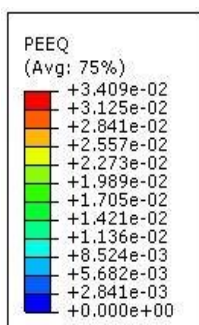
تسلیم میلگردها می باشد.



شکل ۴-۹: نمودار بار-تغییر مکان نمونه کنترلی RE

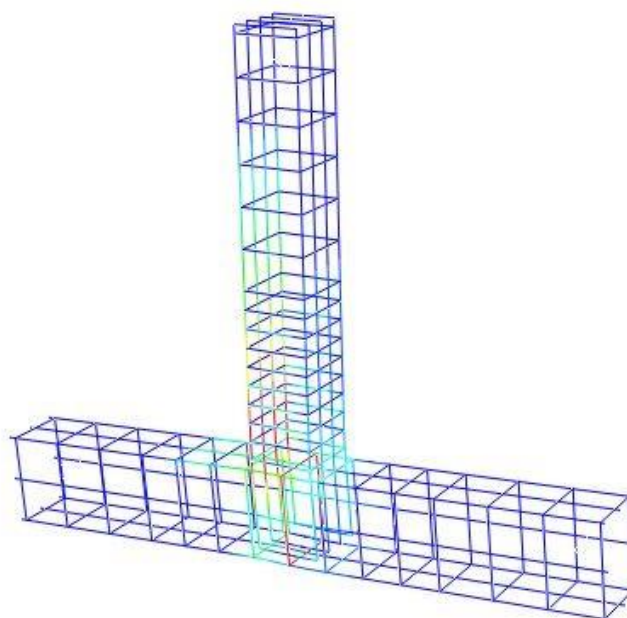
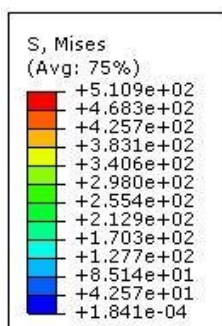


شکل ۴-۱۰: کانتور تنش فون میسز بتن در نمونه RE

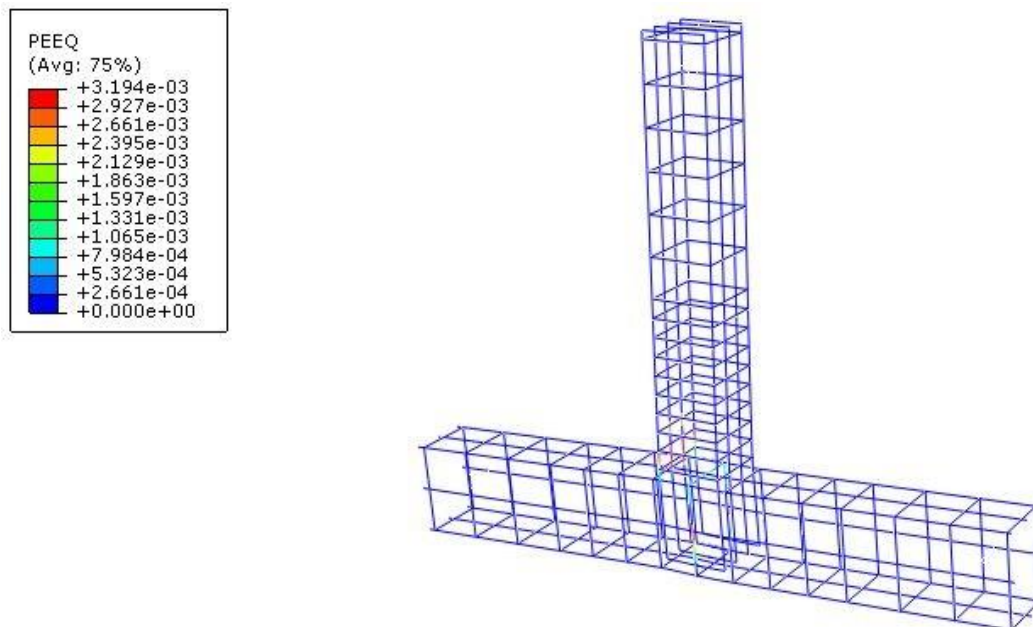


شکل ۴-۱۱: کانتور کرنش معادل پلاستیک بتن در نمونه RE

مطابق شکل ۴-۱۱ کرنش حداکثر ایجاد شده در مقطع بتن از مقدار  $0.003$  بیشتر شده و گسیختگی مقطع بتنی از محل چشمه اتصال شروع شده است. بنابراین در این نمونه مفصل پلاستیک در داخل چشمه اتصال رخ داده است.



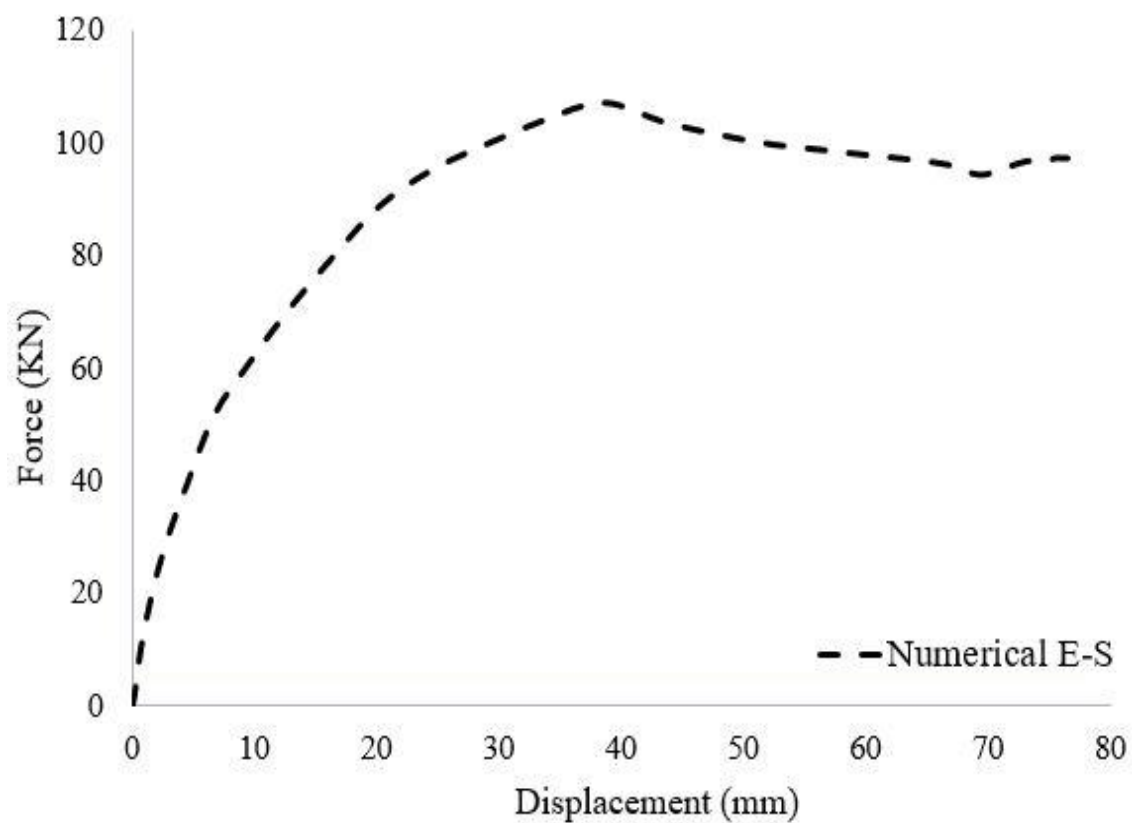
شکل ۴-۱۲: کانتور تنش فون میسز میلگردها در نمونه RE



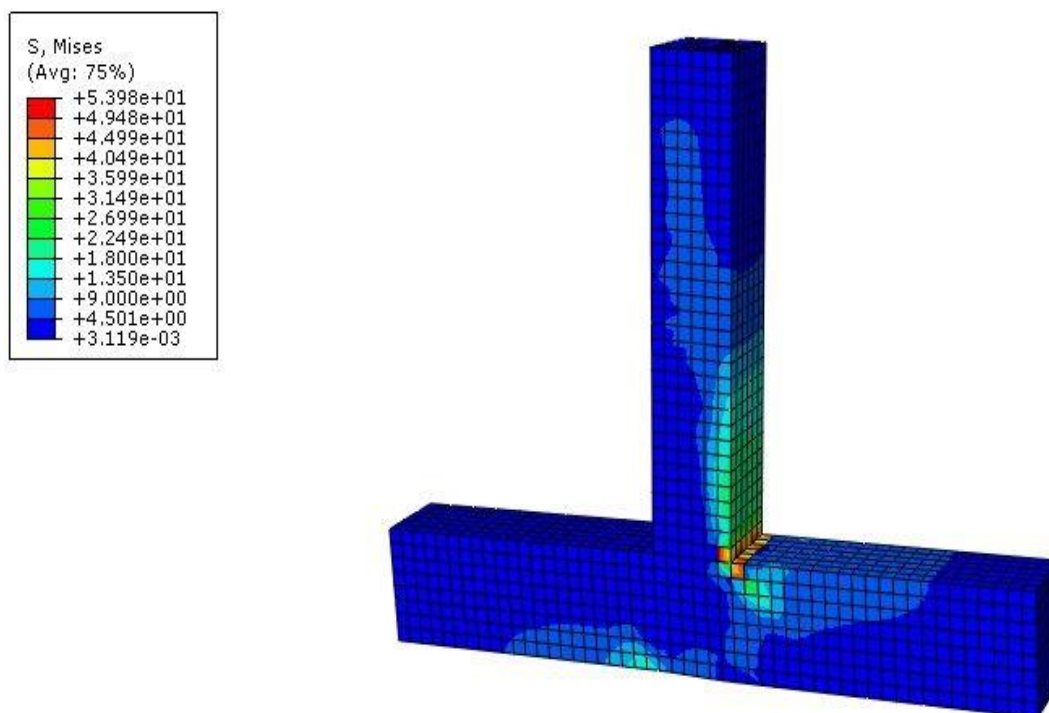
شکل ۴-۱۳: کانتور کرنش معادل پلاستیک میلگردها در نمونه RE

#### ۴-۱-۴-۲ اتصال تقویت شده E-S

در نمونه E-S که اتصال بتنی موردنظر به روش EBR بوسیله الیاف CFRP تقویت شده بود، مقدار بار بیشینه  $106/96 \text{ KN}$  مشاهده گردید که بیانگر افزایش ظرفیت باربری اتصال به میزان  $1/5 \%$  نسبت به اتصال کنترل می‌باشد. برطبق مقدار بیشینه تنش و کرنش مشاهده شده در اجزای اتصال بتنی و مقایسه مقادیر تنش و کرنش با مقادیر تنش تسلیم و کرنش نهایی درنظر گرفته شده برای مصالح که در جدول ۳-۸ آورده شده، تنش حداکثر در مقطع بتنی به  $53/98 \text{ MPa}$  رسیده و بتن در قسمت فشاری به طور کامل تخریب شده است. همچنین تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای طولی  $511/1 \text{ MPa}$  و تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای عرضی  $500/7 \text{ MPa}$  می‌باشد. بنابراین مود شکست در نمونه E-S خرد شدن بتن فشاری همراه با تسلیم آرماتورهای کششی است.

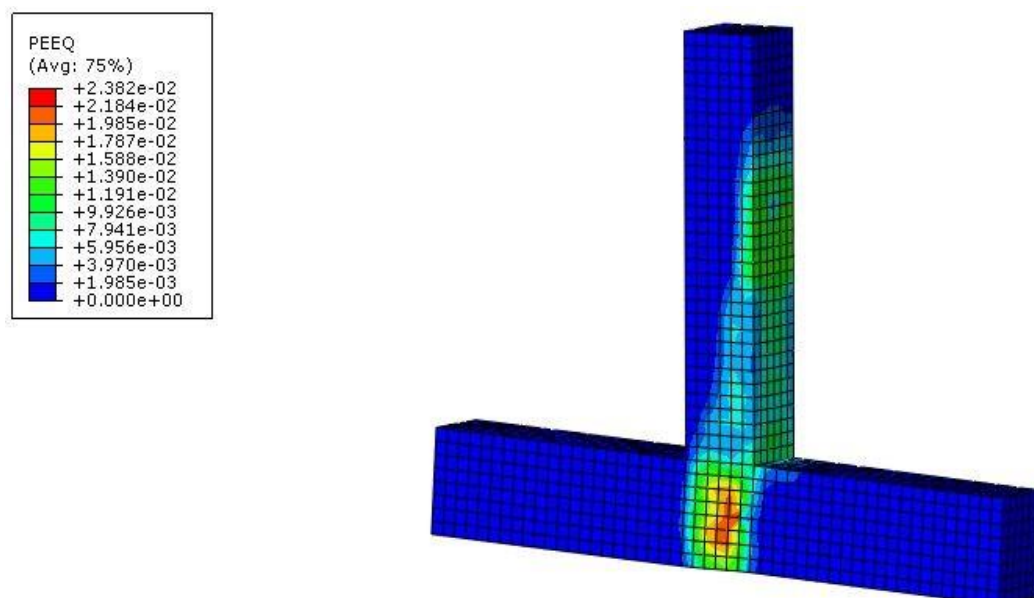


شکل ۴-۱۴: نمودار بار-تغییر مکان نمونه E-S

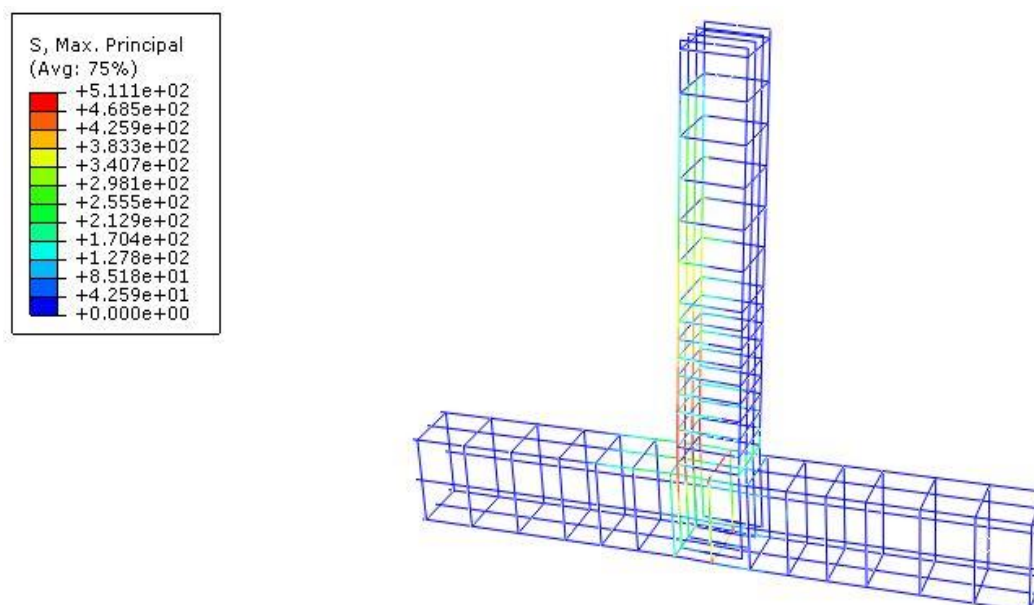


شکل ۴-۱۵: کانتور تنش فون میسز بتن در نمونه تقویت شده E-S

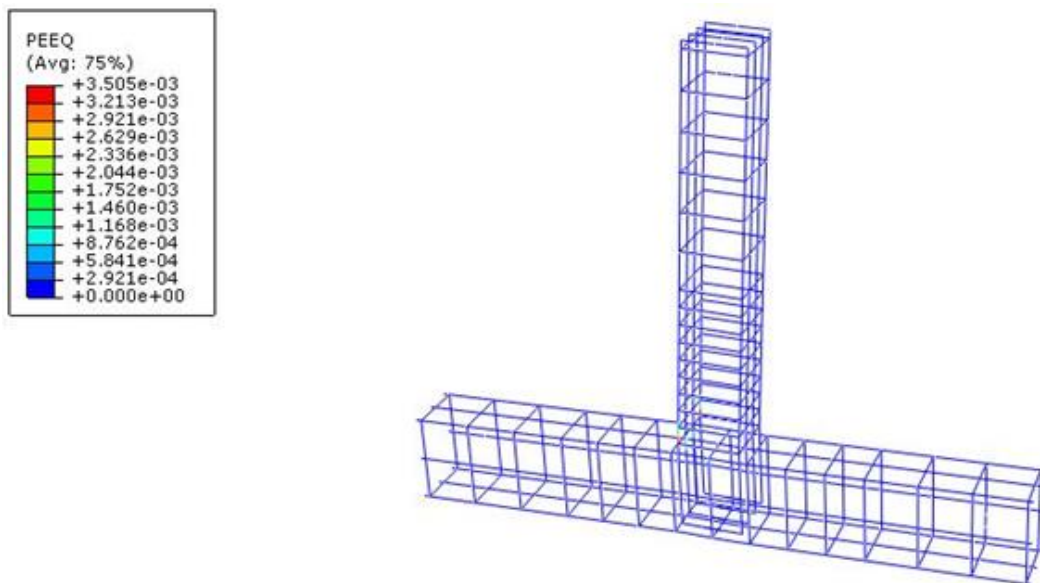
مطابق شکل ۴-۱۵ با تقویت نمونه E-S به روش EBR حداکثر تنش های وارد شده به قسمت چشمه اتصال نسبت به نمونه مرجع کاهش یافته است و تمرکز تنش ها در داخل مقطع تیر می باشد.



شکل ۴-۱۶: کانتور کرنش های پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده E-S



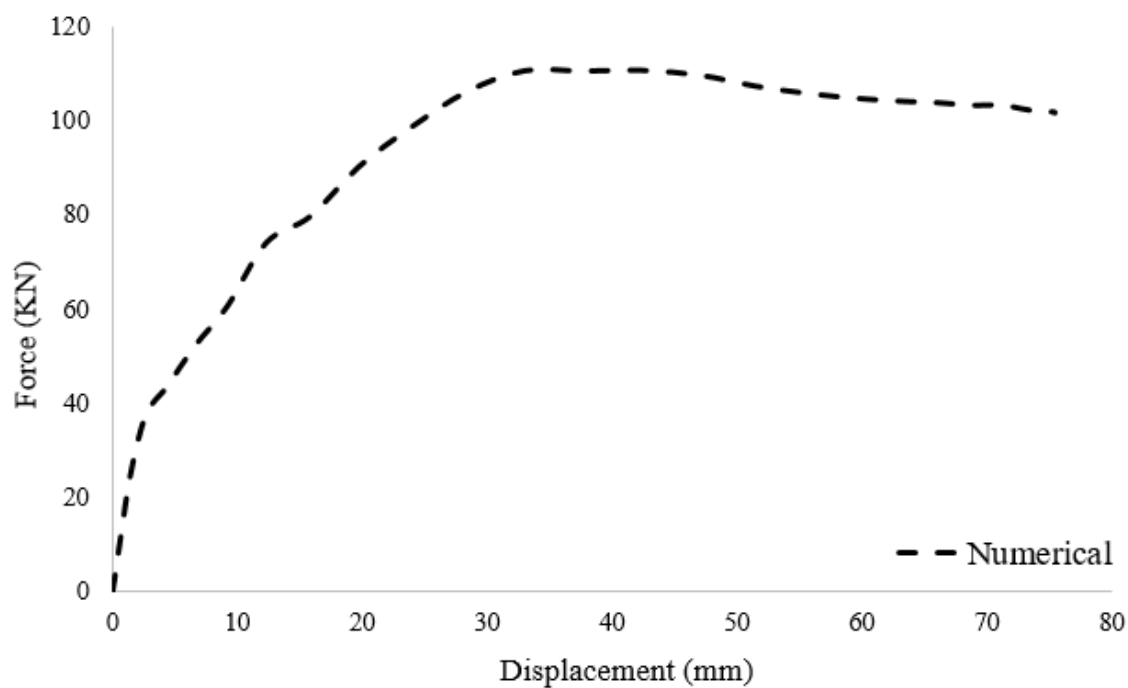
شکل ۴-۱۷: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده E-S



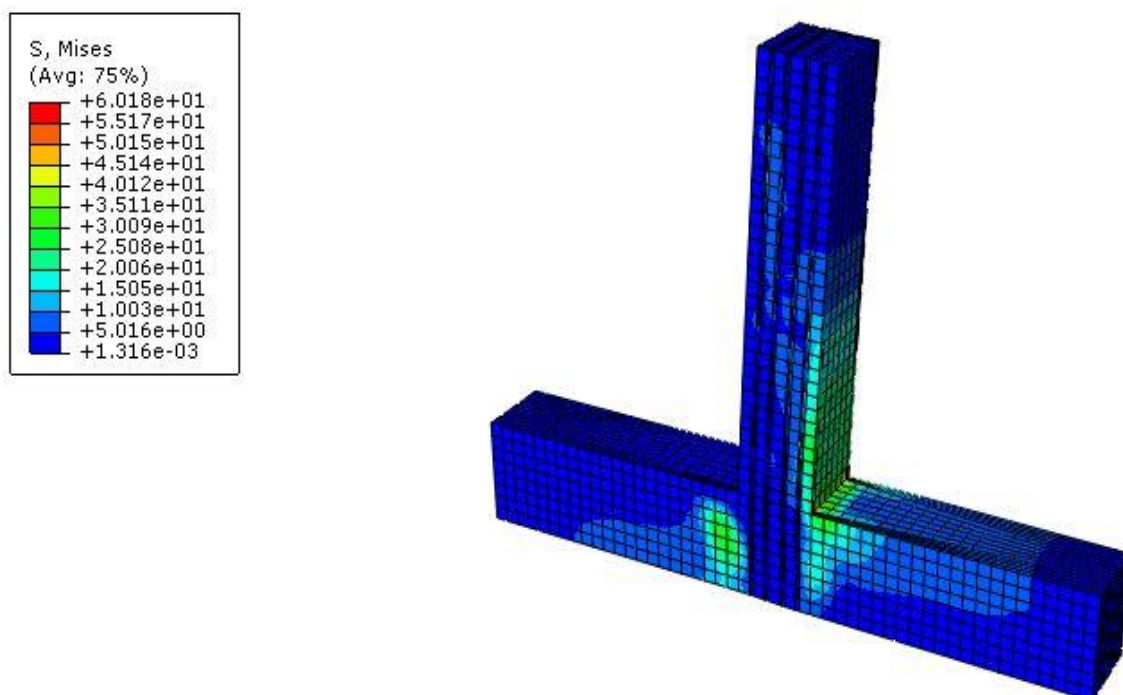
شکل ۴-۱۸: کانتور کرنش معادل پلاستیک میلگردها در نمونه E<sub>S</sub>

#### ۴-۱-۳-۴ اتصال تقویت شده N-S-W

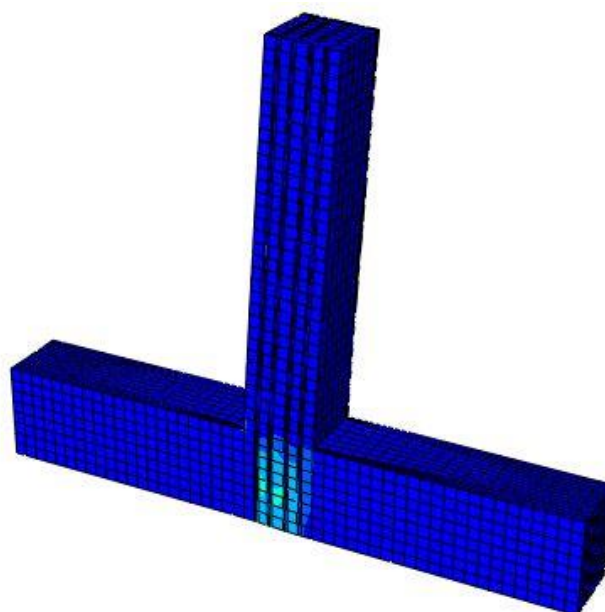
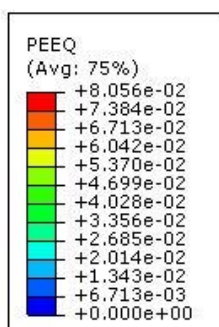
در نمونه N-S-W که اتصال بتنی موردنظر به روش NSM بوسیله میله‌های دست‌ساز MMFRP با هسته چوبی تقویت شده بود، مقدار بار بیشینه ۱۱۰/۷۷ KN مشاهده گردید که بیانگر افزایش ظرفیت باربری اتصال به میزان ۵/۱۳٪ نسبت به اتصال کنترل می‌باشد. برطبق مقدار بیشینه تنش و کرنش مشاهده شده در اجزای اتصال بتنی و مقایسه مقادیر تنش و کرنش با مقادیر تنش تسلیم و کرنش نهایی درنظر گرفته شده برای مصالح که در جدول ۳-۸ آورده شده، تنش حداکثر در مقطع بتنی به ۶۰/۱۸ MPa رسیده و بتن در قسمت فشاری به طور کامل تخریب شده است. از طرفی تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای طولی ۴۶۶/۶ MPa و تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای عرضی ۵۰۲ MPa می‌باشد. بنابراین مود شکست در نمونه N-S-W خرد شدن بتن فشاری است.



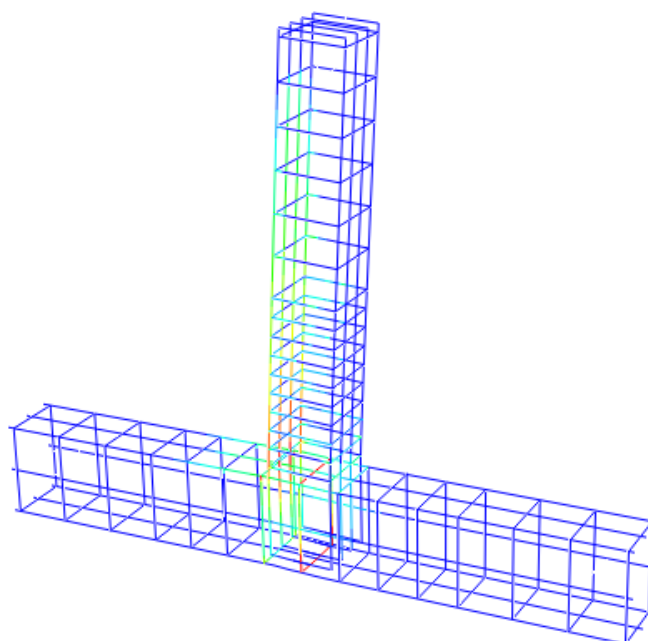
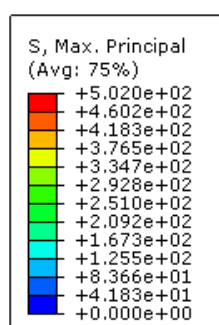
شکل ۴-۱۹: نمودار بار-تغییر مکان نمونه N-S-W



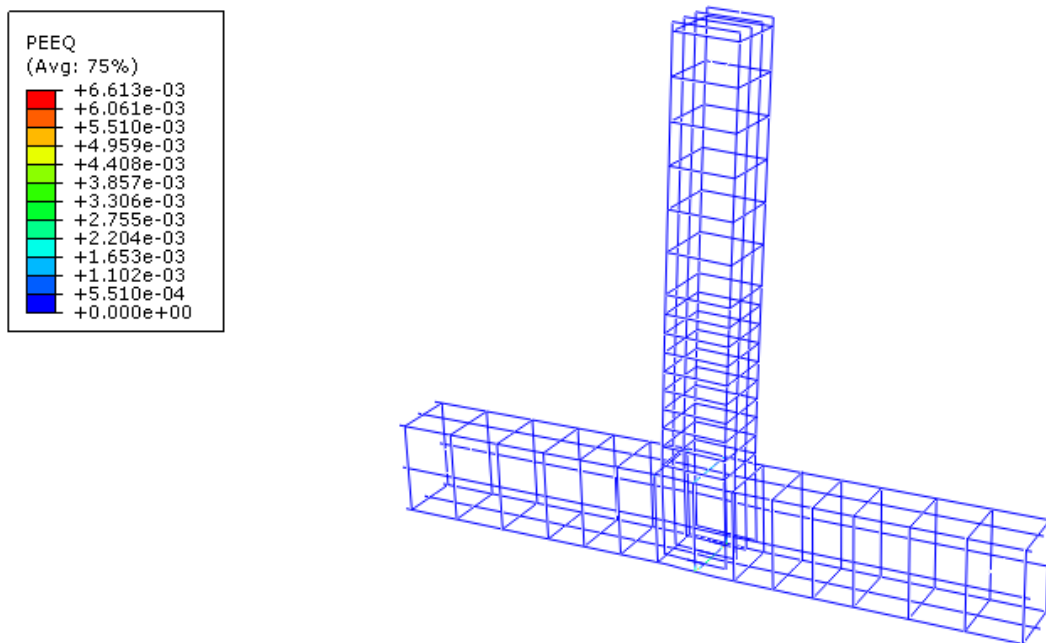
شکل ۴-۲۰: کانتور تنش فون میسز بتن در نمونه تقویت شده N-S-W



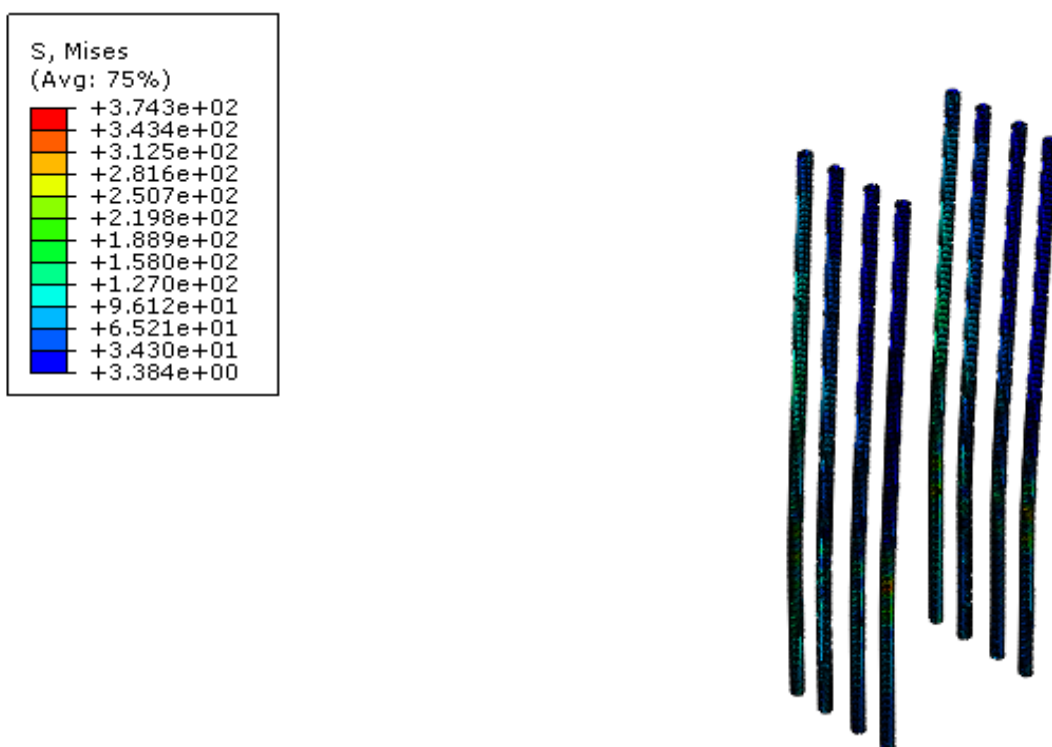
شکل ۴-۲۱: کانتور کرنش های پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده N-S-W



شکل ۴-۲۲: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده N-S-W



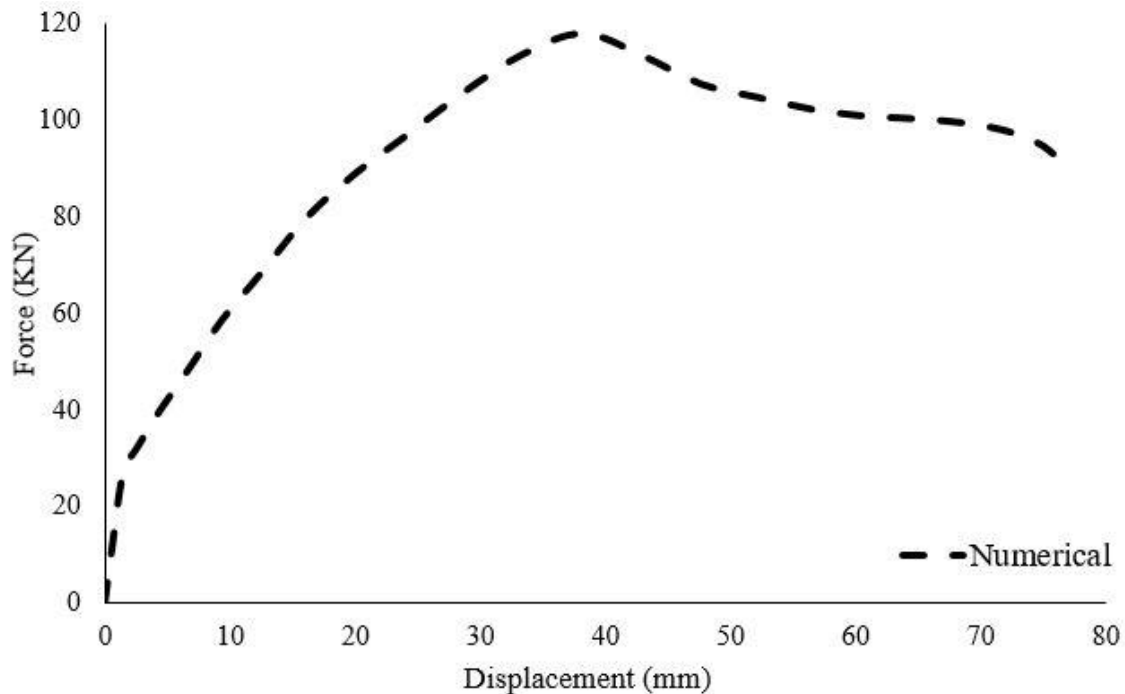
شکل ۴-۲۳: کانتور کرنش معادل پلاستیک میلگردها در نمونه N-S-W



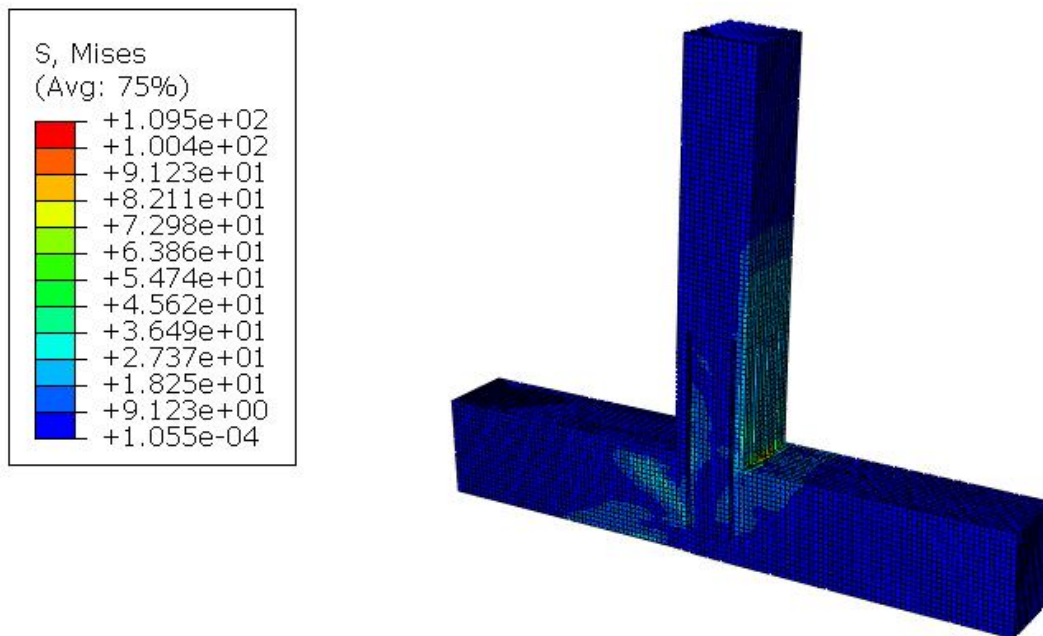
شکل ۴-۲۴: کانتور تنش فون میزز میله‌های دست ساز MMFRP با هسته چوبی در نمونه N-S-W

#### ۴-۱-۴-۴ اتصال تقویت شده N-SL-2R

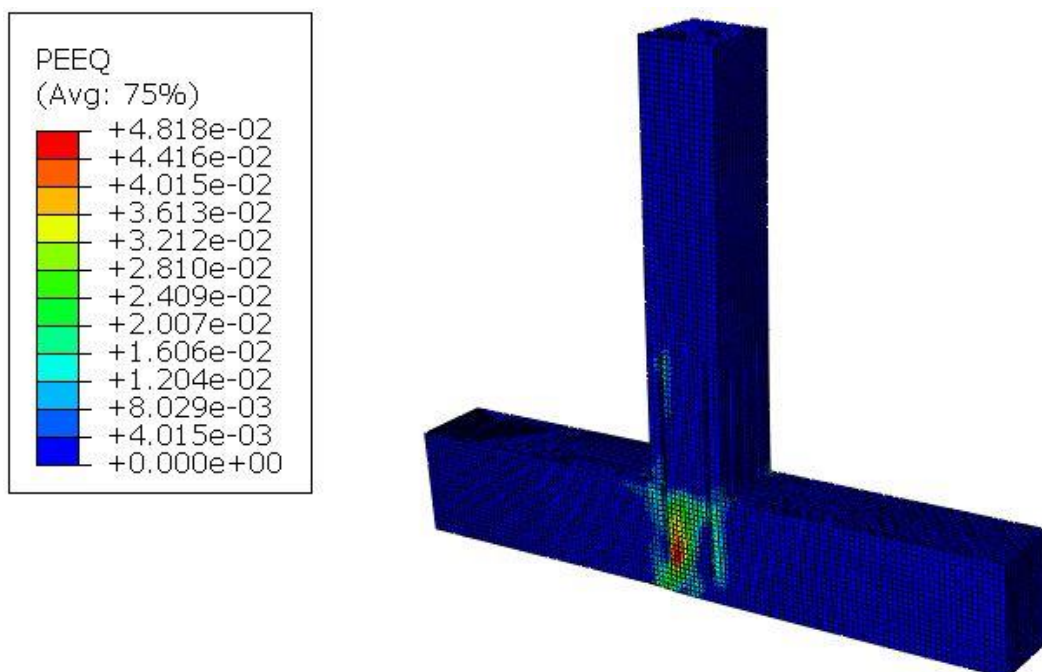
در نمونه N-SL-2R که اتصال بتنی موردنظر به روش NSM بوسیله میله‌های دست‌ساز MMFRP با هسته میلگرد تقویت شده بود، مقدار بار بیشینه  $117/68 \text{ KN}$  مشاهده گردید که بیانگر افزایش ظرفیت باربری اتصال به میزان  $11/7\%$  نسبت به اتصال کنترل می‌باشد. برطبق مقدار بیشینه تنش و کرنش مشاهده شده در اجزای اتصال بتنی و مقایسه مقادیر تنش و کرنش با مقادیر تنش تسلیم و کرنش نهایی درنظر گرفته شده برای مصالح که در جدول ۳-۸ آورده شده، تنش حداکثر در مقطع بتنی به  $53/23 \text{ MPa}$  رسیده و بتن در قسمت فشاری به طور کامل تخریب شده است. از طرفی تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای طولی  $511/6 \text{ MPa}$  و تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای عرضی  $501/8 \text{ MPa}$  می‌باشد. بنابراین مود شکست در نمونه N-SL-2R خرد شدن بتن فشاری همراه با تسلیم میگردها است.



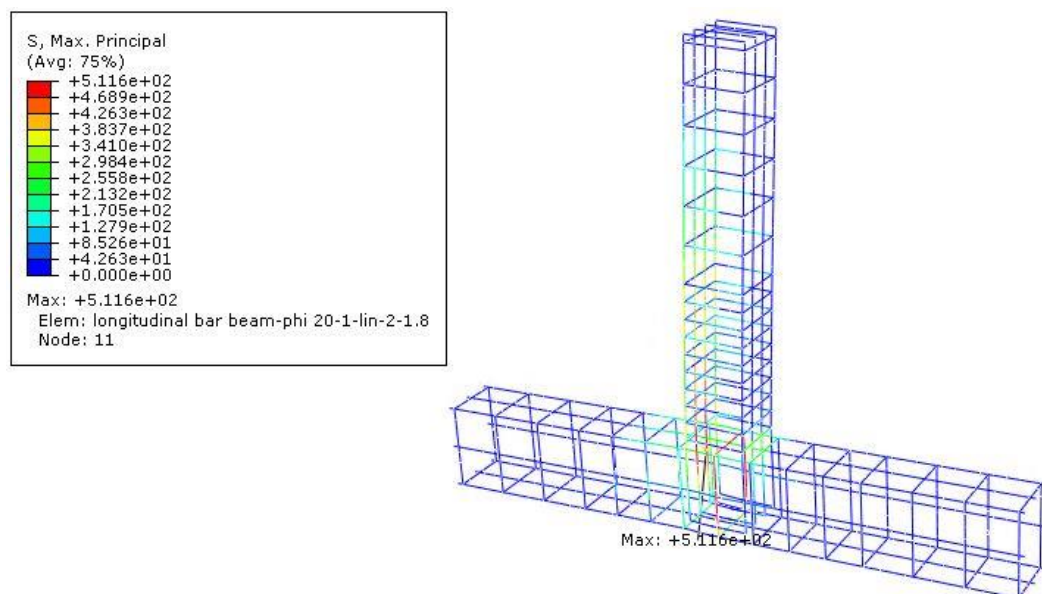
شکل ۴-۲۵: نمودار بار-تغییر مکان نمونه N-SL-2R



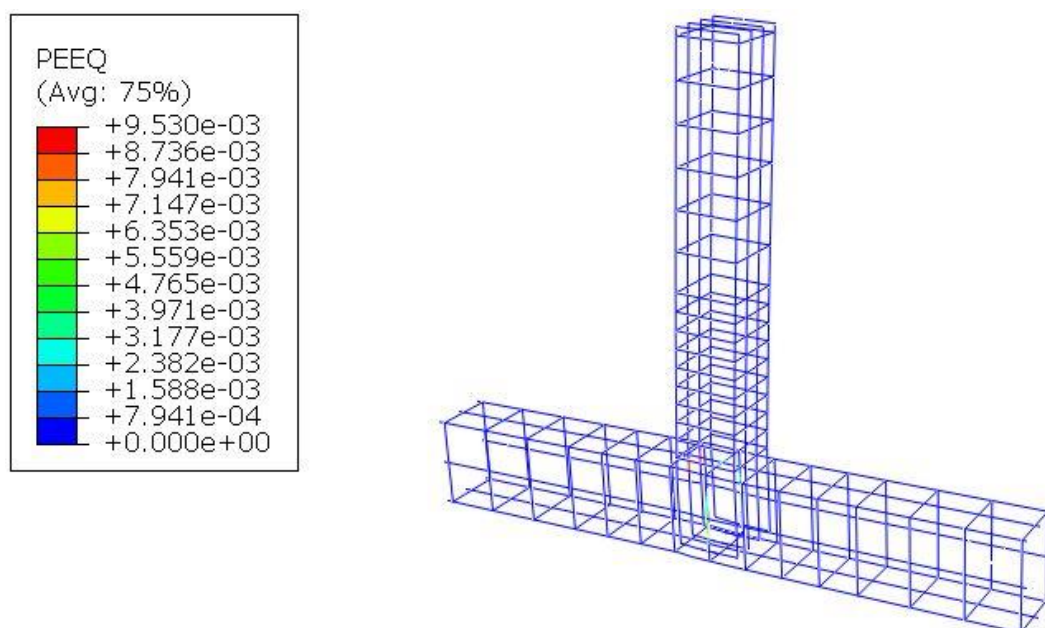
شکل ۴-۲۶: کانتور تنش فون میزز بتن در نمونه تقویت شده N-SL-2R



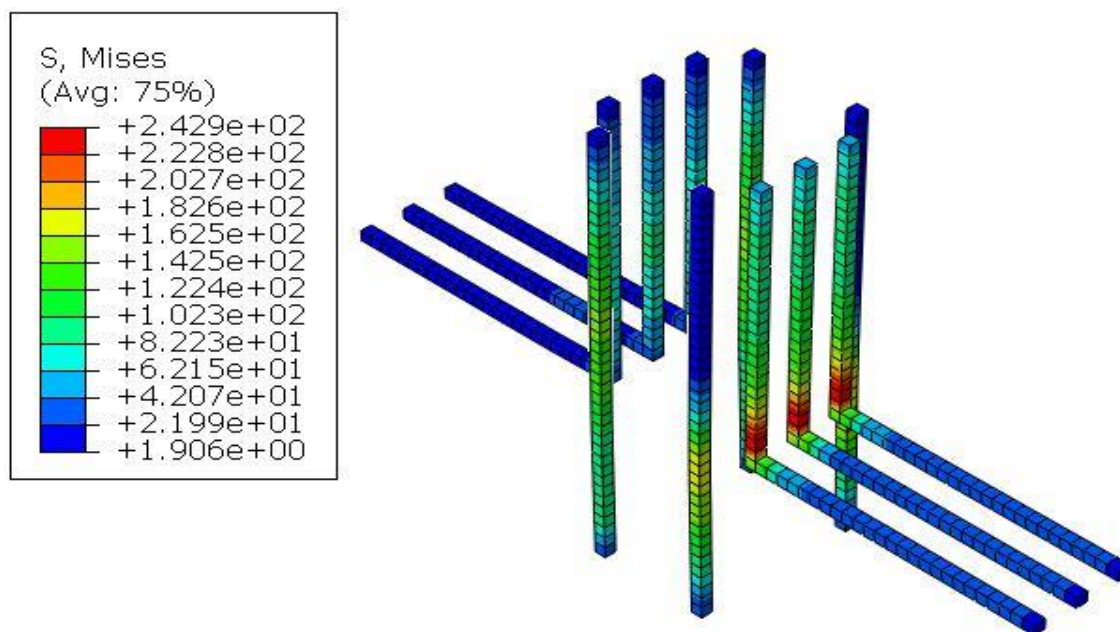
شکل ۴-۲۷: کانتور کرنش های پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده N-SL-2R



شکل ۴-۲۸: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-2R



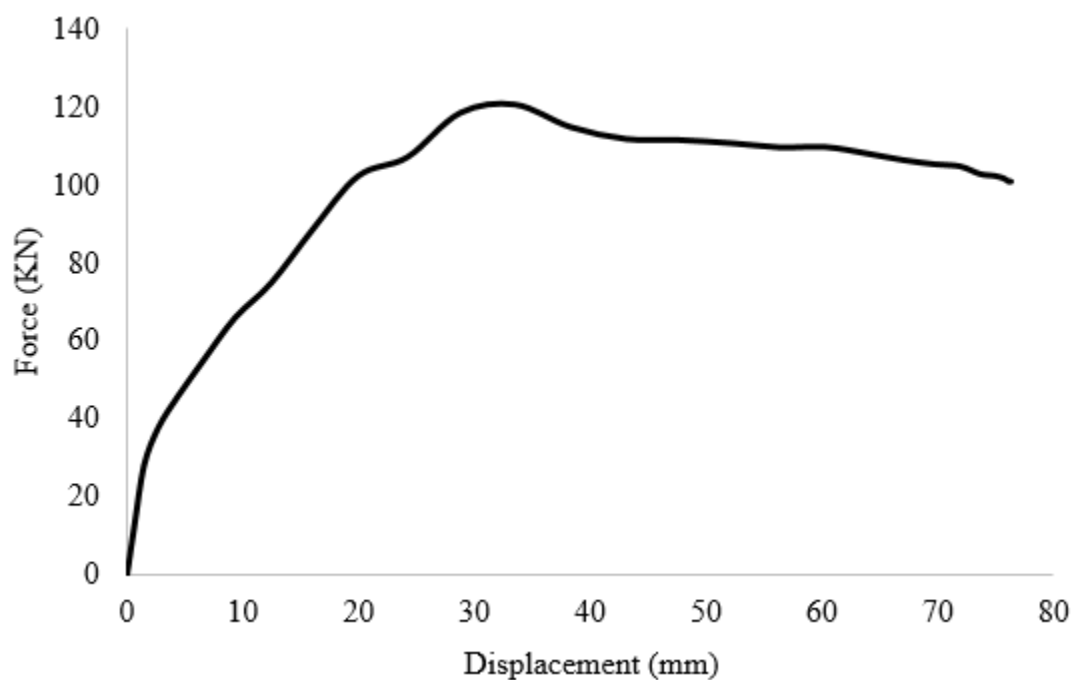
شکل ۴-۲۹: کانتور کرنش معادل پلاستیک میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-2R



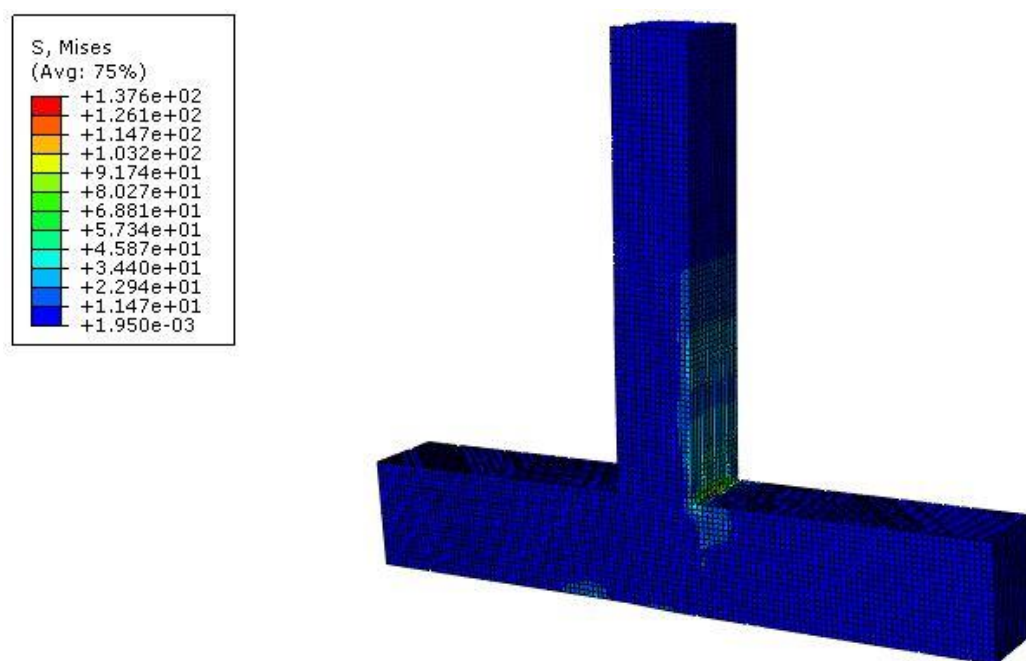
شکل ۴-۳: کانتور تنش فون میسز میله های دست ساز MMFRP با هسته میلگرد نمونه N-SL-2R

#### ۴-۱-۵ اتصال تقویت شده EN-SL-R

در نمونه EN-SL-R که اتصال بتنی موردنظر به صورت ترکیبی از روش NSM بوسیله میله‌های دست ساز MMFRP با هسته میلگرد و روش EBR بوسیله ورقه‌های CFRP تقویت شده بود، مقدار بار بیشینه  $120/86$  KN مشاهده گردید که بیانگر افزایش ظرفیت باربری اتصال به میزان  $14/7\%$  نسبت به اتصال کنترل می‌باشد. برطبق مقدار بیشینه تنش و کرنش مشاهده شده در اجزای اتصال بتنی و مقایسه مقادیر تنش و کرنش با مقادیر تنش تسلیم و کرنش نهایی درنظر گرفته شده برای مصالح که در جدول ۳-۸ آورده شده، تنش حداکثر در مقطع بتنی از مقاومت فشاری بتن بیشتر شده. از طرفی تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای طولی  $535/1$  MPa و تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای عرضی  $504$  MPa می‌باشد. بنابراین مود شکست در نمونه EN-SL-R خرد شدن بتن فشاری همراه با تسلیم میگردهای طولی است.

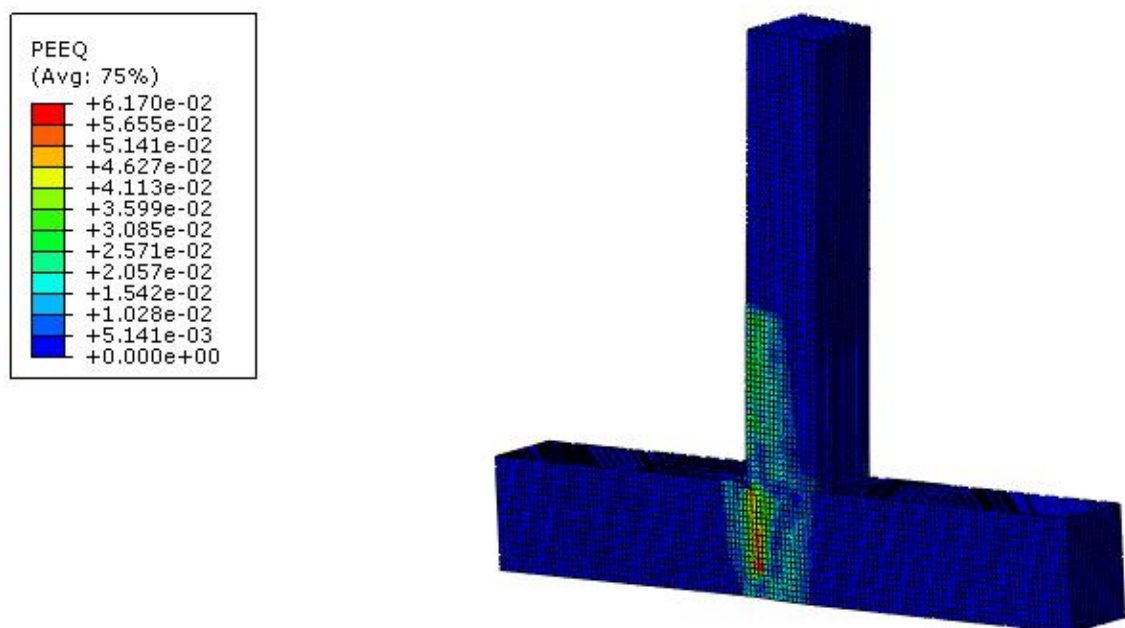


شکل ۴-۳۱: منحنی بار-تغییر مکان نمونه تقویت شده EN-SL-R

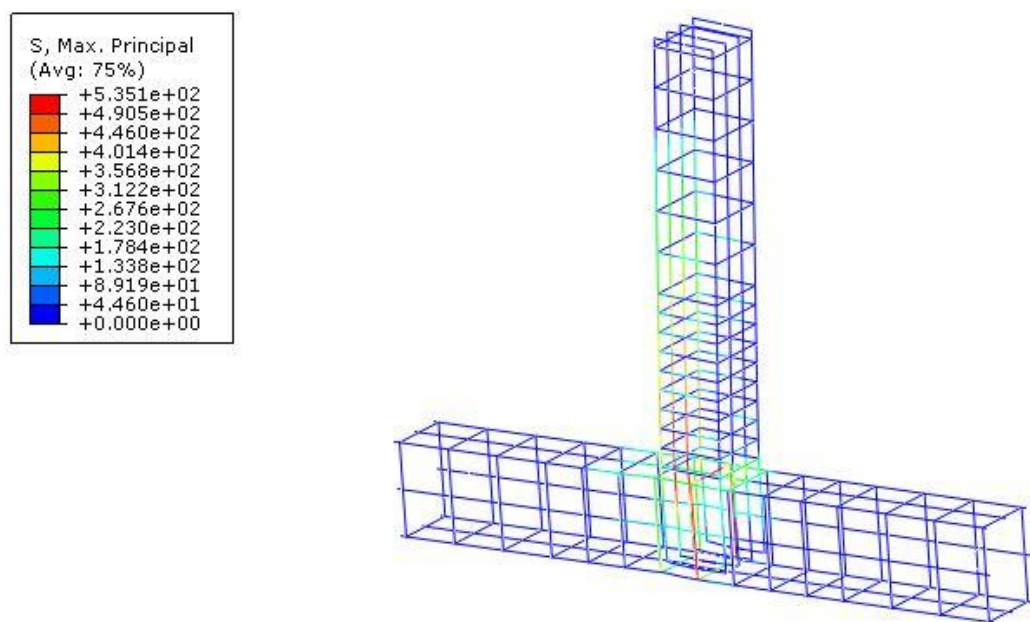


شکل ۴-۳۲: کانتور تنش فون میزز بتن در نمونه تقویت شده EN-SL-R

با توجه به شکل ۴-۳۲ مشاهده می شود در قسمت چشمه اتصال تمرکز تنشی وجود ندارد و تنش های ناشی از بارگذاری تنها روی تیر تاثیرگذار بوده است.

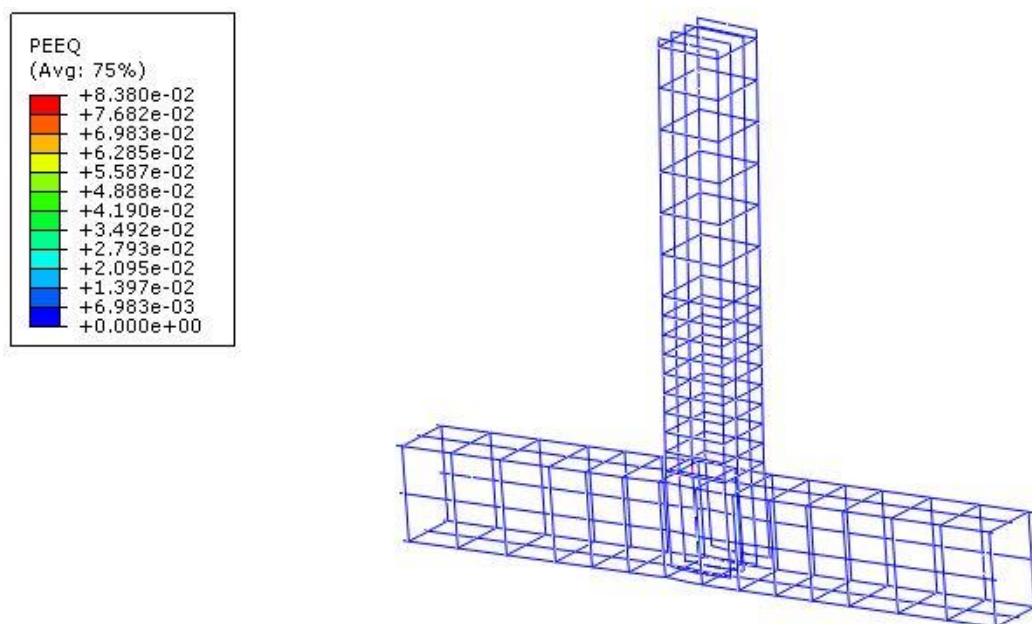


شکل ۴-۳: کانتور کرنش های پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده EN-SL-R

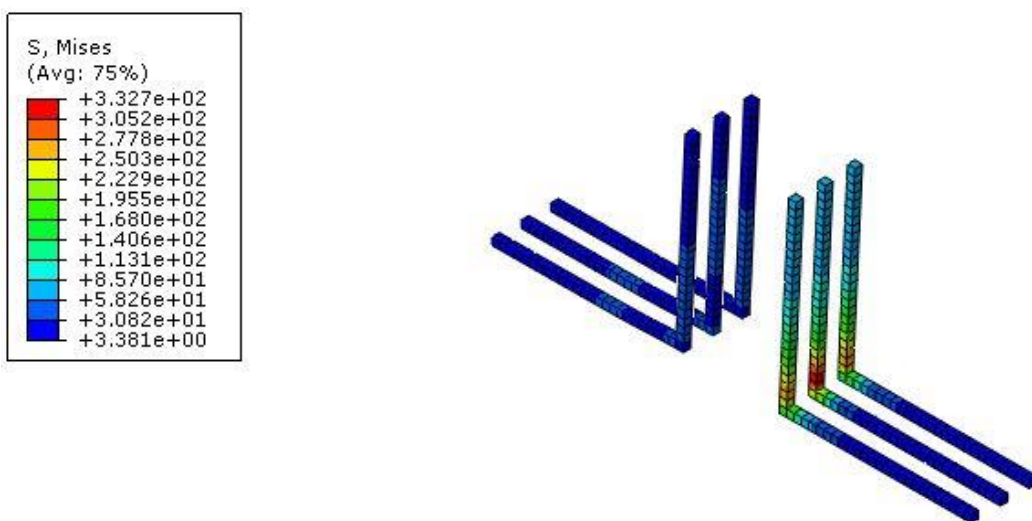


شکل ۴-۳: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده EN-SL-R

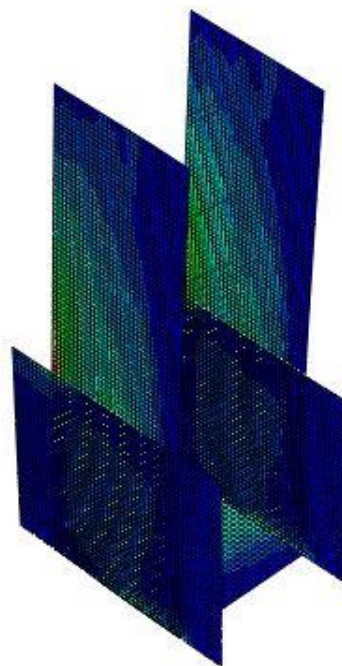
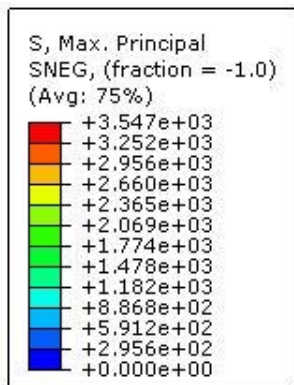
با توجه به شکل ۴-۳ میلگردهای طولی مقطع به حد جاری شده‌اند و تنش ایجاد شده در آنها به مقدار ۵۳۵/۱ Mpa رسیده است.



شکل ۴-۳۵: کانتور کرنش معادل پلاستیک میلگردها در نمونه تقویت شده EN-SL-R



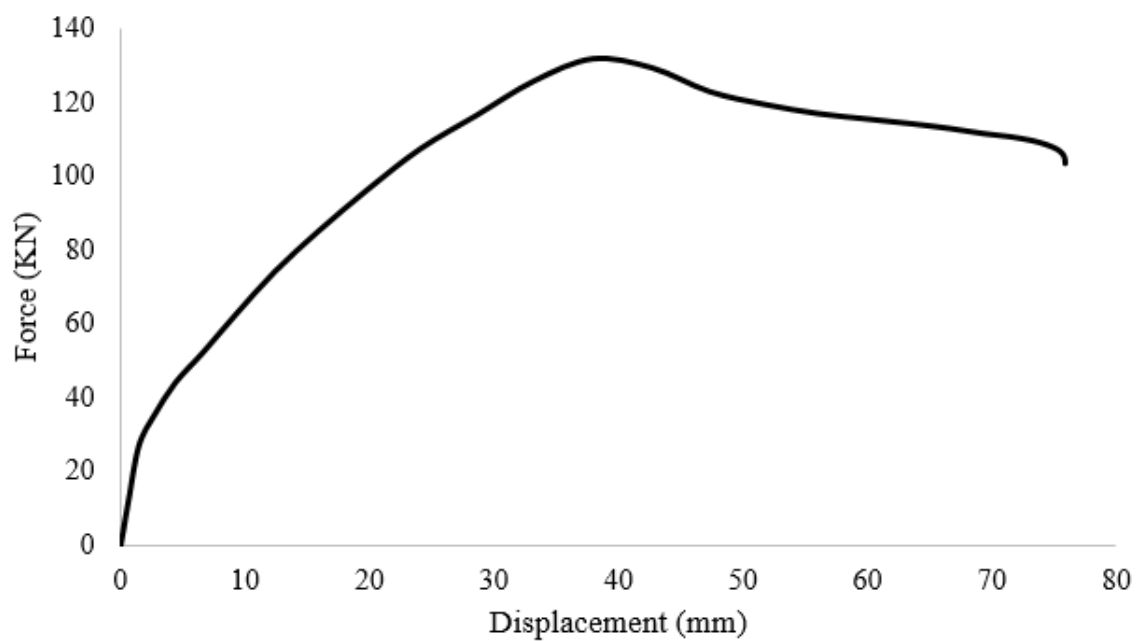
شکل ۴-۳۶: کانتور تنش میز میل‌های دست‌ساز تقویتی در نمونه EN-SL-R



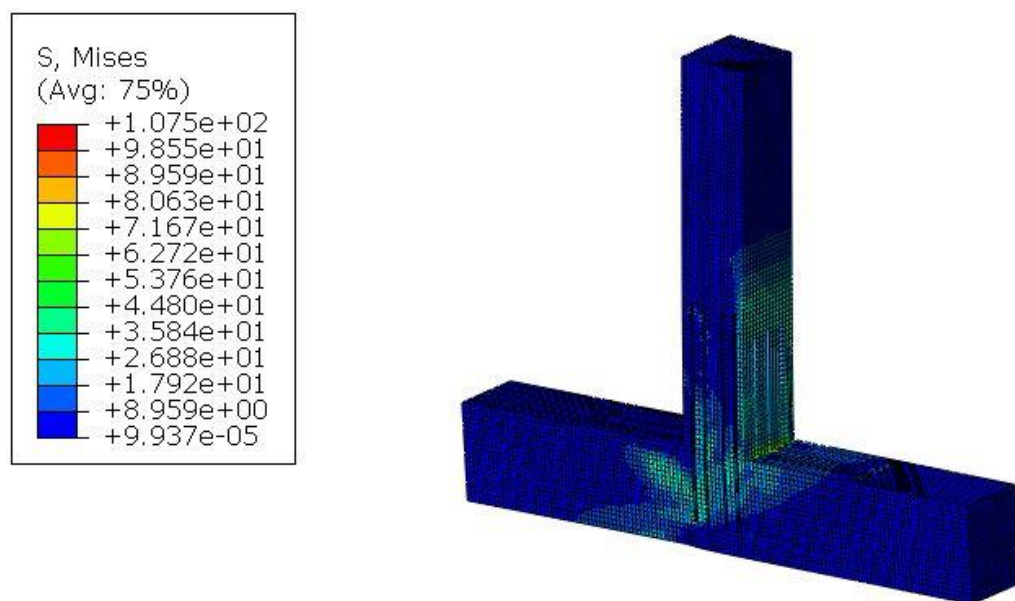
شکل ۴-۳۷: کانتور تنش حداکثر ورقه‌های CFRP در نمونه EN-SL-R

#### ۴-۱-۴-۶ نمونه تقویت شده N-SL-WR

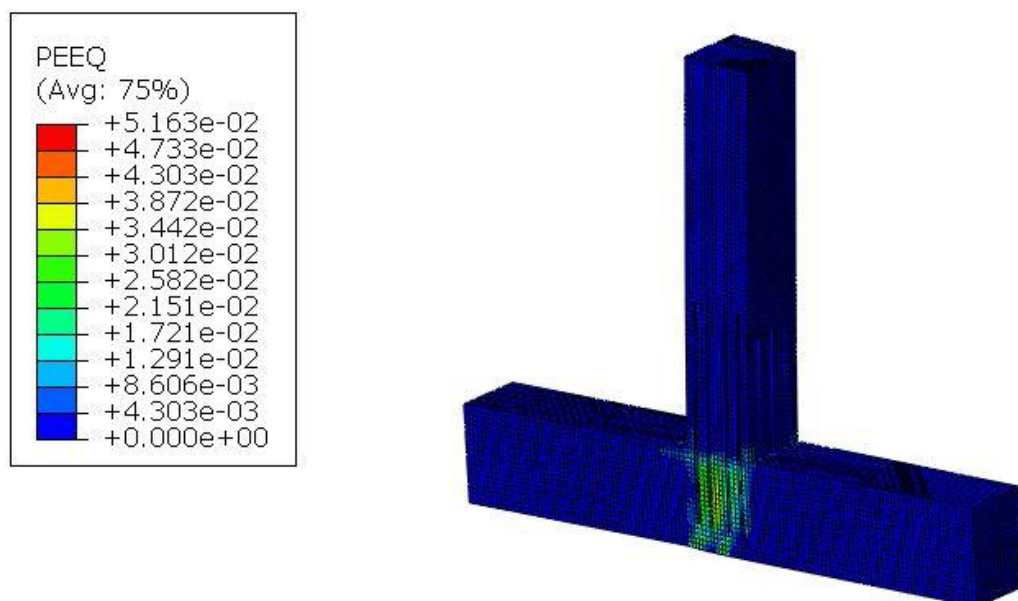
در نمونه N-SL-WR اتصال بتنی موردنظر از روش NSM به صورت ترکیبی از دو نمونه N-S-W و N-SL-2R مدلسازی شده است. مطابق آنچه در بخش‌های قبل گفته شد در این نمونه سطوح ۱ و ۲ و سطوح مقابل آنها بوسیله المان‌های تقویتی میله‌های دست‌ساز با هسته چوبی و سطوح ۳ و ۴ و سطوح مقابل آنها بوسیله المان‌های تقویتی میله‌های دست‌ساز L شکل با هسته میلگرد به قطر ۱۰ مقاوم سازی شده است. مقدار بار بیشینه در این اتصال ۱۳۱/۹۳ KN بدست آمده که بیانگر افزایش ظرفیت باربری اتصال به میزان ۲۵/۲٪ نسبت به اتصال کنترل می‌باشد. برطبق مقدار بیشینه تنش و کرنش مشاهده شده در اجزای اتصال بتنی و مقایسه مقادیر تنش و کرنش با مقادیر تنش تسلیم و کرنش نهایی درنظر گرفته شده برای مصالح که در جدول ۳-۸ آورده شده، تنش حداکثر در مقطع بتنی از مقاومت فشاری بتن بیشتر شده. از طرفی تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای طولی ۵۱۱ MPa و تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای عرضی ۴۹۳/۵ MPa می‌باشد. بنابراین میگردهای طولی به تسلیم رسیده‌اند و تنش ایجاد شده در میگردهای عرضی از تنش تسلیم آنها کمتر شده است.



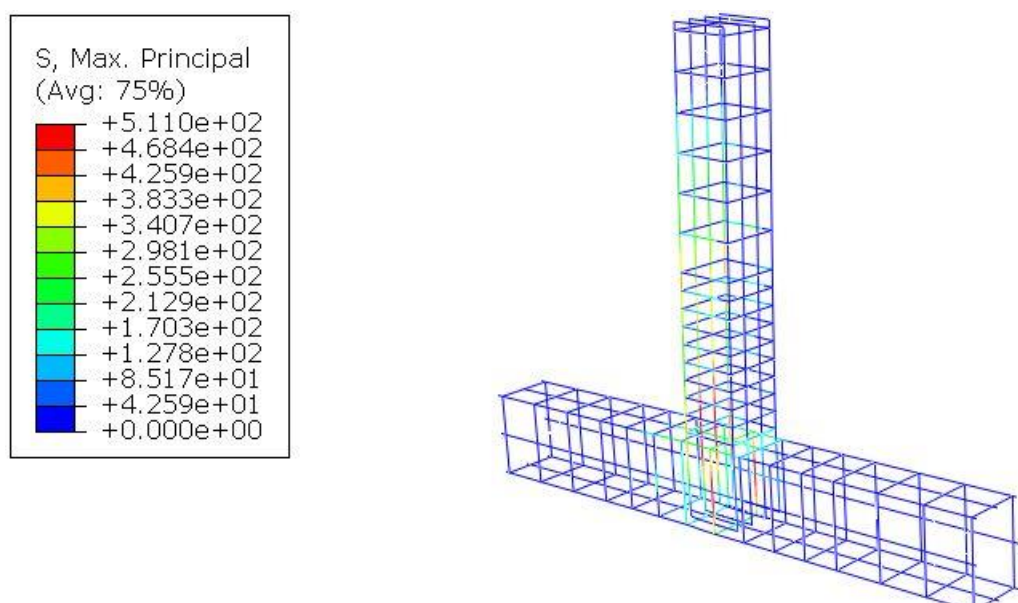
شکل ۴-۳۸: منحنی بار-تغییر مکان نمونه تقویت شده N-SL-WR



شکل ۴-۳۹: کانتور تنش فون میزز بتن در نمونه تقویت شده N-SL-WR

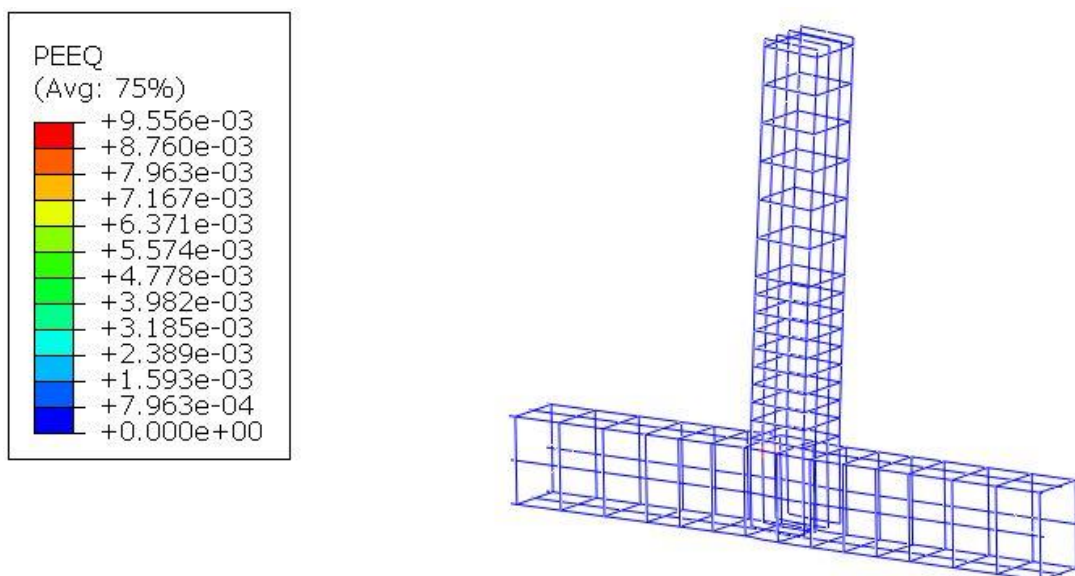


شکل ۴-۴۰: کانتور کرنش های پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده N-SL-WR

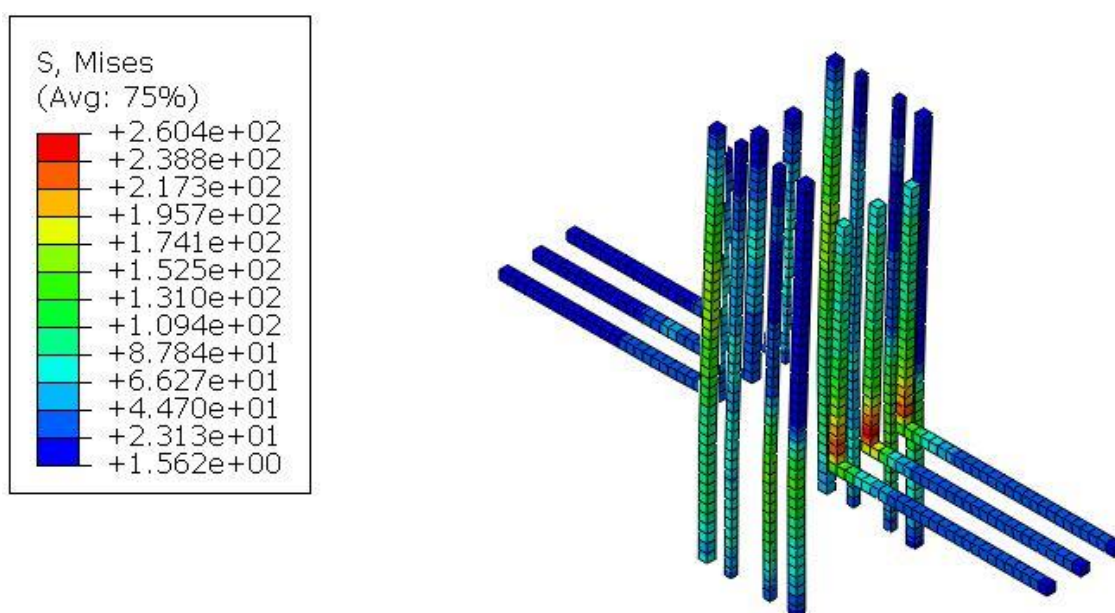


شکل ۴-۴۱: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-WR

با توجه به شکل ۴-۴۱ حداکثر تنش بوجود آمده در میلگردها ۵۱۱ MPa می باشد که در میلگردهای طولی خارج از ناحیه چشمه اتصال به سمت داخل تیر می باشد و منجر به تسلیم این میلگردها شده است.



شکل ۴-۴۲: کانتور کرنش های پلاستیک معادل میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-WR

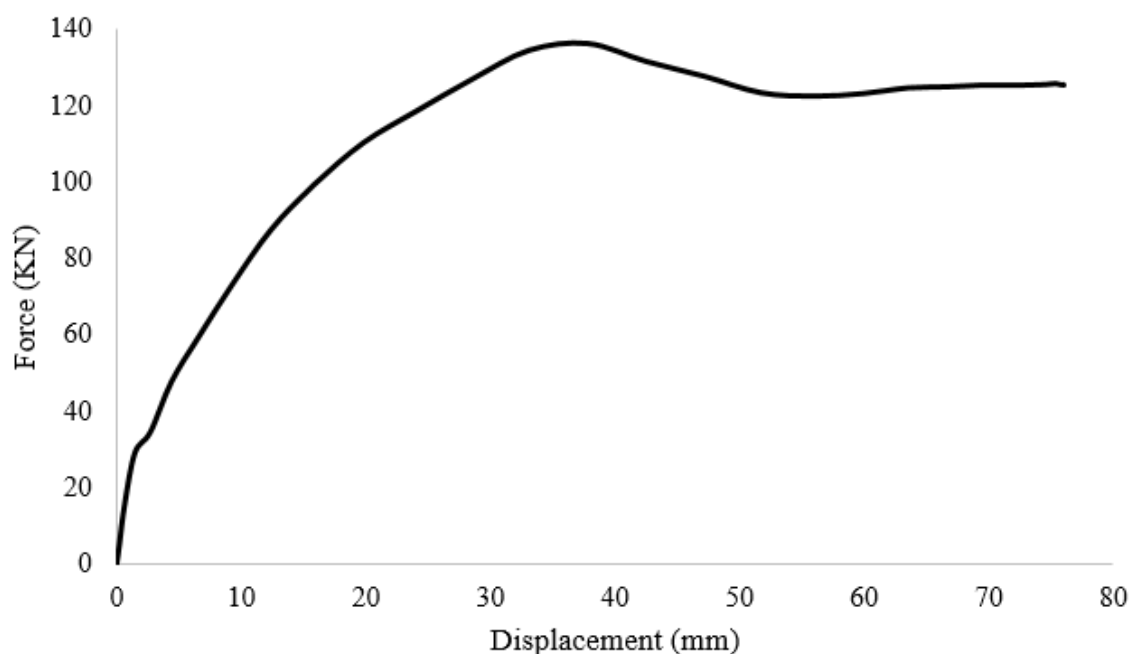


شکل ۴-۴۳: کانتور تنش های میز در میله های دست ساز در نمونه تقویت شده N-SL-WR

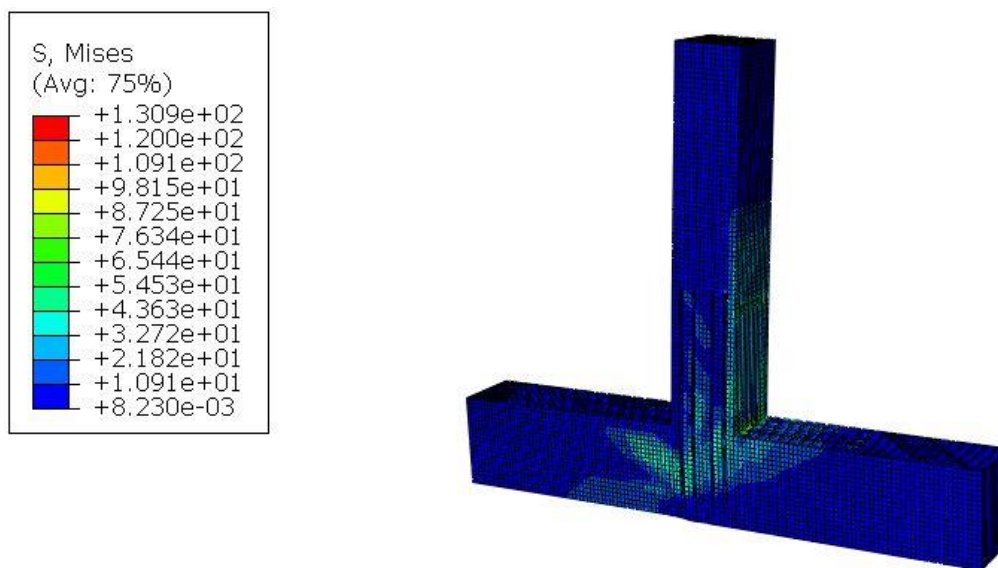
#### ۴-۱-۷ نمونه تقویت شده N-SL-4R

در نمونه N-SL-4R اتصال بتنی موردنظر از روش NSM و براساس نمونه N-SL-2R مدلسازی شده است. مطابق آنچه در بخش های قبل گفته شد در این نمونه سطوح ۱، ۲، ۳، ۴ و سطوح مقابل آنها بوسیله المان تقویتی میله های دست ساز L شکل با هسته میلگرد به قطر ۱۰ مقاوم سازی شده

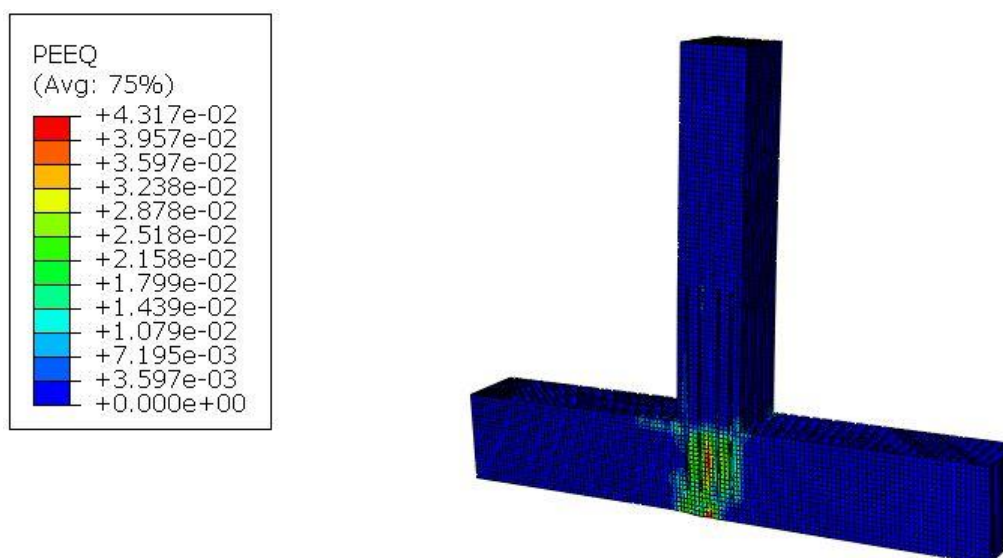
است. در این نمونه به دلیل جلوگیری از مود خرابی جدایی پوشش بتنی که در نمونه N-SL-2R رخ داده روی سطوح ۱، ۲ و سطوح مقابل آنها چهار شیار در نظر گرفته شده است. مقدار بار بیشینه در این اتصال ۱۳۶/۲۳ KN بدست آمده که بیانگر افزایش ظرفیت باربری اتصال به میزان ۲۹/۳٪ نسبت به اتصال کنترل می‌باشد. برطبق مقدار بیشینه تنش و کرنش مشاهده شده در اجزای اتصال بتنی و مقایسه مقادیر تنش و کرنش با مقادیر تنش تسلیم و کرنش نهایی در نظر گرفته شده برای مصالح که در جدول ۳-۸ آورده شده، تنش حداکثر در مقطع بتنی از مقاومت فشاری بتن بیشتر شده. از طرفی تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای طولی ۵۸۱/۱ MPa و تنش حداکثر ایجاد شده در میگردهای عرضی ۶۰۰/۶ MPa می‌باشد.



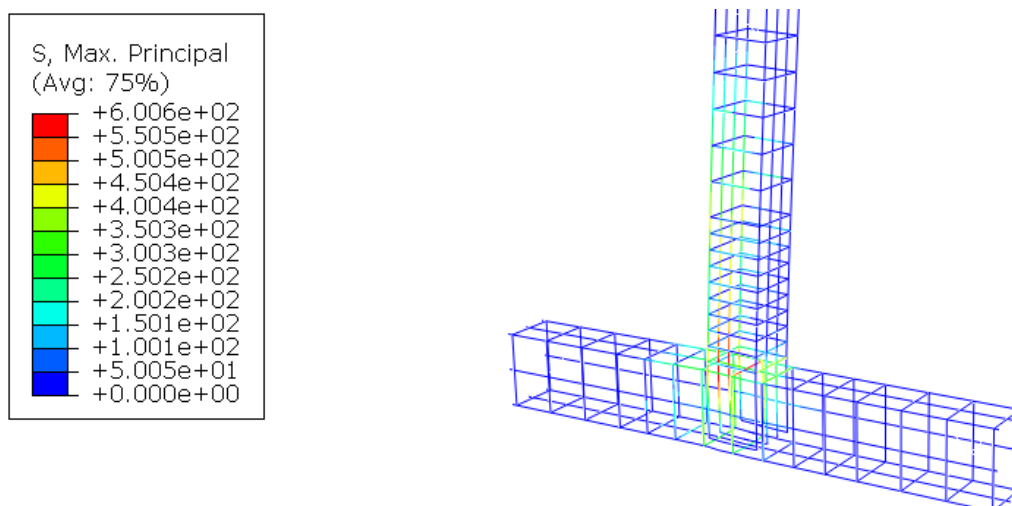
شکل ۴-۴: منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه تقویت شده N-SL-4R



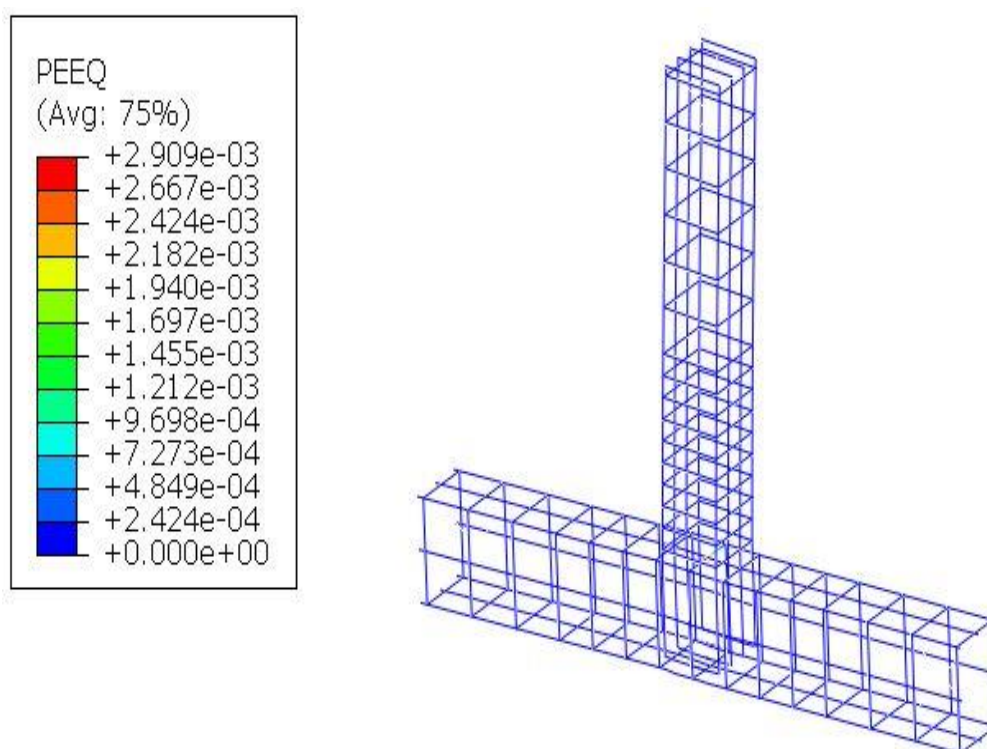
شکل ۴-۴۵: کانتور تنش فون میزز بتن در نمونه تقویت شده N-SL-4R



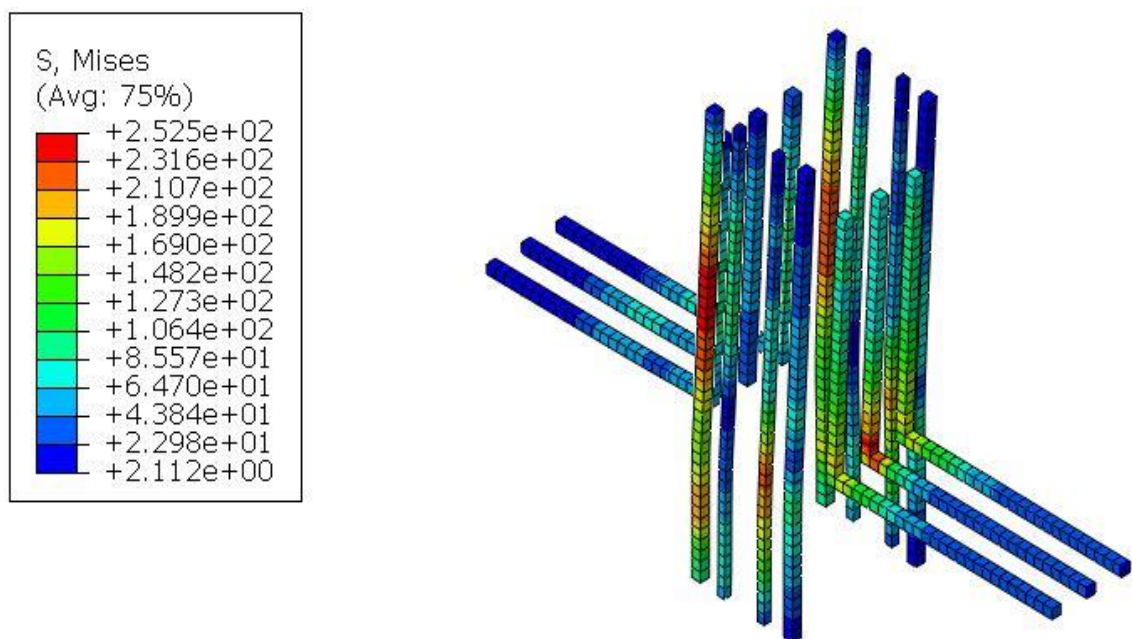
شکل ۴-۴۶: کانتور کرنش پلاستیک معادل بتن در نمونه تقویت شده N-SL-4R



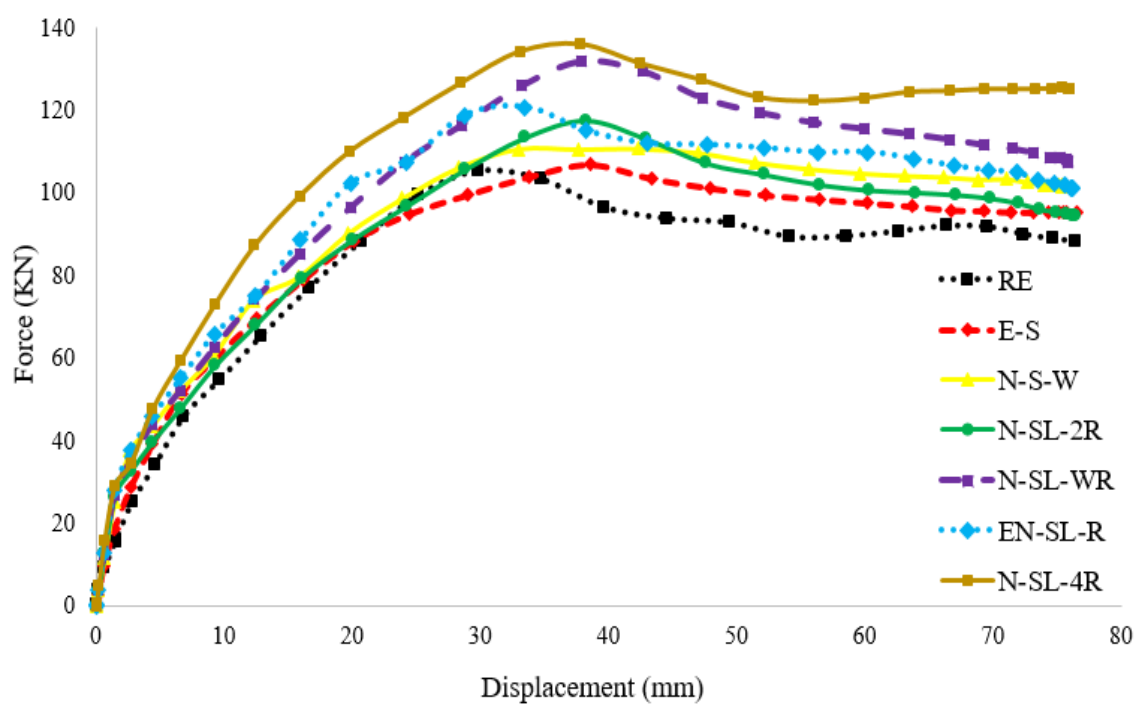
شکل ۴-۴۷: کانتور تنش حداکثر در میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-4R



شکل ۴-۴۸: کانتور کرنش پلاستیک معادل میلگردها در نمونه تقویت شده N-SL-4R

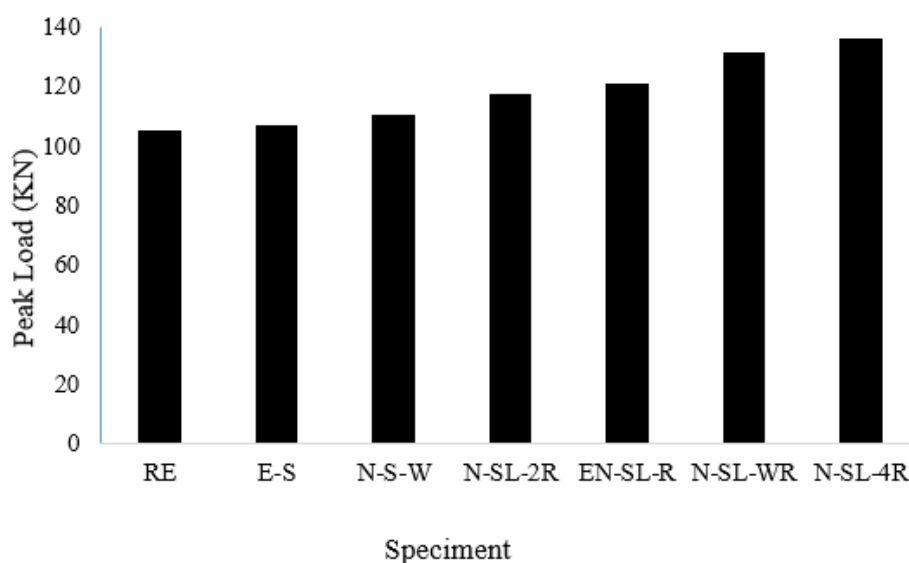


شکل ۴-۴۹: کانتور تنش میزز میله‌های MMFRP با هسته میلگرد در نمونه تقویت شده N-SL-4R



شکل ۴-۵۰: مقایسه منحنی‌های نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها

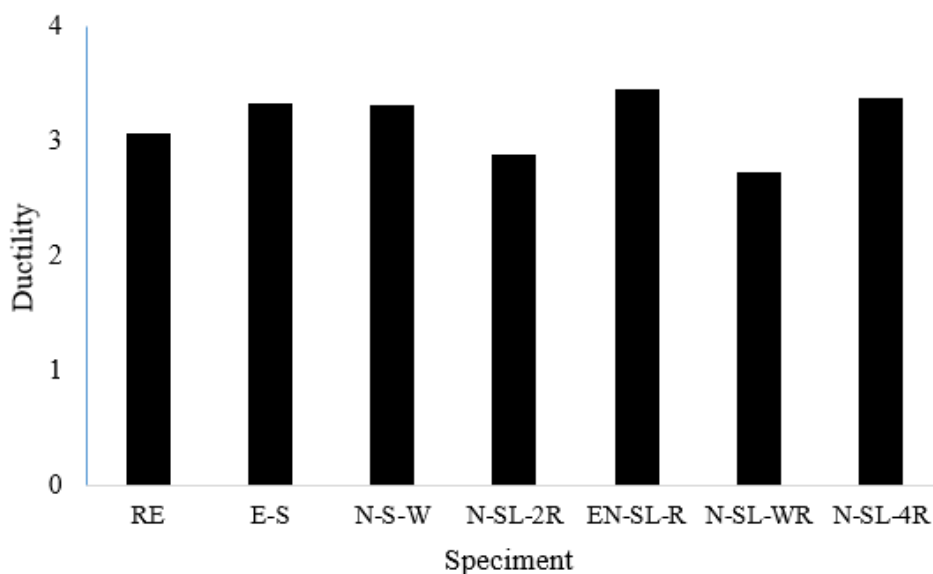
#### ۲-۴-۴ حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه‌ها



شکل ۴-۵۱: مقایسه حداکثر نیروی نمونه‌ها

بیشترین افزایش ظرفیت باربری مربوط به نمونه N-SL-4R می باشد که ۳۰٪ نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است. در نمونه‌های E-S و N-S-W، N-SL-2R، EN-SL-R، N-SL-WR و N-SL-4R ظرفیت باربری نمونه به ترتیب ۲۵٪، ۱۵٪، ۱۱٪، ۵٪ و ۲٪ افزایش یافته است.

#### ۳-۴-۴ شکل پذیری

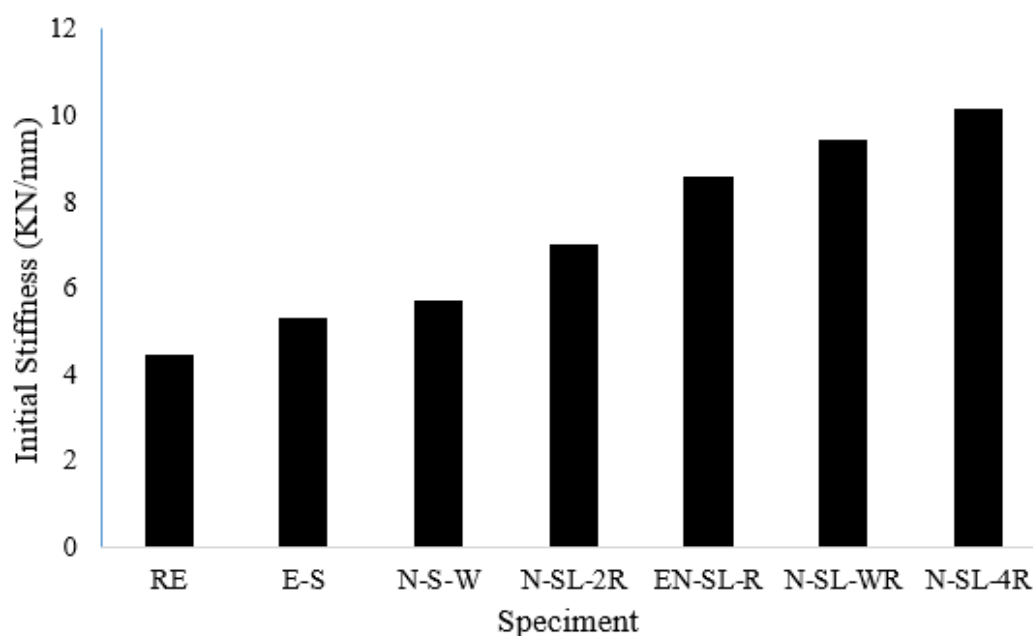


شکل ۴-۵۲: مقایسه شکل پذیری نمونه‌ها

بیشترین مقدار شکل‌پذیری در نمونه EN-SL-R می‌باشد که با اندازه‌ی ۱۲/۵٪ نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است. در نمونه N-SL-4R شکل‌پذیری نمونه به مقدار ۱۰٪ افزایش یافته، درحالی‌که در نمونه N-SL-WE و N-SL-2R نمونه‌ها با کاهش شکل‌پذیری همراه بوده است.

#### ۴-۴-۴ سختی نمونه‌ها

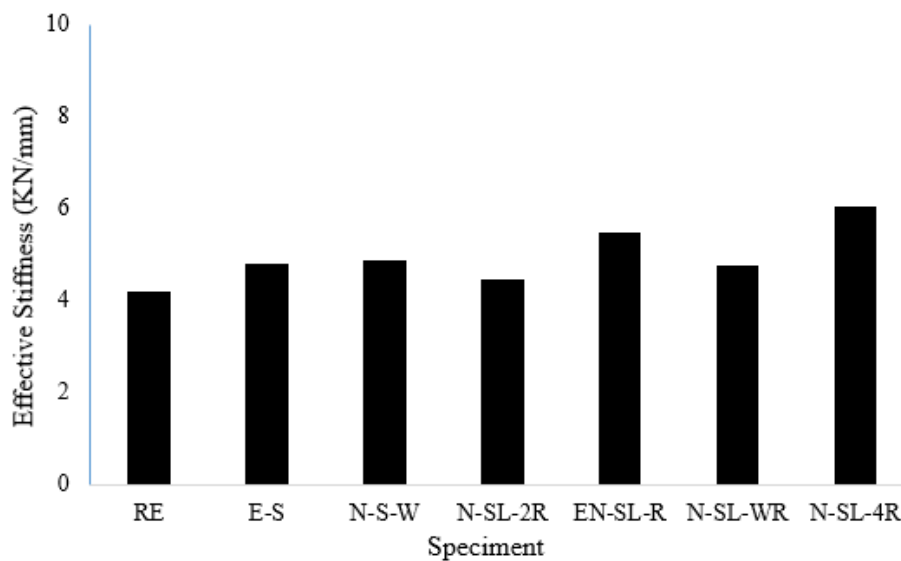
##### ۴-۴-۴-۱ سختی اولیه نمونه‌ها



شکل ۴-۵۳: مقایسه سختی اولیه نمونه‌ها

سختی اولیه در نمونه N-SL-4R به طور قابل توجهی نسبت به بقیه نمونه‌ها افزایش یافته است و برابر ۱۰/۱۵ KN/mm می‌باشد. در ادامه سختی اولیه نمونه‌های N-SL-WR، EN-SL-R و N-SL-2R به ترتیب ۱۱۱/۴٪، ۹۲/۵٪ و ۵۶٪ نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است. سختی اولیه دو نمونه N-S-W و E-S به دلیل مقدار CFRP مورد استفاده برای تقویت اتصالات آن‌ها نزدیک به هم و به ترتیب ۲۷٪ و ۱۹٪ افزایش یافته است.

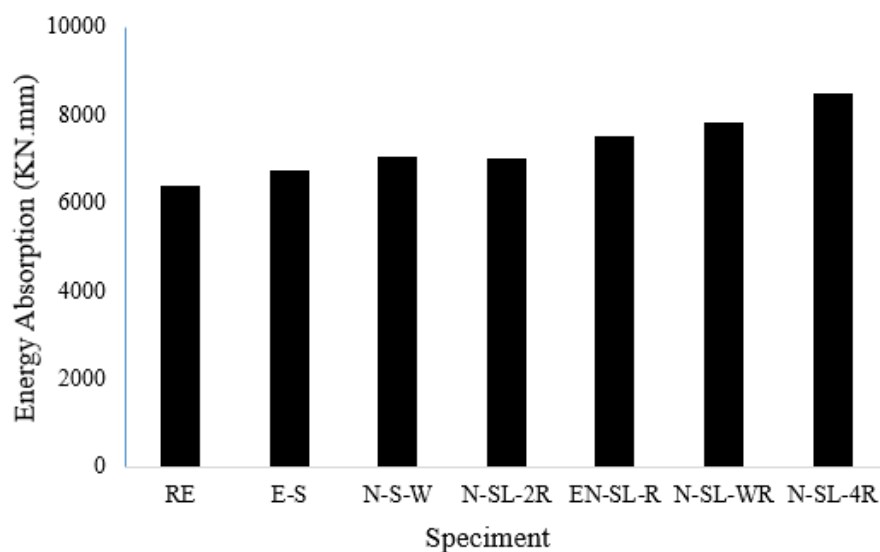
#### ۲-۴-۴-۴ سختی موثر نمونه‌ها



شکل ۴-۵۴: مقایسه سختی موثر نمونه‌ها

سختی موثر در نمونه N-SL-2R نسبت به سایر نمونه‌ها تغییرات کمتری داشته و به میزان ۵٪ افزایش یافته است. در حالی در نمونه N-SL-4R بیشترین افزایش سختی موثر نمونه‌ها را با مقدار ۴۳/۶٪ داریم. همچنین در نمونه‌های E-S, N-S-W, EN-SL-R و N-SL-WR به ترتیب ۲۹/۹٪، ۱۵/۶٪، ۱۴٪ و ۱۳٪ سختی موثر نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است.

#### ۵-۴-۴ جذب شده نمونه‌ها



شکل ۴-۵۵: مقایسه انرژی جذب شده نمونه‌ها

در نمونه‌ی تقویت شده N-SL-4R حداکثر انرژی جذب شده به مقدار ۳۳٪ نسبت به نمونه مرجع می‌باشد. در نمونه‌های N-SL-WR، EN-SL-R، N-SL-2R، N-S-W و E-S به ترتیب ۲۲/۶٪، ۱۸٪، ۱۰٪، ۱۰/۷٪ و ۶٪ انرژی جذب شده نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است.

جدول ۴-۵: خلاصه نتایج تحلیل نمونه ها

| نمونه   | نقطه تسلیم         |              | نقطه نهایی         |              | حداکثر | شکل پذیر | سختی اولیه<br>(K <sub>0</sub> ) | سختی موثر<br>(K <sub>e</sub> ) | انرژی جذب شده<br>(KN.mm) |
|---------|--------------------|--------------|--------------------|--------------|--------|----------|---------------------------------|--------------------------------|--------------------------|
|         | تغییر مکان<br>(mm) | نیرو<br>(KN) | تغییر مکان<br>(mm) | نیرو<br>(KN) |        |          |                                 |                                |                          |
|         |                    |              |                    |              |        |          |                                 |                                |                          |
|         |                    |              |                    |              |        |          |                                 |                                |                          |
| RE      | ۲۴/۸               | ۱۰۵          | ۷۶/۴               | ۸۴/۴         | ۱۰۵    | ۳        | ۴/۴                             | ۴/۲                            | ۶۳۹۲/۹۳                  |
| E-S     | ۲۲/۹               | ۱۱۰          | ۷۶/۵               | ۸۷/۵         | ۱۰۷    | ۳/۵      | ۵/۳                             | ۴/۸                            | ۶۷۵۴/۱                   |
| N-S-W   | ۲۲/۷               | ۱۱۰          | ۷۵/۴               | ۹۹/۶         | ۱۱۱    | ۳/۳      | ۵/۳                             | ۴/۸                            | ۷۰۷۷/۱۴                  |
| N-SL-2R | ۲۶/۴               | ۱۱۸          | ۷۶/۴               | ۹۰/۲         | ۱۱۷    | ۲/۹      | ۷                               | ۴/۴                            | ۷۰۳۱/۲۷                  |
| EN-SL-R | ۲۲                 | ۱۲۱          | ۷۶/۲               | ۹۸           | ۱۲۰    | ۳/۵      | ۸/۶                             | ۵/۵                            | ۷۵۳۵/۸۸                  |
| N-SL-WR | ۲۷/۷               | ۱۳۲          | ۷۵/۹               | ۱۰۳          | ۱۳۲    | ۲/۷      | ۹/۵                             | ۴/۷                            | ۷۸۳۸/۹۵                  |
| N-SL-4R | ۲۲/۵               | ۱۳۶          | ۷۶                 | ۱۱۵          | ۱۳۶    | ۳/۴      | ۱۰/۱                            | ۶                              | ۸۵۰۵/۷۹                  |

با توجه به جدول ۴-۱ و شکل‌های فوق، ظرفیت باربری و سختی اولیه اتصال در نمونه تقویت شده N-SL-4R نسبت به نمونه های دیگر به طور قابل توجهی افزایش یافته درحالی که شکل پذیری در این نمونه تغییر کمی داشته است. شکل پذیری نمونه‌های تقویت شده در بهترین حالت در نمونه EN-SL-R ۱۲/۴٪ نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است.

## فصل ۵ :

### نتیجہ گیری و پیشہادات

## ۵-۱ مقدمه

هدف عمده از انجام این پژوهش، ارزیابی میزان تاثیرگذاری تقویت اتصالات بتن مسلح با الیاف کامپوزیتی CFRP و میله‌های دست‌ساز به روش‌های EBR و NSM و مقایسه این روش‌ها می‌باشد. با توجه به اهمیت ترمیم و بهسازی اعضای سازه‌ای و همچنین پتانسیل بالای ترک‌خوردگی بتن و گسترش ترک در ناحیه اتصال، بررسی رفتار این ناحیه به منظور پیش‌بینی عملکرد در آنها، موضوعی بسیار مهم می‌باشد.

## ۵-۲ نتیجه گیری

مدل‌های اجزای محدود ایجاد شده برای شبیه‌سازی اتصالات، با دقت مناسبی رفتار این نمونه‌ها را پیش‌بینی نمود. در ادامه با تعمیم نتایج بدست آمده از نمونه‌های صحت‌سنجی شده، رفتار اتصالات به کمک پارامترهای نظیر حداکثر نیروی تحمل شده، سختی اولیه، سختی موثر، ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این بررسی‌ها در ادامه بیان شده است.

۱. ظرفیت باربری نمونه N-SL-4R که با استفاده از روش NSM و میله‌های دست‌ساز MMFRP با هسته میلگرد تقویت شده بود، به دلیل آرایش مناسب میله‌های دست‌ساز در مقایسه با دیگر نمونه‌ها ۳۰٪ نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است. به منظور مقایسه ظرفیت باربری نمونه‌های تقویت شده به روش EBR و NSM، با توجه به اینکه در نمونه‌های E-S و N-S-W سطح مقطع الیاف FRP مورد استفاده در دو نمونه یکسان می‌باشد، نمونه N-S-W به دلیل تعبیه میله‌های دست‌ساز در داخل شیارها نسبت به نمونه E-S نیروی بیشتری را تحمل کرده است.

۲. سختی اولیه نمونه N-SL-4R به طور قابل توجهی در مقایسه با دیگر نمونه‌های تقویت شده افزایش یافته است و برابر  $10/15 \text{ KN/mm}$  می‌باشد. همچنین با توجه به مقایسه دو نمونه

E-S و N-S-W کاهش سختی نمونه در روش NSM نسبت به روش EBR کمتر بوده است و روش NSM عملکرد بهتری داشته است.

۳. سختی موثر نمونه N-SL-4R در مقایسه با نمونه مرجع به میزان ۴۳/۶٪ افزایش یافته است.

۴. در نمونه N-SL-4R با افزایش سطح زیر منحنی نیرو-تغییر مکانظرفیت جذب انرژی به مقدار ۳۳٪ نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است. همچنین با توجه به اینکه در نمونه N-S-W سطح زیر منحنی نیرو-تغییر مکان نسبت به نمونه E-S بیشتر می‌باشد، روش NSM نسبت به روش EBR ظرفیت جذب انرژی بیشتری دارد.

۵. شکل‌پذیری نمونه EN-SL-R در مقایسه با دیگر نمونه‌ها به مقدار ۱۲/۵٪ نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است. براساس نتایج بدست آمده از دو نمونه E-S و N-S-W، منحنی نیرو-تغییر مکان دو نمونه رفتار مشابهی نسبت به هم داشته است، بنابراین مقاوم‌سازی به روش‌های EBR و NSM منجر به شکل‌پذیری یکسانی برای عضو سازه‌ای می‌شود.

## ۳-۵ پیشنهادات

✓ در این تحقیق برای مدلسازی اتصال از نرم‌افزار Abaqus استفاده شده است. در هر حال استفاده از نرم‌افزارهای دیگر اجزاء محدود برای بررسی رفتار اتصالات بتنی تقویت شده می‌تواند موضوع مفیدی واقع گردد.

✓ در این تحقیق برای بررسی تقویت اتصالات بتن مسلح از الیاف کامپوزیت کربن (CFRP) استفاده شده است. لذا تقویت اتصالات با انواع الیاف و به طرق مختلف نیازمند بررسی می‌باشد.

✓ بررسی رفتار اتصالات بتن آرمه داخلی

✓ بررسی تاثیر استفاده از میلگردهای FRP برای تقویت اتصالات.

✓ بررسی تاثیر تعداد شیارها -در روش NSM

✓ بررسی تاثیر پارامتر طول میله‌های دست‌ساز و ارائه بهینه‌ترین ابعاد میله‌ها

✓ با توجه به ماهیت رفت و برگشتی نیروی زلزله رفتار اتصالات تقویت شده تحت بارگذاری  
چرخه‌ای نیازمند بررسی می باشد.

فصل ٤ :

مراج

- [1] خطیبی نیا، م. بنی اسدی، ج. ناصری، ح. (۲۰۱۷). "ارزیابی عملکرد لرزه ای اتصال تیر-ستون بتنی تقویت شده با پوشش الیاف کربنی". مهندسی عمران (فنی مهندسی مدرس). صفحات ۴۵-۵۵

[2] Tarek, H. and S. Rizkalla, (2003) "Investigation of bond in concrete structures strengthened with near surface mounted carbon fiber reinforced polymer strips" J. of composites for construction, ۷(۳): p. 248-257.

[3] Fernandes, p. Coelho, M. Sena-Cruz, J. Barros, J. (2012). "Efficiency of different techniques in seismic strengthening of RC beam-column joints".

- [4] مخدومی، ح. و رهگذر، ر. (۱۳۸۹). "بررسی مدهای مختلف شکست قاب‌های بتنی و بهینه

سازی مکان‌یابی کامپوزیت‌ها FRP جهت رفع این نواقص". سومین کنفرانس بین المللی

مقاوم سازی لرزه ای. تبریز. ایران

[5] Feng, De-Cheng. Wu, Gang and Lu, Yong. (2018). "Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading". Engineering Structures. P: 49-66.

[6] Realfonzo, R. Martinelli, E. Napoli, A. Nunziante, B. (2013). "Experimental investigation of the mechanical connection between FRP laminates and concrete". Composites Part B: Engineering. P: 341-355.

[7] Bedirhanoglu, I. Kumbasar, N. (2010) "Behavior of FRP-retrofitted joints built with plain bars and low-strength concrete" J. of Composites for Construction. p: 312-326.

[8] Jones, R. Swamy, R. and Charif, A. (1988) "Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates" J. of. Structural Engineering. (۵) ۶۶

- [9] Ziraba, Yasin N. Mohammad, H. Azad, AK. **(1994)**. "Guidelines toward the design of reinforced concrete (RC) beams with external plates". J. of. Structural Journal. p: 639-646
- [10] Bracci, J.M. Reinhorn, A.M. Monder, j.b. **(1992)**. "Evaluation of Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frame Structures. Part II- Experimental Performance and Analytical Study of a Retrofitted Structural Model". US National Center for Earthquake Engineering Research. Dec. New York. US.
- [11] Nanni, A., **(1995)**. "Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement. Concrete International". P: 22-26.
- [12] Hota, V. Vijay, P. Narendra, T. **(2007)**. "Reinforced concrete design with FRP composites". CRC Press.
- [13] ACI440, C. **(2002)**. "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures: ACI 440-02R. J. of American Concrete Institute.
- [14] Bank. Lawrence, C. **(2006)**. "Composites for construction: structural design with FRP materials". John Wiley & Sons.
- [15] Seifi, A. Hosseini, A. Marefat, M. **(2017)**. "Improving seismic performance of old-type RC frames using NSM technique and FRP jackets. Engineering Structures. 147: p.705-723
- [16] معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری. (۱۳۹۲). "دستورالعمل بهسازی لرزه ای سازه های موجود. نشریه شماره ۳۶۰".
- [17] Sharbatdar, M. Behzad, P. **(2016)**. "Different NSM FRP technique for strengthening of RC two-way slabs with low clear cover thickness" J. of. Scientia Iranica 23(2): P. 520-534.
- [18] Ghobarah, A. Said, A. **(2002)**. "Shear strengthening of beam-column joints. Engineering structures". 24(7): P. 881-888.

- [19] Granata, P.J. Parvin, A. **(2001)**. "An experimental study on Kevlar strengthening of beam-column connections". J. of. Composite structures. 53(2): p. 163-171.
- [20] Li, J. Bakoos, S. Samali, B. **(1999)**. "Reinforcement of concrete beam-column connections with hybrid FRP sheet". J, of Composite structures. 47: p.805-812.
- [21] Mosallam, A. **(2000)**. "Strength and ductility of reinforced concrete moment frame connections strengthened with quasi-isotropic laminates". J, of Composites Part B: Engineering. p: 481-497.
- [22] مستوفی نژاد، د. و طلائی طباء، س. **(۱۳۸۳)**. "افزایش شکل پذیری اتصالات بتن آرمه با استفاده از ورقه‌های FRP اولین کنگره ملی مهندسی عمران. دانشگاه شریف.
- [23] مستوفی نژاد، د. محمودآبادی، ا. **(۱۳۹۱)**. "شیار طولی به عنوان شیوه ی جایگزین آماده سازی سطحی در نصب کامپوزیت های CFRP برای تقویت خمشی تیرهای بتنی".
- [24] Asplund, S. **(1949)**. "Strengthening bridge slabs with grouted reinforcement". in Journal Proceedings.
- [25] Coelho, M, R. Sena-cruz, J. Nevas, L. **(2015)**. "A review on the bond behavior of FRP NSM systems in concrete". J. of. Construction and Building Materials. 93: p. 1157-1169.
- [26] De Lorenzis, L. **(2000)**. "Strengthening of RC structures with near surface mounted FRP rods".
- [27] BS, BSI. **(1997)**. "Structural Use of Concrete, Part 1: Code of Practice for Design and Construction". British Standards Institution, UK,
- [28] Sharbatdar, M. and Jaber, M. **(2018)**. "Flexural and Shear strengthening of RC beams with NSM technique-manually made CFRP bars". J, of Scientia Iranica.

- [29] Mahini, S. Ronagh, HR. Dux PF. **(2005)**. "Flexural repair of RC exterior beam-column joints using CFRP sheets". J, of FRP Composites in Civil Engineering-CICE.
- [30] Mostofinejad, D. Talaeitaba, S. **(2006)**. "Finite element modeling of RC connections strengthened with FRP laminates". Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B, Engineering. p: 21-30.
- [31] Mahini, S. Ronagh, HR. **(2011)**. "Web-bonded FRPs for relocation of plastic hinges away from the column face in exterior RC joints". J, of Composite Structures.93(10): P. 2460-2472.
- [32] Fernandes, P. Coelho, M. Male, J. **(2012)**. "Seismic strengthening of beam-column joints with multidirectional CFRP laminates". Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, (CICE 2012).
- [33] Dalalbashi, A. Eslami, A. Ronagh, HR. **(2012)**. "Plastic hinge relocation in RC joints as an alternative method of retrofitting using FRP. Composite Structures".94(8): p. 433-2439.
- [34] Jalali, M. Sharbatdar, M. Chen-Jian-Fie. Alaei, F. **(2012)**."Shear strengthening of RC beams using innovative manually made NSM FRP bars". J.of. Construction and Building Materials. p: 990-1000
- [35] Sharbatdar, M,K. Jaber, M.**(2018)**."Flexural and shear strengthening of RC beams with NSM technique and manually made CFRP bars". Scientia Iranica. 25(4): p. 2012-2025
- [36] Tahnat, Y. Dwaikat, M. **(2018)**. "Effect of using CFRP wraps on the strength and ductility behaviors of exterior reinforced concrete joint". J, of Composite Structures. 201. p: 721-732.

[37] انصاری محسنی ا. (۱۳۹۴). پایان نامه کارشناسی ارشد. "مقایسه بین روش‌های تقویت نصب

در نزدیک سطح و چسباندن ورقه‌ای در تقویت اتصالات خارجی تیر-ستون بتنی. دانشگاه

فردوسی مشهد."

[38] Demuth, H. Beale, M. Hagan, M. (2009). "Neural network toolbox 6: user's guide. Version 6.10 Abaqus/CAE". Inc.

[39] Abaqus Help System. (2010). "Analysis Guide, Ver 6.10

[40] ایل بیگی قلعه نی, س. (۱۳۹۰). پایان نامه کارشناسی ارشد سازه. "آنالیز ابعادی اتصالات

خارجی تیر-ستون‌های بتن مسلح. دانشگاه شمال، آمل: صفحه ۷۳-۱۹.

[41] Kumar, S. Barai, J. Sudhirkumar, V. (2011). "Concrete fracture models and applications. Springer Science & Business Media.

[42] Rashid, Y. (1968). "Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels". Nuclear engineering and design. 7(4): p. 334-344.

[43] Cervenka, V. (1971). "Inelastic Finite Element Analysis Of reinforced Concrete Panels Under In-plane Loads".

[44] Chen, WF. (1982). "Plasticity in reinforced concrete, McGraw-Hill". New York,

[45] Bangash, M. (1989). "Concrete and concrete structures: Numerical modelling and applications".

[46] Gang, Wu. Dong, Zi. Zhang, Li. (2014). "Performance and parametric analysis of flexural strengthening for RC beams with NSM-CFRP bars". J, of Composites for Construction. 18(4)

[47] Simulia, D. ABAQUS 6.11. (2011). "analysis user's manual. Abaqus".

[48] Simulia, D. ABAQUS (2017). "Documention Abaqus".

[49] مستوفی نژاد، د. (۱۳۹۴) "سازه های بتن آرمه" انتشارات ارکان دانش.

[50] Kmiecik, P. Kamiński, M. (2011). "Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength

- degradation taken into consideration". Archives of civil and mechanical engineering. p. 623-636.
- [51] MacGregor, J.G. Wight, J. Teng, S. **(1997)**. "Reinforced concrete: mechanics and design". Vol,3. Prentice Hall Upper Saddle River, NJ.
- [52] ذاکری، م. (۱۳۹۴). پایان‌نامه کارشناسی ارشد. "بهینه سازی پارامترهای مدل آسیب پلاستیک بتن در اتصال تیر به ستون بتن مسلح تحت اثر بار چرخه ای با نرم افزار آباکوس".
- [53] Bruneau, M. et al. **(2010)**. "Ductile Design of Steel Structure". Second Edition. (13)7 p: 256-263
- [54] CEB-FIP, M.C. **(1990)**. "Comite euro-international du beton. Bulletin d'information".
- [55] Committee, A. **(2004)**. "Guide for the design and construction of externally bonded FRP system for strengthening concrete structures. USA.
- [53] صادقی پور. ک.، **(1395)**. پایان نامه کارشناسی ارشد. "مقایسه روش های مختلف بهسازی اتصالات در سازه های بتنی" (مطالعه موردی ورزشگاه ۵ مهر آبادان).
- [57] ASTM A370. **(2012)**. "Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products".
- [58] Association, C.S., CSA-S806-02, **(2002)**. "Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers". Toronto, ON, Canada.
- [59] Internasional, A. ASTM D638-02. **(2002)**. Standard Test Methods for Tensile Properties of Plastic, in America Society for Testing and Material.
- [60] C. Comartin, R. Niewiarowski, and C. Rojahn, **(1996)**. "ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings".SSC 96, vol. 1.

- [61] B. S. S. Council. **(1997)**. "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings." FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, p: 2-12.
- [62] Shafaei, J. Hoseiini, A. Marefat, M. **(2014)**. "Seismic retrofit of external RC beam–column joints by joint enlargement using prestressed steel angles". J. of. Engineering Structures. 81. p: 265-288.
- [63] Park, R. **(1989)**. "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing". J. of. Bulletin of the new Zealand society for earthquake engineering. 22(3) p: 155-166.

## Abstract

The methods of strengthening of structures by composite fibers include the external bounded reinforcement method with FRP laminates known as EBR and the method of near surface mounted with FRP rebar or tape. The EBR method is considered as the most common method for strengthening of structures. This method, according to which it is effective to increase the load - bearing capacity of the structure, has fundamental challenges such as vulnerability to fire, impact, adverse environmental conditions and debonding the FRP laminates from the concrete surface. Several researches have been done to reduce the environmental effects and to control the debonding phenomenon of the FRP laminates, and lead to the invention of another method called near-surface mounted. In the near-surface mounted method, FRP strips and rebar are used to strengthen the members of the concrete structure. So far, most researches have investigated the application of FRP rebars using NSM method on concrete beams. Recently, in several cases, the use of a type of manually made rod, which is obtained by twisting FRP sheets around a wooden core with a circular cross section, has been observed to strengthen structures by the NSM method. In the NSM-MMFRP Rods method is used FRP manually made rods called MMFRP to reinforce members of concrete structures. MMFRP rods are made by twisting FRP sheets around a core made of wood or metal rods. The purpose of this study is to investigate the performance of NSM-MMFRP Rods method in strengthening concrete joints and compare the results obtained from this method with the method of external bounded reinforcement with FRP sheets or the same EBR method under seismic loads. In this thesis, at first the modeling accuracy was done by comparing the results of unreinforced and reinforced specimen by EBR and NSM methods. Also, in order to better understand

the behavior of manually made bars, a number of laboratory specimen were made and tested for direct tension. In this research, the proposed specimen including the specimen composed of two methods EBR and NSM, the specimen composed of manually made rods with wooden and steel cores and the specimen composed of NSM method with steel core have been modeled and analyzed. manually made reinforcing bars are a combination of FRP and steel that can be bent to produce L-shaped reinforcing agent and end restraints. Based on the results obtained from the analysis of two specimen that were reinforced using NSM method and wood core and the specimen that was reinforced by EBR method, according to the same amount of CFRP of these specimen, the specimen reinforced by NSM method performed better than the specimen reinforced by EBR method. Examining the FRP rupture modes in these specimens, it was found that the NSM method is superior to the EBR method. Also, by analyzing the proposed models, the effect of reinforcement method and arrangement of manually made rods with wooden core and rebar was investigated and the results were expressed based on force-displacement curve, ductility, stiffness reduction and energy absorption and the most suitable arrangement of manually made rods is presented. Regarding the reinforcement methods, it is observed that the EBR reinforcement method, despite being used in many researches, has no applicability in the connections in the structure, while the NSM method can be more easily implemented in the connection in the structure.

**Keywords:** Reinforced concrete, Strengthen connections, manually-made rods, NSM method, EBR method



**Shahrood University of  
Technology**

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

# **Comparison of NSM and EBR methods for strengthening external beam-to-concrete column connections**

By : Alireza Alijenab Roudy

Supervisor:  
Dr. Ebrahim Zamani Bidokhti

August, 2020

۱۶۸