

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه

# ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد سازه‌های تیرهای بتن الیافی در سطوح مختلف خوردگی آرماتور و مقاوم‌سازی با GFRP

نگارنده: الهه رحیمی

اساتید راهنما

دکتر جلیل شفائی

دکتر محمدرضا اصفهانی

شهریور ۹۸

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 به

پدر و مادری که همواره دعای خیرشان بدرقه راهم بوده

و

اساتید گرامتقدیرم

## تشکر و قدردانی

سپاس بی کران یگانه پروردگار هستی بخش را که مرا به طریق علم و دانش رهنمون شد و به  
همنشینی اهل دانش مفتخر نمود.

## سپاس از وجود مقدس

آنانکه با بذل علم و دانش خویش در این مسیر بی دریغ روشنگر راهم بودند:

اساتید عزیزم جناب آقای دکتر جلیل شفائی و جناب آقای دکتر اصفهانی

آنانکه ناتوان شدند و موی سفید کردند تا من به توانایی برسم و سفید روی شوم:

پدر و مادرم

## تعمیر نامه

اینجانب الهه رحیمی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد سازه‌ای تیرهای بتن الیافی در سطوح مختلف خوردگی آرماتور و مقاومسازی با GFRP تحت راهنمایی جناب آقای دکتر شفائی و جناب آقای دکتر اصفهانی متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه 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 می‌باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده ( یا بافتهای آنها ) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام 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 می‌باشد . 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 نمی‌باشد.

## چکیده

خوردگی در سازه‌های بتن مسلح باعث کاهش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری اعضا و المان‌های بتنی می‌گردد. استفاده از الیاف برای بهبود خواص مکانیکی بتن مدت‌هاست که مورد توجه مهندسان قرار گرفته است. در این تحقیق یک مطالعه آزمایشگاهی برای بررسی تاثیر الیاف پلیمری ماکرو و الیاف فلزی قلابدار روی تیرهای بتنی مسلح دارای خوردگی و بدون خوردگی و سپس مقاوم‌سازی آنها توسط الیاف پلیمری شیشه (GFRP) انجام گرفت. دو نوع الیاف پلیمری ماکرو و الیاف فلزی قلابدار با درصدهای حجمی ۰٪ و ۰/۵٪ در سه سطح خوردگی تقریبی ۰٪ و ۷٪ و ۹٪ مورد آزمایش قرار گرفتند. برای انجام آزمایش خوردگی تسریع شده از یک استخر با ۳٪ نمک، استفاده شد. در نهایت تیرهای بتن مسلح مقاوم‌سازی شده و مقاوم‌سازی نشده تحت آزمایش بارگذاری خمشی قرار گرفتند. رفتار سازه‌ای تیرهای بتن مسلح در تیرهای دارای خوردگی و تیرهای بدون خوردگی و با الیاف و بدون الیاف و همچنین پس از مقاوم‌سازی مورد بررسی و مقایسه قرار گرفتند. براساس نتایج آزمایشگاهی، خوردگی باعث کاهش شکل‌پذیری نمونه‌ها گردید و استفاده از الیاف فلزی و پلیمری در نمونه‌های بدون خوردگی و با خوردگی سطح یک و دو باعث افزایش دو برابری شکل‌پذیری می‌گردد. الیاف پلیمری ماکرو در مقایسه با الیاف فلزی قلابدار در نمونه‌های دارای خوردگی تاثیر بیشتری در افزایش شکل‌پذیری نمونه‌ها داشت. افزایش درصد خوردگی در نمونه‌های بدون الیاف باعث کاهش حداکثر مقاومت نمونه‌ها گردید اما در نمونه‌های با الیاف با افزایش درصد خوردگی تغییر محسوسی در ظرفیت باربری نمونه‌ها مشاهده نگردید. استفاده از الیاف پلیمری شیشه GFRP باعث افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت باربری نمونه‌ها و کاهش تعداد ترک‌های ایجاد شده و افزایش میزان عمق آنها و تمرکز بیشتر خرابی و آسیب در محدوده جداشدگی ورق می‌گردد.

**کلمات کلیدی:** بتن مسلح الیافی (FRC)، الیاف فلزی قلابدار، الیاف پلیمری ماکرو، الیاف پلیمری شیشه، خوردگی آرماتور، خوردگی تسریع شده،

## پیش‌گفتار

در این پژوهش آزمایشگاهی ۱۵ نمونه تیر بتنی در سه دسته بتن معمولی، بتن با الیاف فلزی قلابدار و بتنی با الیاف پلیمری ماکرو جهت بررسی تاثیر خوردگی بر رفتار سازه‌ای آن‌ها در آزمایشگاه ساخته شد. این نمونه‌ها تحت آزمایش خوردگی تسریع شده قرار گرفت و شش عدد از تیرهای آسیب دیده از خوردگی با GFRP مقاوم‌سازی شدند. در نهایت نمونه‌ها تحت بارگذاری خمشی قرار گرفته و ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و نحوه ایجاد ترک و مود گسیختگی در نمونه‌ها مورد بررسی قرار گرفت و نتایج آن ارائه گردید. این پایان نامه شامل ۵ فصل می‌باشد که فصل اول مقدمه، فصل دوم مرور ادبیات فنی و بیان تاریخچه دیگر تحقیقات و نتایج آن، فصل سوم نحوه ساخت نمونه‌ها و روند کار آزمایشگاهی بیان شده و سپس در فصل چهارم تحلیل نتایج حاصل از آزمایش ۱۵ نمونه ارائه شده است و در فصل آخر نتیجه‌گیری و پیشنهادات لازم بیان شده است.



## فهرست مطالب

ط	فهرست جداول
ی	فهرست اشکال
۱	فصل ۱: کلیات
۲	۱-۱ مقدمه
۳	۲-۱ هدف تحقیق
۴	۳-۱ ساختار پایان نامه
۵	فصل ۲: مرور ادبیات فنی
۶	۱-۲ مقدمه
۸	۲-۲ تاثیر خوردگی بر رفتار سازه‌های بتن مسلح
۱۰	۳-۲ مکانیزم‌های خوردگی فولاد در بتن
۱۱	۴-۲ واکنش‌های خوردگی
۱۵	۵-۲ عوامل مؤثر بر خوردگی
۱۶	۶-۲ کربناته شدن بتن
۱۸	۷-۲ اثر کلر در خوردگی
۲۰	۱-۷-۲ پیوند شیمیایی
۲۰	۲-۷-۲ پیوند فیزیکی
۲۰	۳-۷-۲ کلرهای آزاد
۲۱	۸-۲ اثر توأم کربناسیون و کلراید در بتن
۲۲	۹-۲ خرابی‌های ناشی از خوردگی و اثر آن بر رفتار سازه‌ای
۲۲	۱-۹-۲ خرابی‌های سازه‌ای مستقیم
۲۳	۱۰-۲ خرابی‌های سازه‌ای غیر مستقیم
۲۵	۱۱-۲ تاثیر عمل آوری بتن در خوردگی
۲۷	۱۲-۲ استفاده از بتن با کیفیت بالا

۲۸	حفاظت کاتدی.....
۲۹	۱۳-۲ حفاظت کاتدی.....
۳۱	۱۴-۲ روش‌های ترمیم سازه‌های آسیب دیده از خوردگی و کاربرد الیاف در مقاوم‌سازی اعضای بتن مسلح.....
۳۱	۱-۱۴-۲ تزریق و پرمودن ترک‌ها.....
۳۱	۲-۱۴-۲ ژاکت‌های بتن آرمه.....
۳۱	۳-۱۴-۲ استفاده از ژاکت‌های پلیمری.....
۳۴	۴-۱۴-۲ تعریف FRP.....
۳۶	۱-۴-۱۴-۲ معایب و مزایای استفاده از FRP.....
۳۶	۲-۴-۱۴-۲ مقایسه عملکرد انواع کامپوزیت‌های FRP.....
۳۷	۳-۴-۱۴-۲ کاربردها و محدودیت‌های FRP.....
۳۷	۴-۴-۱۴-۲ کاربردهای FRP در تقویت ستون‌ها.....
۳۸	۵-۴-۱۴-۲ کاربردهای FRP در تقویت دیوارهای برشی بتنی.....
۳۸	۶-۴-۱۴-۲ کاربردهای FRP در تقویت دال‌ها.....
۳۸	۷-۴-۱۴-۲ کاربردهای FRP در تقویت تیرهای بتنی.....
۳۸	۸-۴-۱۴-۲ نکات تکمیلی.....
۳۸	۵-۱۴-۲ روش تعمیر غیرمخرب الکتروشیمیایی استخراج یون کلر از بتن.....
۳۹	۱-۵-۱۴-۲ بررسی واکنش‌های رخ داده در کاتد(آرماتور).....
۳۹	۲-۵-۱۴-۲ واکنش‌های روی داده در آند (MESH).....
۴۰	۶-۱۴-۲ روش ECE و کاربرد آن در پروژه‌های اجرایی.....
۴۳	<b>فصل ۳: برنامه انجام آزمایش‌ها.....</b>
۴۴	۱-۳ مقدمه.....
۴۴	۲-۳ ویژگی‌های مصالح مورد استفاده.....
۴۴	۱-۲-۳ شن و ماسه و سیمان مصرفی.....
۴۵	۲-۲-۳ آرماتورهای مصرفی.....
۴۶	۳-۲-۳ طرح اختلاط و مشخصات بتن مورد استفاده.....
۴۷	۴-۲-۳ ورقهای پلیمری.....
۴۸	۵-۲-۳ الیاف.....
۴۹	۳-۳ ساخت نمونه‌ها.....
۵۱	۴-۳ نحوه نام‌گذاری نمونه‌ها.....
۵۲	۵-۳ نحوه اعمال خوردگی تسریع شده در تیرهای آزمایشگاهی.....
۵۴	۶-۳ بررسی و کنترل میزان خوردگی نمونه‌ها.....
۵۵	۷-۳ مقاوم‌سازی تیرها با ورقهای پلیمری شیشه GFRP.....

۵۷	۸-۳ ابزاربندی آزمایش و نحوه بارگذاری.....
۵۹	۹-۳ مشاهدات آزمایشگاهی.....
۵۹	۱-۹-۳ نتایج و مشاهدات آزمایشگاهی آزمایش تست خمشی برای نمونه‌های بدون الیاف.....
۶۱	۲-۹-۳ نتایج آزمایش خمشی و مقایسه عملکرد نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف.....
۶۱	۱-۲-۹-۳ مقایسه نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح خوردگی ۰٪.....
۶۳	۲-۲-۹-۳ مقایسه نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح خوردگی ۵٪.....
۶۶	۳-۲-۹-۳ مقایسه نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح خوردگی ۷/۲٪.....
	۳-۹-۳ نتایج و مشاهدات آزمایشگاهی آزمایش تست خمشی برای نمونه‌های بدون الیاف
۶۹	مقاوم‌سازی شده با الیاف پلیمری شیشه GFRP.....
	۴-۹-۳ نتایج آزمایش تست خمشی برای نمونه‌های با الیاف مقاوم‌سازی شده با الیاف
۷۲	پلیمری شیشه GFRP.....
	۱-۴-۹-۳ مقایسه تاثیر مقاوم‌سازی در نمونه‌های دارای الیاف فلزی قلابدار در سطح
۷۲	یک و دو خوردگی.....
	۲-۴-۹-۳ مقایسه تاثیر مقاوم‌سازی در نمونه‌های دارای الیاف پلیمری ماکرو در سطح
۷۵	یک و دو خوردگی.....
۷۹	<b>فصل ۴: تحلیل و تفسیر نتایج</b> .....
۸۰	۱-۴ تفسیر نتایج آزمایشگاهی.....
۸۰	۱-۱-۴ دوخطی کردن منحنی‌های بار-تغییر مکان نمونه‌های آزمایشگاهی.....
۸۱	۲-۴ مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های آزمایشگاهی.....
۸۱	۱-۲-۴ مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت برای نمونه‌های بدون الیاف.....
	۲-۲-۴ مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح
۸۲	خوردگی ۰٪.....
	۳-۲-۴ مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح
۸۲	خوردگی ۵٪.....
	۴-۲-۴ مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح
۸۳	خوردگی ۷/۲٪.....
۸۳	۳-۴ مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های آزمایشگاهی مقاوم‌سازی شده.....
	۱-۳-۴ مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های بدون الیاف مقاوم‌سازی
۸۳	شده با الیاف پلیمری شیشه GFRP.....
	۲-۳-۴ مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های دارای الیاف فلزی قلابدار
۸۴	مقاوم‌سازی شده با الیاف پلیمری شیشه (GFRP) در سطح یک و دو خوردگی.....

۳-۳-۴ مقایسه شکل پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های دارای الیاف پلیمری ماکرو

۸۴.....مقاوم‌سازی شده با الیاف پلیمری شیشه (GFRP) در سطح یک و دو خوردگی.....

۸۵..... فصل ۵: نتیجه گیری و پیشنهادات.....

۸۶..... نتیجه گیری.....

۸۷..... پیشنهادات.....

۸۸..... پیوست.....

۹۹..... مراجع فارسی.....

۱۰۱..... مراجع انگلیسی.....

## فهرست جداول

---

- جدول ۱-۲ : مقاومت و کرنش نهایی مواد مختلف..... ۳۴
- جدول ۲-۲ : مقایسه عملکرد انواع کامپوزیت‌ها ..... ۳۷
- جدول ۱-۳ : مشخصات مکانیکی آرماتورهای طولی و عرضی..... ۴۵
- جدول ۲-۳ : نسبت‌های وزنی اختلاط مصالح در بتن (برحسب کیلوگرم)..... ۴۶
- جدول ۳-۳ : مشخصات مکانیکی ورقهای پلیمری..... ۴۸
- جدول ۴-۳ : مشخصات مکانیکی الیاف فلزی قلابدار..... ۴۹
- جدول ۵-۳ : مشخصات مکانیکی الیاف فلزی قلابدار..... ۴۹
- جدول ۶-۳ : جزییات نام‌گذاری نمونه‌ها..... ۵۲
- جدول ۷-۳ : تعیین و زمان خوردگی تسریع شده بر اساس رابطه فارادی در سطوح خوردگی  
یک و دو ..... ۵۳
- جدول ۸-۳ : مقایسه نتایج حاصل از رابطه فارادی و آزمایش برای دو سطح خوردگی..... ۵۴
- جدول ۱-۴ : نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های مختلف..... ۸۱

## فهرست اشکال

- شکل ۱-۲: عوامل موثر بر خرابی سازه‌های بتن آرمه..... ۶
- شکل ۲-۲: خسارات وارده به اعضای بتنی ناشی از خوردگی..... ۱۰
- شکل ۳-۲: تأثیرات خوردگی در اطراف آرماتور..... ۱۱
- شکل ۴-۲: فرآیند خوردگی در سطح فولاد..... ۱۲
- شکل ۵-۲: نسبت حجم محصولات خوردگی..... ۱۴
- شکل ۶-۲: خوردگی میکروپیل و ماکروپیل..... ۱۴
- شکل ۷-۲: جزئیات فرآیند خوردگی در ماکروپیل..... ۱۵
- شکل ۸-۲: مدل عمر مفید توتی..... ۱۶
- شکل ۹-۲: روند کربناسیون..... ۱۷
- شکل ۱۰-۲: رابطه سرعت کربناسیون و رطوبت نسبی هوا..... ۱۷
- شکل ۱۱-۲: تأثیر نسبت آب به سیمان در عمق کربناسیون..... ۱۸
- شکل ۱۲-۲: خوردگی حفره‌ای در اثر حمله یون کلر..... ۲۰
- شکل ۱۳-۲: رابطه بین سرعت خوردگی و رطوبت نسبی هوا در ملات کربناته با حضور و عدم حضور کلراید..... ۲۱
- شکل ۱۴-۲: کاهش شدید در قطر آرماتور..... ۲۲
- شکل ۱۵-۲: میزان ریسک خوردگی با توجه به کاهش سطح مقطع آرماتور..... ۲۳
- شکل ۱۶-۲: خورده شدن آرماتورها باعث کنده شدن پوشش بتنی شده است..... ۲۴
- شکل ۱۷-۲: توصیف شماتیک انواع خسارات وارده به بتن پوشش بر اثر خوردگی فولاد به صورت تابعی از موقعیت فولاد و نسبت ضخامت بتن پوشش به قطر آرماتور..... ۲۵
- شکل ۱۸-۲: تأثیر عمل آوری بتن در ضریب نفوذپذیری یون کلر..... ۲۶

- شکل ۲-۱۹ : تاثیر عمل‌آوری بتن در میزان یون کلر در دو نوع بتن..... ۲۶
- شکل ۲-۲۰ : تاثیر نسبت آب به سیمان و میکروسیلیس در پروفیل یون کلر..... ۲۷
- شکل ۲-۲۱ : مکانیزم سیستم حفاظت کاتدی..... ۲۸
- شکل ۲-۲۲ : مدل مهاجرت یونها در عملیات ECE..... ۴۰
- شکل ۲-۲۳ : لوازم و تجهیزات مورد نیاز و نحوه اجرای عملیات ECE..... ۴۱
- شکل ۳-۱ : منحنی دانه‌بندی سنگدانه‌های مصرفی در بتن..... ۴۵
- شکل ۳-۲ : جزییات هندسی و آرماتوربندی تیرها و نمونه‌های آزمایشگاهی..... ۴۶
- شکل ۳-۳ : نمونه بتن ساخته شده..... ۴۷
- شکل ۳-۴ : نمونه برداری..... ۴۷
- شکل ۳-۵ : ورق‌های پلیمری شیشه..... ۴۸
- شکل ۳-۶ : الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو..... ۴۹
- شکل ۳-۷ : آرماتوربندی نمونه‌های آزمایشگاهی..... ۵۰
- شکل ۳-۸ : کابل مسی مورد استفاده برای میلگردهای طولی و عرضی به منظور برقراری جریان در مدار الکتریکی..... ۵۰
- شکل ۳-۹ : بتن‌ریزی نمونه‌ها در آزمایشگاه..... ۵۱
- شکل ۳-۱۰ : جزییات مدار الکتریکی برای اعمال خوردگی تسریع شده..... ۵۳
- شکل ۳-۱۱ : مدار الکتریکی برای اعمال خوردگی..... ۵۴
- شکل ۳-۱۲ : نحوه خوردگی ایجاد شده در تیرهای آزمایشگاهی..... ۵۵
- شکل ۳-۱۳ : سطح اولیه نمونه‌ها قبل از آماده سازی..... ۵۶
- شکل ۳-۱۴ : سطح اولیه نمونه‌ها قبل از آماده سازی..... ۵۶
- شکل ۳-۱۵ : چسباندن ورقهای پلیمری شیشه به تیر (GFRP)..... ۵۷

- شکل ۳-۱۶: برپایش آزمایشگاهی..... ۵۸
- شکل ۳-۱۷: نمودار بار-تغییر مکان برای تیرهای بدون خوردگی و با خوردگی ۵٪ و ۷/۲٪ با درصد الیاف ۰٪..... ۵۹
- شکل ۳-۱۸: مود نهایی گسیختگی نمونه‌های بدون الیاف در سطوح مختلف خوردگی..... ۶۰
- شکل ۳-۱۹: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و بدون خوردگی (NC)..... ۶۰
- شکل ۳-۲۰: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح یک (NC-C1)..... ۶۰
- شکل ۳-۲۱: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح دو (NC-C2)..... ۶۱
- شکل ۳-۲۲: نمودار بار-تغییر مکان تیرهای بدون خوردگی (گروه A)..... ۶۲
- شکل ۳-۲۳: مود نهایی گسیختگی نمونه‌های گروه A (نمونه‌های بدون خوردگی)..... ۶۲
- شکل ۳-۲۴: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و بدون خوردگی (NC)..... ۶۲
- شکل ۳-۲۵: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و بدون خوردگی (SF)..... ۶۳
- شکل ۳-۲۶: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و بدون خوردگی (PF)..... ۶۳
- شکل ۳-۲۷: نمودار بار-تغییر مکان تیرهای با خوردگی ۵٪ (گروه B)..... ۶۴
- شکل ۳-۲۸: مود نهایی گسیختگی نمونه‌های گروه B..... ۶۵
- شکل ۳-۲۹: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح یک (NC-C1)..... ۶۵
- شکل ۳-۳۰: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (SF-C1)..... ۶۵
- شکل ۳-۳۱: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (PF-C1)..... ۶۶
- شکل ۳-۳۲: نمودار بار-تغییر مکان تیرهای با خوردگی ۷/۲٪ (گروه C)..... ۶۷
- شکل ۳-۳۳: مود نهایی گسیختگی نمونه‌های گروه C..... ۶۷
- شکل ۳-۳۴: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح دو (NC-C2)..... ۶۸
- شکل ۳-۳۵: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح دو (SF-C2)..... ۶۸
- شکل ۳-۳۶: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح دو (PF-C2)..... ۶۸



- شکل ۳-۳۷: نمودار بار-تغییر مکان برای تیرهای با خوردگی ۰.۵٪ و ۲،۷٪ با درصد الیاف ۰٪ در دو حالت بدون مقاومسازی و مقاومسازی شده با GFRP..... ۶۹
- شکل ۳-۳۸: مود نهایی گسیختگی نمونه های بدون الیاف در سطح یک خوردگی در دو حالت بدون مقاومسازی و مقاومسازی شده با GFRP..... ۷۰
- شکل ۳-۳۹: ترک های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح یک (NC-C1)..... ۷۰
- شکل ۳-۴۰: ترک های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح دو (NC-C2)..... ۷۰
- شکل ۳-۴۱: ترک های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح یک مقاومسازی شده با GFRP (R-NC-C1)..... ۷۱
- شکل ۳-۴۲: شمایی از ترک های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح دو مقاومسازی شده با GFRP (R-NC-C2)..... ۷۱
- شکل ۳-۴۳: نمودار بار-تغییر مکان برای تیرهای با خوردگی ۰.۵٪ و ۲،۷٪ با درصد الیاف فلزی قلابدار در دو حالت بدون مقاومسازی و مقاومسازی شده GFRP..... ۷۳
- شکل ۳-۴۴: مود نهایی گسیختگی نمونه های با الیاف فلزی قلابدار در سطح یک خوردگی در دو حالت بدون مقاومسازی و مقاومسازی شده با GFRP..... ۷۴
- شکل ۳-۴۵: ترک های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (SF-C1)..... ۷۴
- شکل ۳-۴۶: شمایی از ترک های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح دو (SF-C2)..... ۷۴
- شکل ۳-۴۷: شمایی از ترک های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (R-SF-C1)..... ۷۵
- شکل ۳-۴۸: شمایی از ترک های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (R-SF-C2)..... ۷۵

- شکل ۳-۴۹: نمودار بار-تغییر مکان برای تیرهای با خوردگی ۵٪ و ۷/۲٪ با درصد الیاف پلیمری ماکرو در دو حالت بدون مقاومتسازی و مقاومتسازی شده با GFRP ..... ۷۶
- شکل ۳-۵۰: شمایی از مود نهایی گسیختگی نمونه های با الیاف پلیمری ماکرو در سطح یک خوردگی در دو حالت بدون مقاومتسازی و مقاومتسازی شده با GFRP ..... ۷۷
- شکل ۳-۵۱: شمایی از ترکهای ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (PF-C1) ..... ۷۷
- شکل ۳-۵۲: شمایی از ترکهای ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح دو (PF-C2) ..... ۷۸
- شکل ۳-۵۳: شمایی از ترکهای ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (R-PF-C1) ..... ۷۸
- شکل ۳-۵۴: شمایی از ترکهای ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (R-PF-C2) ..... ۷۸
- شکل ۴-۵: نقاط مشخصه در نمودار بار-تغییر مکان ..... ۸۵
- شکل پ-۱: مودهای گسیختگی تیر بتنی تقویت شده با صفحه FRP ..... ۹۰
- شکل پ-۲: نمودار تنش-تغییر طول نسبی داخلی مقطع مستطیلی تحت خمش ..... ۹۴
- شکل پ-۳: نمودار تنش-کرنش مقطع مستطیلی دارای فولاد فشاری تحت خمش ..... ۹۵
- شکل پ-۴: شمایی از تقویت برشی ..... ۹۶

## فصل اول: کلیات

## ۱-۱- مقدمه:

یکی از مهمترین انواع سازه‌ها، سازه‌های بتن مسلح می‌باشد. ماده مرکبی که از بتن با مقاومت فشاری بالا و فولاد با مقاومت کششی بالا، تشکیل شده است و کاربرد بسیار گسترده‌ای دارد. سازه‌های بسیاری قابلیت ساخت و اجرا با بتن مسلح را دارند. در خصوص عملکرد و رفتار سازه‌های بتن مسلح تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی مورد بررسی بسیاری از محققین قرار گرفته است و آیین نامه‌ها و استانداردهای معتبری نیز در این خصوص منتشر شده است لیکن در خصوص بحث دوام و سرویس‌دهی سازه‌های بتن مسلح به‌ویژه در شرایط محیطی سخت و خورنده اطلاعات جامع و کاملی در دسترس نیست و نظر به اهمیت این موضوع و با توجه به خسارات گذشته و خساراتی که هم‌اکنون پدیده خوردگی و عوامل محیطی در سازه‌های بتن مسلح ایجاد میکنند و باعث افت رفتار سازه‌ای و سرویس‌دهی در سازه‌های بتن مسلح میشود پژوهش در این خصوص امر مهمی می‌باشد. بتن مسلح، یکی از انواع مصالح ساختمانی است که استفاده از آن در قرن بیستم به طور چشمگیری توسعه یافته است. استفاده از میلگردهای فولادی در بتن ترکیب مطلوبی را ایجاد می‌کند که به علت عملکرد مکانیکی و دوام مناسب استفاده بسیار زیادی را در صنعت ساختمان دارا می‌باشد. قرار گرفتن فولاد در داخل بتن باعث به وجود آمدن محیط مناسبی جهت محافظت از فولاد می‌گردد و به نظر می‌رسد که بتن بایستی با پوشاندن روی فولاد به عنوان یک مانع و حفاظ عمل کرده و فولاد را از آسیب‌های فیزیکی و شیمیایی محافظت کند و احتمال خوردگی آن را کاهش دهد. اما با وجود دوام مناسب سازه‌های بتن مسلح، در شرایط محیطی خاص امکان خوردگی فولاد در بتن وجود دارد. بیشتر پژوهش‌هایی که در گذشته توسط محققین صورت گرفته است در خصوص عملکرد خود بتن همچون مقاومت آن در برابر حمله سولفات‌ها متمرکز بوده است. در حال حاضر بیشتر خرابی‌های ناشی از خوردگی مربوط به خوردگی فولاد در بتن سازه‌های دریایی و پل‌ها و قبل از حمله سولفات‌ها می‌باشد. علت افزایش میزان مشکلات دوام ناشی از خوردگی فولاد در سازه‌های بتن مسلح تغییرات متنوع بوجود آمده در تکنولوژی بتن و شرایط محیطی می‌باشد که در ادامه به برخی از آنها اشاره می‌گردد:

۱- استفاده از سیمان‌های دارای  $CS_3$  بالاتر و نرمی بیشتر. استفاده از این سیمانها نسبت آب به سیمان را افزایش داده و روند کسب مقاومت دراز مدت ناشی از هیدراتاسیون تدریجی را کاهش می‌دهد. که این عوامل باعث کاهش اثر حفاظتی طولانی مدت پوشش بتنی نیز می‌گردد.

۲- یخ زدائی به وسیله نمک‌های کلرید، در مناطق با زمستان‌های سخت و طولانی یکی از روشهای یخ زدایی استفاده از نمک‌های کلرید خصوصا در پلها و پارکینگها می‌باشد که این روش یخ‌زدایی باعث نفوذ مقدار زیادی یون کلرید به داخل پوشش بتنی می‌گردد. همچنین در مناطق آلوده صنعتی نیز شاهد نفوذ حجم زیادی از یون کلرید به داخل پوشش بتنی هستیم.

۳- افزایش استفاده از بتن مسلح در سازه‌های دریایی و ساحلی و مناطق نزدیک به دریا و یا با خوردگی شدید که غلظت یون کلرید بیشتر از حد و آسیب زا است.

۴- برای دستیابی به طرحی اقتصادی در برخی موارد ضخامت پوشش بتنی کاهش داده می‌شود، چنانچه این کاهش ضخامت به صورت اصولی صورت نگیرد پوشش بتنی اثر حفاظتی خود را از دست می‌دهد. [۴]

بتن الیافی در حقیقت نوعی کامپوزیت است که با به‌کارگیری الیاف تقویت‌کننده داخل مخلوط بتن، مقاومت کششی آن، فوق‌العاده افزایش می‌یابد. این ترکیب کامپوزیتی، یکپارچگی و پیوستگی مناسبی داشته و امکان استفاده از بتن به عنوان یک ماده شکل‌پذیر جهت تولید سطوح مقاوم پرنحنا را فراهم می‌آورد. بتن الیافی از قابلیت جذب انرژی بالایی نیز برخوردار است و تحت اثر بارهای ضربه‌ای به راحتی از هم پاشیده نمی‌شود. شاهد تاریخی این فن‌آوری، کاربرد کاهگل در بناهای ساختمان است. در واقع بتن الیافی نوع پیشرفته این تکنولوژی می‌باشد که الیاف طبیعی و مصنوعی جدید، جانشین کاه، و سیمان جانشین گل بکار رفته در کاهگل شده است. امروزه با استفاده از الیاف شیشه، پلی‌پروپیلن، فولاد و بعضاً کربن، تولید انواع بتن‌های کامپوزیتی در کاربردهای مختلف صنعتی ممکن گردیده و بکارگیری آنها در کشورهای پیشرفته دنیا مورد قبول صنعت ساختمان واقع شده است. از آن‌جاکه بتن مسلح معمولی یک ماده نسبتاً ترد و شکننده و بادوام و شکل‌پذیری کمتر از بتن الیافی (FRC) می‌باشد، لذا بتن الیافی به دلیل مقاومت فشاری، دوام و مقاومت در برابر عوامل مهاجم خارجی، سخت‌شوندگی کرنشی و شکل‌پذیری بالاتر نسبت به بتن معمولی عملکرد بهتری دارد. علاوه بر این بتن FRC در کشش، برش، کرنش، جذب انرژی، مقاومت و کنترل ترک، بهبود رفتار چشم‌گیری نسبت به بتن معمولی دارد. کاهش میزان یا حذف آرماتورهای برشی یکی دیگر از نکات مثبت استفاده از این مواد است. با استفاده از این مصالح علاوه بر افزایش شکل‌پذیری سازه و کاهش مقادیر آرماتورهای عرضی و قطری می‌توان به ظرفیت برشی بالاتری دست یافت. در این پژوهش اثر خوردگی در بتن مسلح معمولی و بتن الیافی FRC به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

در این پژوهش به جمع‌آوری اطلاعات آزمایشگاهی در خصوص رفتار سازه‌های بتن مسلح در برابر خوردگی و تعمیر و تقویت آن توسط الیاف پلیمری شیشه پرداخته می‌شود.

## ۲-۱- هدف تحقیق:

خوردگی فولاد موجود در بتن و پیامدهای آن از جمله کاهش سطح مقطع مفید میلگرد و در نتیجه کاهش مقاومت کششی و فشاری و کاهش چسبندگی میلگرد بتن مسلح است. شایع‌ترین دلیل خوردگی زودرس آرماتور در بتن قرار گرفتن بتن مسلح در معرض یون‌های کلرید می‌باشد. لذا با توجه به اهمیت استفاده از سازه‌های بتن مسلح به‌ویژه در مناطق و محیط‌های خورنده، نیاز به استفاده از سازه‌های بتن مسلح با دوام در برابر خوردگی میلگرد وجود دارد و با توجه به گذشت حدود سه دهه از شناخت و کسب اطلاعات در خصوص پدیده خوردگی در سازه‌های بتن آرمه، همچنان مهندسان و طراحان نیازمند اطلاعات دقیق‌تر و جامع‌تری در این خصوص می‌باشند و آیین‌نامه‌ها و استانداردهای موجود نیز نیازمند اطلاعات و پارامترهای دقیق‌تری در خصوص دوام و سرویس‌دهی سازه‌های بتن آرمه می‌باشند. همچنین

بررسی روشهایی جهت تعمیر و تقویت سازه‌های آسیب دیده بر اثر عوامل محیطی مانند خوردگی نیز نیازمند تحقیق و مطالعه بیشتر می‌باشد. بنابراین با توجه به مطالب بیان شده ضرورت بررسی تاثیر خوردگی برای رفتار سازه‌های بتن آرمه و همچنین روش‌های تعمیر و تقویت آنها آشکار می‌گردد. بتن در این پژوهش آزمایشگاهی ۱۵ نمونه تیر بتنی در سه دسته بتن معمولی، بتن با الیاف فلزی قلابدار و بتنی با الیاف پلیمری ماکرو در آزمایشگاه ساخته شد و تحت آزمایش خوردگی تسریع شده قرار گرفت و شش عدد از تیرهای آسیب دیده از خوردگی با FRP مقاوم‌سازی شدند. در نهایت همه نمونه‌ها تحت بارگذاری خمشی قرار گرفته و ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و نحوه ایجاد ترک و مود گسیختگی در نمونه‌ها مورد بررسی قرار گرفت و نتایج آن ارائه گردید.

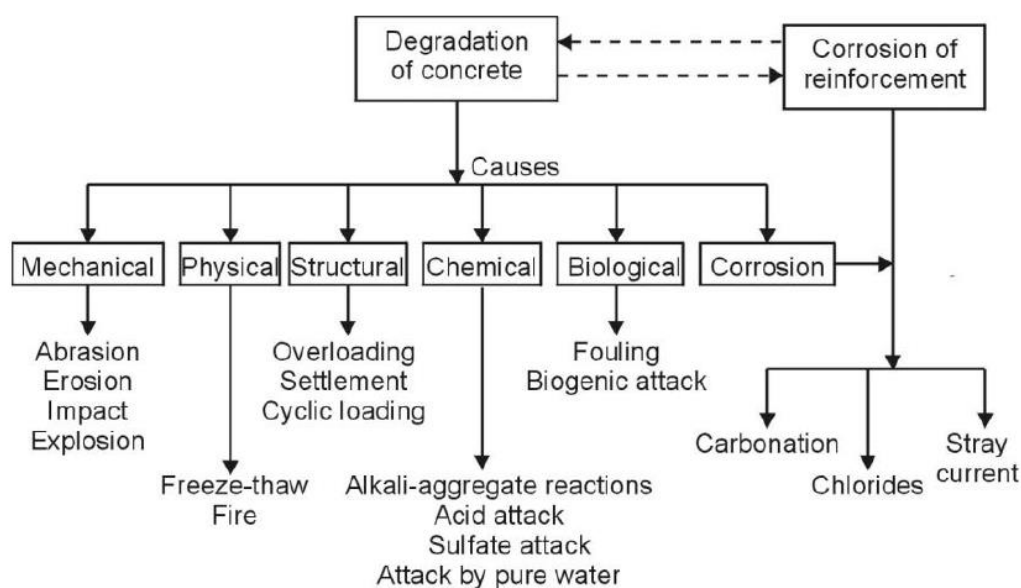
### ۱-۳- ساختار پایان نامه:

این پایان نامه شامل ۵ فصل است که پس از مقدمه در فصل دوم به بیان تاریخچه دیگر تحقیقات و نتایج آن پرداخته شده و در فصل سوم نحوه ساخت نمونه‌ها، طرح اختلاط و چیدمان آزمایش گفته شده است و سپس در فصل چهارم تحلیل نتایج حاصل از آزمایش ۱۵ نمونه بیان و در فصل آخر نتیجه گیری و پیشنهادات لازم بیان شده است.

## فصل ۲: مرور ادبیات فنی

## ۲-۱- مقدمه:

سازه بتن مسلح، یکی از انواع سازه‌هایی است که به دلیل عملکرد مکانیکی خوب و دوام بلندمدت آن یکی از مهم‌ترین و پرکاربردترین انواع سازه‌ها در قرن بیست و یکم می‌باشد. رفتار مکانیکی بتن مسلح تحت اثر بارهای دینامیکی و استاتیکی در دهه‌های اخیر مورد توجه محققان بسیاری قرار گرفته است و در حال حاضر، آیین نامه‌ها و استانداردها اطلاعات کافی در خصوص طراحی تعداد بسیاری از سازه‌های بتنی با مشخصات هندسی مختلف تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی ارائه کرده‌اند اما با وجود عملکرد مناسب بتن با ضرایب اطمینان مناسب در برابر بارهای استاتیکی و دینامیکی، دوام آن در برابر عوامل محیطی یکی از مهم‌ترین مسائل سازه‌های بتن مسلح بوده و عوامل محیطی مختلف به شکل‌های گوناگون می‌تواند باعث آسیب و کاهش کارایی سازه‌های بتن مسلح گردد. در شکل ۱-۱ عواملی که باعث خرابی سازه‌های بتن آرمه می‌شوند نشان داده شده است. خوردگی یکی از مهم‌ترین مسائل در کاهش دوام و کارایی سازه‌های بتن مسلح در دهه‌های اخیر بوده است. خوردگی میلگرد باعث افول عملکرد سازه‌ای و سرویس دهی این سازه‌ها می‌گردد. لیکن کمبود اطلاعات و دانش فنی در این خصوص احساس می‌شود.



شکل ۲-۱: عوامل موثر بر خرابی سازه‌های بتن آرمه [۱]

لذا با توجه به اهمیت استفاده از سازه‌های بتن مسلح به ویژه در مناطق و محیط‌های خورنده، نیاز به استفاده از سازه‌های بتن مسلح با دوام در برابر خوردگی میلگرد وجود دارد و با توجه به گذشت حدود سه دهه از شناخت و کسب اطلاعات در خصوص پدیده خوردگی در سازه‌های بتن آرمه، همچنان مهندسان و طراحان نیازمند اطلاعات دقیق‌تر و جامع‌تر می‌باشند و آیین نامه‌ها و استانداردهای موجود



نیز نیازمند اطلاعات و پارامترهای دقیق‌تری در خصوص دوام و سرویس‌دهی سازه‌های بتن آرمه می‌باشند. همچنین بررسی روش‌هایی جهت تعمیر و تقویت سازه‌های آسیب دیده بر اثر عوامل محیطی مانند خوردگی نیز نیازمند تحقیق و مطالعه بیشتر می‌باشد. بنابراین با توجه به مطالب بیان شده ضرورت بررسی تاثیر خوردگی برای رفتار سازه‌های بتن آرمه و همچنین روش‌های تعمیر و تقویت آن‌ها آشکار می‌گردد.

بتن مسلح، از یکی از انواع مصالح ساختمانی است که استفاده از آن در قرن بیستم به طور چشمگیری توسعه یافته است. استفاده از میلگردهای فولادی در بتن ترکیب مطلوبی را ایجاد می‌کند که به علت عملکرد مکانیکی و دوام مناسب استفاده بسیار زیادی را در صنعت ساختمان دارا می‌باشد. قرار گرفتن فولاد در داخل بتن، باعث به وجود آمدن محیط مناسبی جهت محافظت از فولاد می‌گردد و به نظر می‌رسد که بتن بایستی با پوشاندن روی فولاد به عنوان یک مانع و حفاظ عمل کرده و فولاد را از آسیب‌های فیزیکی و شیمیایی محافظت کند و احتمال خوردگی آن را کاهش دهد. اما با وجود دوام مناسب سازه‌های بتن مسلح، در شرایط محیطی خاص امکان خوردگی فولاد در بتن وجود دارد. بیشتر پژوهش‌هایی که در گذشته توسط محققین صورت گرفته است در خصوص عملکرد خود بتن همچون مقاومت آن در برابر حمله سولفات‌ها متمرکز بوده است. در حال حاضر بیشتر خرابیهای ناشی از خوردگی مربوط به خوردگی فولاد در بتن سازه‌های دریائی و پلها و قبل از حمله سولفات‌ها می‌باشد. علت افزایش میزان مشکلات دوام ناشی از خوردگی فولاد در سازه‌های بتن مسلح تغییرات متنوع بوجود آمده در تکنولوژی بتن و شرایط محیطی می‌باشد که در ادامه به برخی از آنها اشاره می‌گردد:

۱- استفاده از سیمانهای دارای C3S بالاتر و نرمی بیشتر. استفاده از این سیمانها نسبت آب به سیمان را افزایش داده و روند کسب مقاومت دراز مدت ناشی از هیدراتاسیون تدریجی را کاهش می‌دهد. که این عوامل باعث کاهش اثر حفاظتی طولانی مدت پوشش بتنی نیز می‌گردد.

۲- یخ زدائی به وسیله نمکهای کلرید، در مناطق با زمستانهای سخت و طولانی یکی از روش‌های یخ-زدایی استفاده از نمک‌های کلرید خصوصا در پلها و پارکینگ‌ها می‌باشد که این روش یخ‌زدایی باعث نفوذ مقدار زیادی یون کلرید به داخل پوشش بتنی می‌گردد. همچنین در مناطق آلوده صنعتی نیز شاهد نفوذ حجم زیادی از یون کلرید به داخل پوشش بتنی هستیم.

۳- افزایش استفاده از بتن مسلح در سازه‌های دریایی و ساحلی و مناطق نزدیک به دریا و یا با خوردگی شدید که غلظت یون کلرید بیشتر از حد و آسیب زا است.

۴- برای دستیابی به طرحی اقتصادی در برخی موارد ضخامت پوشش بتنی کاهش داده می‌شود، چنانچه این کاهش ضخامت به صورت اصولی صورت نگیرد پوشش بتنی اثر حفاظتی خود را از دست می‌دهد.

[۴]

## ۲-۲- تاثیر خوردگی بر رفتار سازه‌های بتن مسلح

خوردگی باعث کاهش عمر مفید و کارایی سازه می‌شود. از مهم‌ترین آثار خوردگی می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

الف- ایجاد ترک بر روی پوشش بتنی

ب- از بین رفتن مقاومت پیوستگی بتن و میلگرد

ج- کاهش سطح مقطع آرماتورها

خوردگی میلگرد در بتن به عنوان یکی از مهم‌ترین دلایل تضعیف بتن مسلح می‌باشد. [۲] و زوال و نابودی سازه‌های بتن‌آرمه در اثر خوردگی آرماتور یکی از چالش‌ها و مسائل مهم در دنیای مهندسی می‌باشد. نفوذ کلراید به داخل بتن و یا کربناتاسیون و کاهش pH محیط بتن، در صورت وجود شرایط مناسب منجر به خوردگی آرماتور می‌گردد و می‌تواند باعث کاهش سطح مقطع آن‌ها شود. در حالیکه سطح مقطع میلگردها تحت تاثیر خوردگی کاهش می‌یابد، محصولات خوردگی در اطراف میلگردها باعث انبساط حجمی در بتن می‌شود. مطالعات انجام شده توسط محققین از جمله Bazant [۳] نشان می‌دهد که افزایش حجم ناشی از خوردگی در اطراف میلگردها ۲-۴ برابر بیشتر از حجم میلگردهای خورده نشده است که این موضوع باعث ترک خوردگی در بتن می‌شود. اکسیداسیون آهن و تبدیل شدن آن به اکسیدهای محلول، که اصطلاحاً زنگ نامیده می‌شود و تجمع این اکسید در اطراف میلگرد باعث ایجاد فشار داخلی در بتن شده و به پوشش بتنی آسیب می‌رساند (درحالتی که خوردگی یکنواخت رخ دهد) [۴]. از اثرات خوردگی بر خواص مکانیکی و رفتار سازه‌ای بتن و میلگردها می‌توان به تاثیر خوردگی بر شکل‌پذیری، ظرفیت باربری، سختی، مقاومت برشی و الگوی ترک ایجاد شده در نمونه‌های بتنی اشاره کرد. خسارات مالی خرابیهای ناشی از خوردگی بسیار زیاد است. برای مثال، در کشور آمریکا مخارج سالانه تعمیر خرابی‌های پایه پل‌ها بین ۵۰ تا ۲۰۰ میلیون دلار تخمین زده می‌شود [۵]. در کشور ما نیز خسارات بسیاری از این نوع خوردگی در سازه‌های بتن مسلح در مجاورت دریاها و در سواحل خلیج فارس و دریای عمان و همچنین پایه‌های پل‌های راه و راه آهن می‌شود.

کاشانی و همکاران یک مدل جدید برای مسلح کردن و مقاوم کردن میلگردها همراه و یا بدون آسیب خوردگی ارائه کردند. این مدل کمانش میلگردها، تخریب در مقاومت فشاری پس از کمانش با توجه به تاریخچه کرنش و اثر خستگی با سیکلهای کوتاه در پاسخ تنش را شبیه سازی میکند. مدل برای میلگردهایی که دچار خوردگی نشده بودند با استفاده از داده‌هایی که از شبیه سازی عددی به دست آمده بود کالیبره شد و پارامترهایی که باعث خوردگی می‌شوند با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی کالیبره شدند. مدل با استفاده از یک مجموعه جامع از داده‌های آزمایشگاهی سنجیده شد، و نتایج نشان داد که مدل تطابق خوبی با داده‌های آزمایشگاهی دارد. [۶]

کوبایشی و همکاران درباره عملکرد بتن HPFRCC به عنوان یک لایه محافظ در برابر خوردگی مطالعه کردند. برای بهبود کارایی بتن درصد الیاف از میزان معمول ۱,۵٪ به ۰,۷۵٪ کاهش داده شده است. کاربرد HPFRCC به عنوان ماده ای که از خوردگی فولاد جلوگیری میکند بوسیله ی نمونه هایی که یا بصورت روکش سطحی و یا بصورت وصله هستند بررسی شده است. نتایج این پژوهش نشان می دهد کاربرد HPFRCC بصورت تکه ای تا عمق زیر آرماتوربندی بطور موثری از نفوذ یون کلر جلوگیری کرد و مانع خوردگی میلگردها شد در حالیکه HPFRCC که بصورت سطحی اعمال شده بود نتوانسته بود از خوردگی میلگردها در لایه زیرین بتن مسلح جلوگیری کند. تغییر در مقدار الیاف نتوانسته بود از خوردگی فولاد جلوگیری کند. [۷]

جدیدیان و همکاران بر روی خوردگی آرماتورها در بتن مسلح حاوی الیاف کار کردند از آنجا که خوردگی آرماتورها یکی از مهمترین عوامل خرابی زود هنگام سازه های بتنی در سراسر جهان و مهمترین عامل در محیط های گرم دریایی مانند خلیج فارس و دریای عمان است و یکی از تهدید های عمده داوم این نوع سازه ها یون کلراید است. لذا در این پژوهش به بررسی آزمایشگاهی خوردگی آرماتور بر نمونه های بتنی با الیاف پلی پروپیلن و فولادی پرداخته شده است. دوسری نمونه بتنی تهیه گردید، که در سری اول نمونه ها با انجام آزمایش نیم پیل احتمال شروع خوردگی آرماتور ها در بتن مورد بررسی قرار گرفت. که خوردگی به احتمال ۹۰٪ رخ داده است. سپس با اعمال خوردگی تسریع شده به هر دو سری از نمونه ها، خوردگی آرماتور در بتن مورد بررسی قرار می گیرد. و همچنین در سری دوم نمونه ها با انجام آزمایش کشیدگی آرماتور مقاومت پیوستگی آرماتور با بتن مورد بررسی قرار گرفته که نتایج نشان می دهد بیشترین مقدار مقاومت پیوستگی مربوط به بتن با الیاف پلی پروپیلن می باشد. [۸]

محمد رضا اصفهانی و همکاران تقویت برشی تیرهای بتن مسلح با استفاده از پلیمرهای مسلح شده با الیاف کربنی (CFRP) را مورد بررسی قرار دادند. هدف از این پژوهش بررسی اثر مقدار میلگردهای طولی بر افزایش مقاومت برشی ناشی از ورق های تقویتی می باشد. هفت نمونه تیر به طول ۱۵۰۰ میلیمتر و ارتفاع ۲۰۰ میلیمتر با نسبت های کم، متوسط و زیاد میلگردهای کششی ساخته شدند. از این میان سه تیر به عنوان نمونه کنترلی و چهار نمونه نیز در پهلوهای تیر توسط ورقهای CFRP به عرض ۱۸۰ میلیمتر و طول ۵۰۰ میلیمتر تقویت شدند. از میان نمونه های تقویت شده، بجز یک نمونه بقیه فاقد خاموت بودند. کلیه نمونه ها تحت بارگذاری چهار نقطه ای قرار گرفتند و مقادیر بار و تغییر مکان وسط آنها اندازه گیری شد. در تمام نمونه ها ورق های تقویتی بدون اینکه به ظرفیت نهایی برسند از بتن جدا شدند. نتایج مقاومت های برشی نشان می دهند که افزایش نسبت آرماتور طولی ممکن است باعث کاهش عملکرد ورق های تقویتی در بالا بردن مقاومت برشی تیرهای بتن آرمه گردند. [۹]

فرشید جندقی علایی و الهام علیزاده بر روی اثر خوردگی الیاف فولادی بر مشخصات مکانیکی بتن الیافی کار کردند از آنجا که در کشور های توسعه یافته استفاده از کامپوزیت پایه سیمانی مسلح شده به الیاف فولادی به دلیل عملکرد میکانیکی بالای آن و شکل پذیری زیاد در ساخت انواع سازه های کاربرد دارد. آزمایشات کمی در خصوص دوام نمونه های بتن مسلح به الیاف فولادی انجام شده است.

هدف از پایان نامه فوق جمع آوری مجموعه ای از آزمایشات به منظور فراهم آوردن شرایط خوردگی در در نمونه های SFRC بود. در این پژوهش حدوداً ۸۰ نمونه مورد آزمایش قرار گرفت. سه گروه آزمایش طبقه بندی شدند: آزمایش اول در رابطه با بررسی خوردگی روی مسلح به الیاف فولادی اشاره دارد، آزمایش دوم اثر استفاده از الیاف فولادی خورده شده در نمونه های ساخته شده بررسی می کند، و دسته سوم به اثر خوردگی روی رفتار الباف تک به هنگام بیرون کشیده شدن از ماتریس بتنی است. اثر خوردگی با اندازه گیری چند پارامتر بررسی شد: خواص مکانیکی کامپوزیت در خمش، فشار، و میزان انرژی جذب شده توسط نمونه، ارزیابی میزان سطح خورده شده الیاف، و اندازه گیری مینیمم قطر الیاف بعد از مدت زمان های مربوط به عمل آوری. نتایج همه ی آزمایشات حاکی نشان داد که بعد از اینکه یک دوره مشخص از خوردگی اتفاق می افتد، با افزایش طول خوردگی مقاومت و سختی کاهش می یابد. برای سطح معین از درجه خوردگی یا به عبارتی گذراندن مدت زمان معلوم از دوره عمل آوری کاهش سختی از میزان کاهش مقاومت بالاتر است. [۱۰]

در شکل ۲-۲ نمونه ای از خسارات وارده به اعضا و المان های بتنی در اثر خوردگی را مشاهده می کنید.

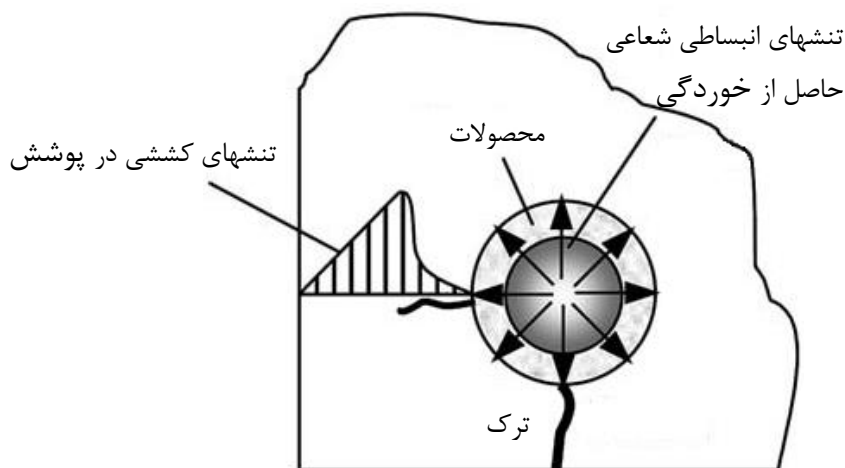


شکل ۲-۲: خسارت وارده به اعضای بتنی ناشی از خوردگی [۱۱]

### ۳-۲- مکانیزم های خوردگی فولاد در بتن

خوردگی فولاد (میلگرد) در بتن یک فرآیند پیشرونده است که به دلیل انتقال یون های آهن از فولاد اتفاق می افتد. انتقال یونها به وسیله واکنش الکتروشیمیایی و حل شدن یونهای  $Fe^{2+}$  در محلول منفذی بتن انجام می شود. حل شدن این یون ها، در حجم محدود محلول آبی منافذ بتن اطراف فولاد رخ می دهد و در نتیجه آن وزن فولاد کاهش یافته و در نتیجه سطح مقطع میلگرد نیز کاهش می یابد.

اگر فولادی که دچار خوردگی شده، بخشی از یک سازه بتن آرمه باشد، تحمل تنش توسط سطح مقطع باقی مانده صورت می‌گیرد که این موضوع موجب افزایش تنش در این سطح مقطع می‌گردد. در سطوح شدید خوردگی چنین افزایشی ممکن است ایمنی سازه را به خطر اندازد، یا حتی ممکن است به انهدام آن بینجامد. یونهای آهن حل شده در محلول آبی منافذ بتن با یونهای هیدروکسید (OH) و مولکولهای اکسیژن (O<sub>2</sub>) واکنش انجام می‌دهند که محصولات متنوعی را به صورت جامد به وجود می‌آورند. این محصولات خوردگی در یک مکان محدود در بتن اطراف میلگردها به جا می‌ماند. ایجاد این محصولات در یک مکان محدود ایجاد فشارهای انبساطی می‌کند. این فشار داخلی باعث ایجاد تنشهای کششی محیطی در اطراف میلگرد شده و به نوبه خود باعث ایجاد ترک خوردگی در پوشش بتنی در راستای آرماتور یا پوسته شدن و ترکیدن لایه‌ای از پوشش بتنی می‌گردد (شکل ۲-۳).



شکل ۲-۳- تأثیرات خوردگی در اطراف آرماتور [۱]

## ۲-۴- واکنشهای خوردگی

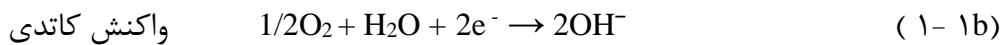
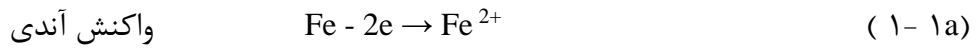
خوردگی فولاد در بتن یک فرآیند الکتروشیمیایی است که در آن واکنشهایی باعث ایجاد جریان الکتریکی می‌شوند، در واقع فرآیندهای شیمیایی و الکتریکی به هم وابسته می‌باشند. برای بررسی شرایط خوردگی فولاد در بتن، باید با مفاهیم مهم هر دو واکنش شیمیایی و فرآیندهای الکتریکی آن آشنا شویم. برای اینکه بتوان یک سازه بتن مسلح را طراحی کرد داشتن چنین اطلاعاتی در راستای کاهش مشکلات ناشی از خوردگی میلگردها در سازه ضروری می‌باشد.

فرآیند خوردگی، در دو محل مجزا ولی وابسته به هم رخ می‌دهد، واکنشهای شیمیایی به‌طور همزمان در دو محل مختلف هرچند نزدیک به هم در سطح آرماتور انجام می‌شود. مطابق شکل ۴-۲، جریان

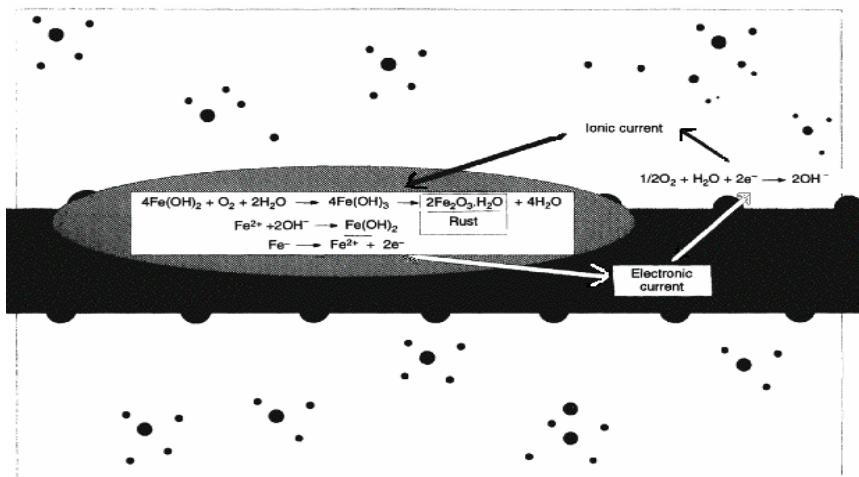
الکتریکی باید به صورت یک حلقه بسته بین دو محل جریان داشته باشد تا واکنشها بتوانند به پیشرفت خود ادامه دهند. این فرایند شبیه فرآیندی رخ داده در یک باتری خشک است که بدین صورت تولید الکتریسیته می‌کند.

برای اینکه خوردگی میلگردها اتفاق بیفتد لازم است دو واکنش شیمیایی که به واکنش‌های آندیک و کاتدیک موسومند اتفاق بیفتد. مناطقی از فولاد که این واکنش‌ها در آن مناطق اتفاق می‌افتد، مناطق آندیک و کاتدیک یا به عبارتی آند و کاتد نامیده می‌شوند.

این دو واکنش عبارتند از:



جریان خوردگی در واقع جابه‌جایی متقابل یونی در محلول منافذ بتن می‌باشد که در آن الکترون‌هایی که بر اثر واکنش آندیک به وجود می‌آیند به نواحی کاتدیک جریان پیدا کرده و در نواحی کاتدیک مصرف می‌شوند. لازمه فرآیند خوردگی ایجاد چنین جریانی است و در صورت قطع این جریان فرآیند خوردگی نیز متوقف می‌شود.



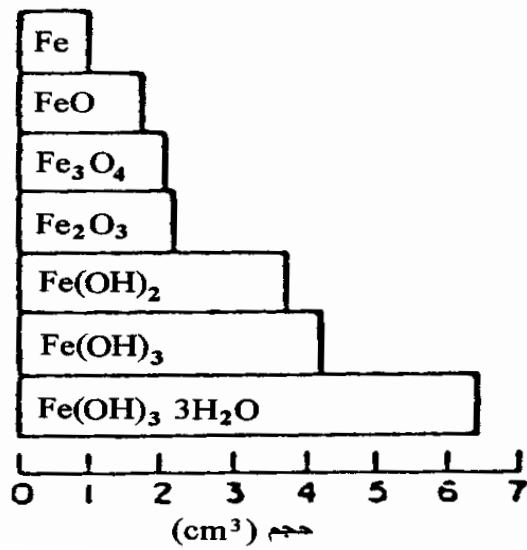
شکل ۲-۴- فرآیند خوردگی در سطح فولاد [۱۲]

در این فرآیند، خوردگی فلز در نواحی آندی اتفاق می‌افتد. همانطور که در واکنش ( ۱- ۱a ) مشاهده می‌شود اتم‌های آهن به یونهای  $Fe^{2+}$  یونیزه می‌شوند. این یون‌ها در محلول منافذ بتن حل شده و

الکترونیایی در سطح فولاد به جا می‌گذارند که بر اثر آن، پتانسیل الکتریکی افزایش می‌یابد. سپس، این الکترونها در طول میلگرد جریان پیدا می‌کنند و به کاتد می‌روند و در آنجا مطابق واکنش (b) ۱-۱ به مصرف می‌رسند و بنابراین، ادامه فرآیند خوردگی وابسته به تعداد الکترونیایی است که در ناحیه آندی تولید می‌شود، بنابراین به ازای هر مولکول اکسیژن حل شده در ناحیه کاتدی دو اتم آهن باید یونیزه شود. تا زمانی که واکنش کاتدی فعال بوده و الکترون‌های تولید شده در ناحیه آندی مصرف کردند فرآیند حل شدن فلز مطابق واکنش (a) ۱-۱ ادامه می‌یابد. بنابراین فرآیند خوردگی در صورت نبود اکسیژن و آب در ناحیه کاتدی، ادامه نخواهد یافت.

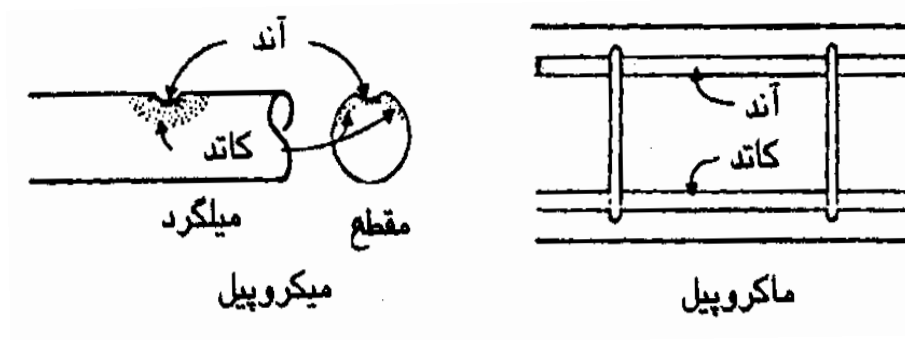
فرآیند الکتروشیمیایی خوردگی در شکل ۲-۴ به صورت مسیر جریان در یک حلقه بسته نشان داده شده است. در نتیجه حرکت الکترون‌ها از آند به کاتد جریان الکتریکی در داخل میلگرد فولادی ایجاد می‌گردد. به صورت همزمان در اثر حرکت یون‌های دارای بار در اطراف میلگرد یک جریان یونی از داخل محلول منافذ بتن به وجود می‌آید. این جریان شامل حرکت یون‌های هیدروکسید (بار منفی) از کاتد به آند و همچنین حرکت یون‌های آهن (بار مثبت) از آند به کاتد است. آب داخل منافذ بتن، یک محلول رقیق قلیایی و حاوی هیدروکسید کلسیم است که حرکت یون‌ها به وسیله این محلول انجام می‌گیرد. اگر منافذ خشک شود و یا بتن متراکم گردد به صورتی که منافذ آن به هم ارتباطی نداشته باشند، جریان یونی به سستی انجام شده و در نتیجه فرآیند کاهش یافته یا متوقف می‌گردد.

از لحاظ الکتریکی این فرآیند را می‌توان به این صورت بیان کرد، که اگر مقاومت الکتریکی در بتن یعنی مقاومت در برابر جریان یونها در بتن زیاد باشد، شدت جریانی که بر اثر حرکت یونها ایجاد می‌شود کاهش پیدا کرده و واکنش‌های آندی و کاتدی به سستی انجام می‌گیرد و در نتیجه سرعت خوردگی کاهش پیدا می‌کند. آخرین مرحله در فرآیند خوردگی به این صورت است که، با حرکت یون‌های  $Fe^{2+}$  و  $OH^-$  به طرف یکدیگر، هیدروکسید آهن  $Fe(OH)_2$  تشکیل می‌شود که در گام بعدی با یون‌های هیدروکسید و اکسیژن ترکیب می‌شود و  $Fe(OH)_3$  که همان زنگ آهن که ماده ای غیر محلول می باشد را تشکیل می‌دهد. زنگ آهن بسته به نوع واکنش رخ داده به دو صورت قرمز و سیاه رنگ مشاهده می‌گردد،  $Fe_2O_3$  زنگ قرمز و  $Fe_3O_4$  زنگ سیاه رنگ می‌باشد. هیچکدام از این دو لزوماً در ناحیه آندی رسوب نمی‌کنند چرا که زنگ محصول شیمیایی فرآیند خوردگی بوده و اغلب در مکانی غیر از محلی که خوردگی فلز اتفاق افتاده تجمع می‌کند. قدرت انبساط و تخریب محصولات خوردگی بسته به نوع فرآورده متغیر است در شکل ۲-۵ می‌توان نسبت حجم و قدرت تخریب محصولات مختلف خوردگی را مشاهده کرد [۱۳و۱۴].



شکل ۲-۵- نسبت حجم محصولات خوردگی

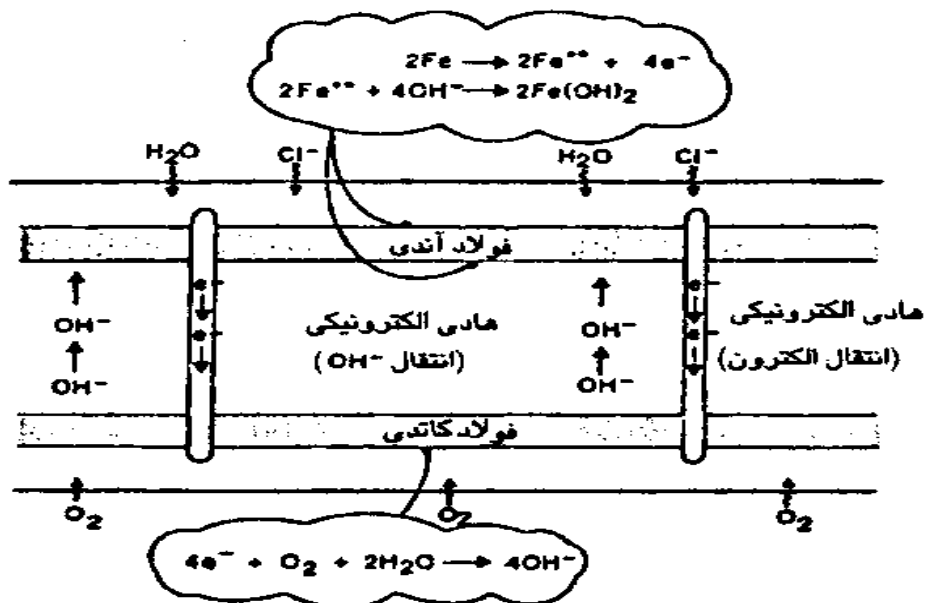
معمولا در اعضای یک سازه بتن آرمه، دو نوع خوردگی میکروپیل<sup>۱</sup> و ماکروپیل<sup>۲</sup> ممکن است ایجاد گردد. در خوردگی میکروپیل، آندها و کاتدها در طول یک میلگرد و نزدیک به یکدیگر تشکیل می‌شود. ماکروپیل در مواردی تشکیل می‌گردد که آند و کاتد در فاصله زیادی از یکدیگر قرار دارند. مثلا دو عدد میلگرد که توسط خاموت که مانند یک رابط الکتریکی عمل می‌کند به یکدیگر اتصال می‌یابند. در نتیجه یکی از میلگردها در نقش آند و دیگری کاتد را تشکیل می‌دهد [۱۷ و ۱۶ و ۱۵].



شکل ۲-۶- خوردگی میکروپیل و ماکروپیل [۱]

۱. Microcell  
۲. Macrocell





شکل ۲-۷- جزئیات فرآیند خوردگی در ماکروپیل [۱]

در صورتی نواحی آنودی و کاتدی در سطح فولاد ایجاد می‌گردد که یا ترکیب بتن از محلی به محل دیگر تغییر کند و یا تنش‌های موضعی و یا اختلاف تنش در نواحی مختلف فولاد به وجود آمده باشد و یا مناطق مختلف از نظر شرایط محیطی، رطوبتی و مقدار کلر متفاوت باشند. در چنین شرایطی بعضی از نقاط از نظر شیمیایی فعال‌تر از نقاط دیگر خواهند بود و همین نقاط نواحی آنودی و کاتدی را ایجاد می‌کنند. اختلاف در فعالیت‌های شیمیایی از محلی به محل دیگر باعث ایجاد اختلاف در پتانسیل الکتریکی می‌شود که این اختلاف پتانسیل الکتریکی باعث شروع واکنش‌های خوردگی می‌شود.

## ۲-۵- عوامل مؤثر بر خوردگی

مهم‌ترین عوامل تخریب لایه محافظ آرماتورها در بتن، کربناته شدن بتن و نفوذ یون کلر می‌باشد، ولی برای ادامه یافتن روند خوردگی علاوه بر موارد فوق لازم است که شرایط محیطی، مانند اکسیژن و رطوبت نیز فراهم باشد. حداکثر میزان فعالیت خوردگی معمولاً در رطوبت نسبی ۷۰ تا ۸۰ درصد به می‌باشد و در رطوبت‌های بالا مانند شرایط زیر آب، از آنجا که نفوذ اکسیژن به حداقل کاهش می‌یابد، از فعالیت خوردگی کاسته شده و حتی ممکن است متوقف شود [۱۸ و ۱۳].

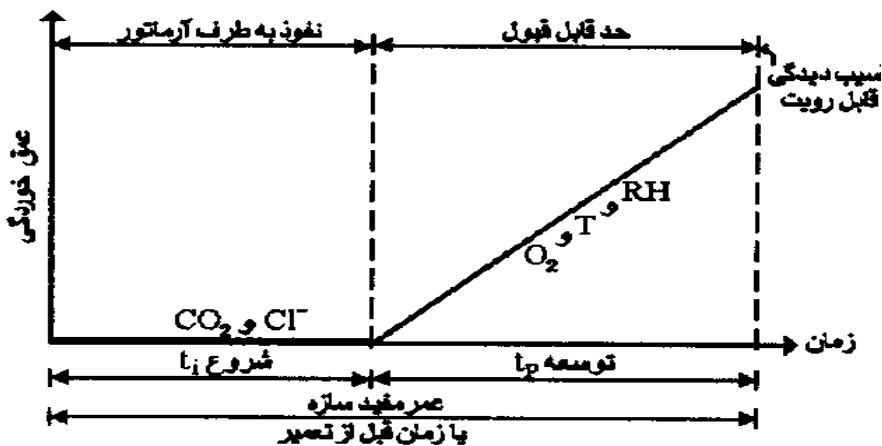
به‌طور کلی عمر مفید سازه‌های بتن مسلح که در معرض خوردگی می‌لگردد قرار دارند در مدل ارائه شده توسط tuutti [۱۹] به دو بخش شروع<sup>۱</sup> و توسعه<sup>۲</sup> تقسیم می‌شود (شکل ۲-۷).

$$t_i = t_i + t_p$$

$$(1-1)$$

۱. Initiation

2. Propagation



شکل ۲-۸- مدل عمر مفید توتی [۱۹]

زمانی که عوامل مهاجم ( $CO_2$  و  $Cl^-$ ) به سطح مشترک بتن و فولاد برسند و فرآیند خوردگی آغاز گردد را زمان شروع می‌نامند. مدت زمانی که خوردگی توسعه پیدا می‌کند و آسیب مشاهده و سازه نیاز به تعمیر پیدا می‌کند زمان توسعه می‌باشد. بنابراین تنها در صورتی در حضور عوامل مهاجم  $CO_2$  و  $Cl^-$  خوردگی توسعه می‌یابد که رطوبت و اکسیژن در پوشش بتن وجود داشته باشد.

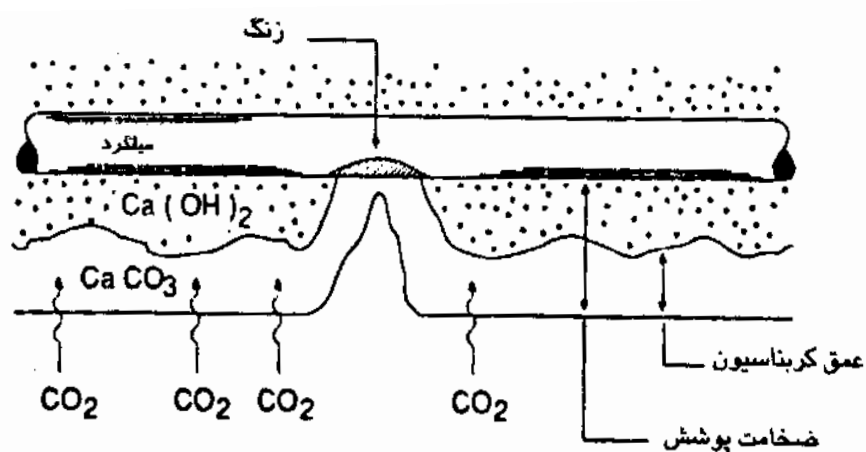
## ۲-۶- کربناته شدن بتن<sup>۱</sup>

در هوای معمولی ۰/۰۳ درصد گاز دی‌اکسید کربن ( $CO_2$ ) وجود دارد. در صورت نفوذ  $CO_2$  به داخل بتن، بین هیدروکسید موجود در بتن و  $CO_2$  واکنش شیمیایی انجام می‌گیرد و کربنات تشکیل می‌شود:



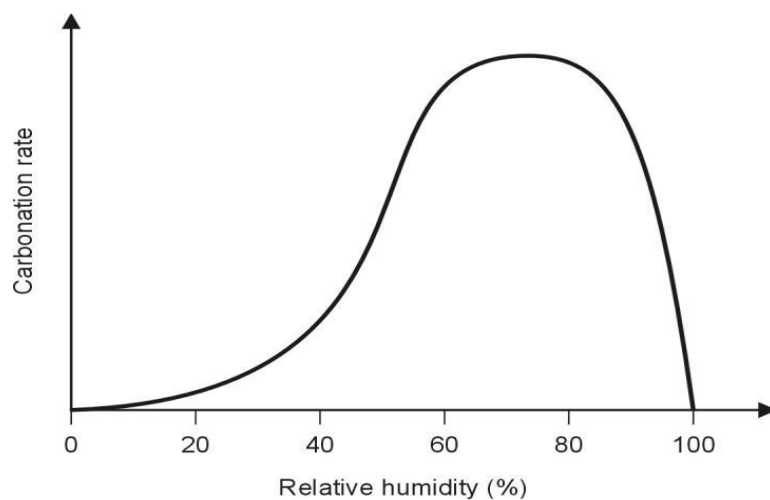
کربنات کلاسیم باعث کاهش pH بتن گردیده و لایه محافظ فولاد را تخریب می‌کند (شکل ۲-۹)، از آنجا که لایه محافظ فقط در محیط قلیایی ثابت دارد، اگر رطوبت و اکسیژن در وجه مشترک بین بتن و میلگرد موجود باشد، خوردگی آغاز می‌گردد. معمولاً خوردگی ناشی از کربناسیون از نوع یکنواخت می‌باشد. به عبارت دیگر، قطر در تمام طول میلگرد در قسمت‌هایی که بتن کربناته شده است به صورت تقریباً یکنواخت کاهش می‌یابد [۲۰].

<sup>۱</sup>. Carbonation



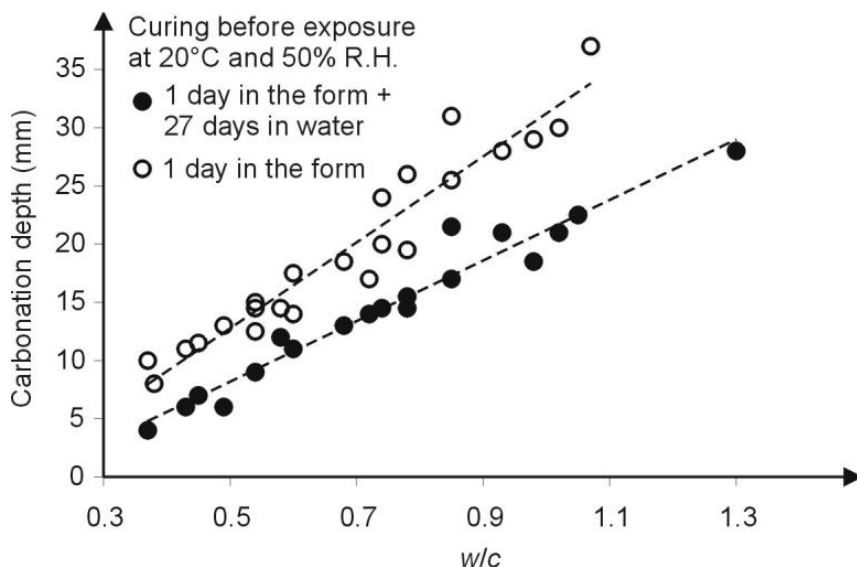
شکل ۲-۹- روند کربناسیون

عوامل مؤثر بر سرعت کربناسیون که مربوط به شرایط جوی می‌باشد رطوبت، دما، غلظت دی اکسید کربن می‌باشد و مهم‌ترین عواملی که مربوط به کیفیت بتن می‌شود، خاصیت قلیائی و نفوذ پذیری بتن می‌باشد. منحنی شکل ۲-۱۰ رابطه سرعت کربناسیون و رطوبت نسبی هوا را نمایش می‌دهد.



شکل ۲-۱۰- رابطه سرعت کربناسیون و رطوبت نسبی هوا [۲۱]

منحنی شکل ۲-۱۱ تأثیر نسبت آب به سیمان بتن را در عمق کربناسیون نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌گردد نسبت آب به سیمان بالاتر باعث افزایش نفوذپذیری بتن گردیده و در نتیجه آن عمق کربناسیون را نیز بیشتر می‌نماید.



شکل ۲-۱۱- تأثیر نسبت آب به سیمان در عمق کربناسیون [۲۲]

## ۲-۷- اثر کلر در خوردگی

مهمترین عامل شناخته شده تاکنون در خصوص خوردگی فولاد در سازه‌های بتن مسلح، وجود یون‌های کلر در بتن است. یون‌های کلر از طریق آلوده بودن مصالح بتن مثل سنگدانه‌ها و آب مخلوط به کلر سبب مهیا شدن محیط آرماتور برای فرآیند خوردگی می‌گردد و یا اینکه یون‌های کلر از فضای خارج به داخل بتن نفوذ می‌کنند [۲۳ و ۲۴].

نفوذ یون کلر از خارج یکی از عوامل اصلی تخریب سازه‌های بتن آرمه و ایجاد خوردگی است. به عنوان مثال سازه‌هایی که در معرض آب دریا یا نمک‌های یخ‌زدا قرار دارند و یا آب‌های شور زیر زمینی که با بتن در تماس‌اند منبع دیگر ورود کلریدها محسوب می‌شوند.

بدون توجه به منبع خارجی تامین کننده، یون کلرید از سه طریق نفوذ آب حاوی کلرید تحت فشار هیدرواستاتیک، یون کلرید در اثر اختلاف غلظت آن در قسمت‌های مختلف بتن پوشش و یا جذب موئینه در اثر خشک و تر شدن بتن پوشش، به داخل بتن وارد می‌شود، بتنی که دائماً در آب حاوی کلر غوطه‌ور باشد، ممکن است کلر وارد شده به بتن در حد قابل توجهی باشد اما به دلیل نبود اکسیژن در کاتد، خوردگی شدیدی اتفاق نخواهد افتاد.

سرعت ورود یون کلرید در بتنی که در معرض دوره‌های تر و خشک با آب دریا قرار می‌گیرد، افزایش می‌یابد [۵].

نظریه‌های متفاوتی درباره نقش کلر در فرآیند خوردگی وجود دارد که بعضی از آنها به‌طور خلاصه به شرح زیر می‌باشد [۲۵].

- ۱- جذب یون‌های کلر توسط فولاد و خارج کردن یون‌های  $Fe^{+2}$  از سطح فولاد.
- ۲- تمایل بیشتر فولاد به جذب یون‌های کلر نسبت به جذب یون‌های انفعالی مانند هیدروکسیل (OH).
- ۳- نقش یون‌های کلر در فرآیند خوردگی به عنوان کاتالیزور.

۴- واکنش یون‌های کلر با فولاد و تشکیل ترکیب‌های محلول.

امروزه، نظریه ترکیب کلر با فولاد بیشتر مورد قبول است. در نتیجه این واکنش، اسید هیدروکلریک تشکیل می‌گردد ولی این اسید پایدار نبوده و مجدداً به کلر تبدیل می‌شود [۱۸]:



$\text{H}^+$  واکنش کاتدی همانند موقعی است که کلر موجود نبود:

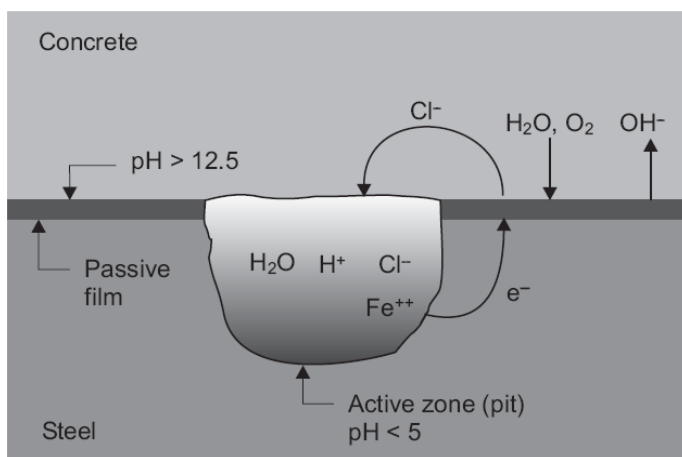


حتی در صورت زیاد بودن مقدار pH بتن نیز، یون‌های کلر می‌توانند لایه محافظ فولاد را تخریب کنند. در نقاطی از سطح فولاد که حمله کلر در آن نقاط صورت گرفته، خوردگی حفره‌ای<sup>۱</sup> ایجاد می‌گردد (شکل ۲-۱۲). به عبارت دیگر چنانچه نسبت غلظت یون کلرید به غلظت یون هیدروکسیل در داخل منافذ بتن از حد بحرانی بگذرد و اکسیژن نیز به مقدار کافی برای ایجاد واکنشهای کاتدی وجود داشته باشد، این نقاط آند هستند و بقیه سطح فولاد در نقش کاتد است. به دلیل سطح کوچک آندیک نسبت به سطح بزرگ کاتدیک، شدت خوردگی در محل آندیک، زیاد است. زیرا الکترون‌های ( $\text{e}^-$ ) تولید شده در محل آندیک سریعاً در سطح بزرگ کاتدیک استفاده شده و شرایط برای تجزیه و تولید بیشتر الکترون در ناحیه آندیک فراهم می‌گردد. به عبارت دیگر، جریان خوردگی در قسمت آندیک و کاتدیک باید مساوی باشد.

ممکن است تعداد زیادی حفره در کنار یکدیگر بر روی سطح فولاد تشکیل گردد و خوردگی یکنواخت را سبب شوند. در مواردی که بتن به کلر آلوده می‌گردد، تنها در صورتی خوردگی آغاز می‌شود و توسعه می‌یابد که اکسیژن و رطوبت به مقدار کافی در بتن موجود باشد. تمام یون‌های کلر در بتن به صورت آزاد باقی نمی‌مانند و تعدادی از یون‌ها با فرآورده‌های هیدراتاسیون سیمان پیوند فیزیکی و شیمیایی برقرار می‌کنند. آزمایش‌ها نشان می‌دهند مقدار کلریدهای پیوندی با وزن سیمان رابطه داشته و مستقل از نسبت آب به سیمان است. بنابراین، یون‌های کلر در بتن به سه حالت پیوند فیزیکی، شیمیایی و آزاد یافت می‌شوند.

---

<sup>۱</sup>. Pitting Corrosion



شکل ۲-۱۲- خوردگی حفره‌ای در اثر حمله یون کلر [۲۶]

## ۲-۷-۱- پیوند شیمیایی

آلومینات سه کلسیم ( $C_3A$ ) مهمترین فرآورده هیدراتاسیون است که قابل پیوند با یون‌های کلر می‌باشد. کلرور آلومینات کلسیم ( $C_3A.CaCl$ ) که نمک فریدل نامیده می‌شود، بر اثر ترکیب ( $C_3A$ ) و یون‌های کلراید تشکیل می‌گردد. بنابراین قسمتی از کلر موجود در بتن با  $C_3A$  پیوند شیمیایی برقرار می‌کند و کلرها به صورت غیر حلال و غیر فعال تبدیل می‌گردند. مطالعات نشان می‌دهد که در رقابت سولفات و کلرها در ایجاد پیوند با  $C_3A$ ، امکان ترکیب شدن سولفات با  $C_3A$  بالاتر می‌باشد. بنابراین، کلرهای پیوند یافته با  $C_3A$ ، آزاد می‌شوند. همچنین در صورت کربناته شدن بتن، نمک فریدل تجزیه می‌شود و کلرها به شکل آزاد تبدیل می‌شوند [۲۴]:

## ۲-۷-۲- پیوند فیزیکی

یونهای کلر بر سطح فرآورده‌های هیدراتاسیون جذب فیزیکی می‌شوند. بنابراین بخشی از یون‌های کلر به صورت فیزیکی پیوند می‌یابند.

## ۲-۷-۳- کلرهای آزاد

کلرهایی که پیوند نیافته‌اند، به شکل آزاد در بتن باقی می‌مانند. این کلرها در منافذ بتن وجود دارند و از دیدگاه خوردگی، کلرهای آزاد خطرناک‌اند. کلرهایی که پیوند یافته‌اند دیگر در فرآیند خوردگی نقشی ندارند. وضعیت یون‌های کلر در بتن در رابطه زیر نشان داده شده است:

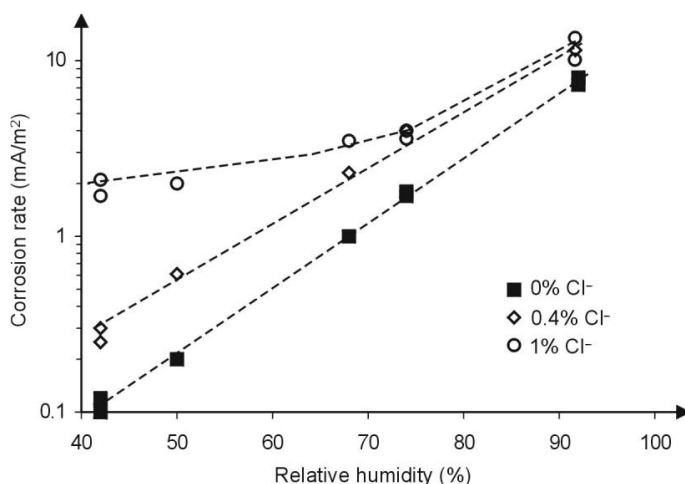
۱. Friedel's Salt

کلرهای آزاد + کلرهای پیوند یافته = کل مقدار کلر

مقدار کلرهای آزاد در تمام بتن یکسان نیست و تابع ساختار بتن و شرایط محیطی می‌باشد. از طرف دیگر، کربناسیون باعث می‌شود که کلرها از حالت پیوندی به حالت آزاد تبدیل شوند، هر چند مکانیزم آن تاکنون مشخص نگردیده است. بنابراین خوردگی بالاتر می‌رود. مطالعات انجام شده توسط Ho و Lewis نشان می‌دهد که غلظت یون کلرید حتی در جایی که دچار کربناسیون نشده و ۱۵ میلی‌متر با محل کربناسیون فاصله دارد افزایش می‌یابد [۲۷]. به علاوه، کربناتاسیون باعث کاهش pH در منافذ بتن می‌شود که در نتیجه آن ممکن است خوردگی شدیدی رخ دهد.

## ۲-۸- اثر توأم کربناسیون و کلراید در بتن

از آنجا که قلیائیت بتن کربناته کاهش یافته است آزمایش‌ها نشان می‌دهند که حتی حضور مقدار اندکی یون کلر در بتن کربناته نیز باعث بالا رفتن میزان خوردگی می‌شود. این وضعیت از خطرناک‌ترین حالات محسوب می‌شود، حتی اگر مقدار یون کلر در بتن به قدری کم باشد که به خودی خود در بالا بردن سطح خوردگی تأثیری نداشته باشد، وجود این مقدار کم ممکن است در اثر استفاده از مصالح آلوده در ساخت بتن مثل آب و یا سنگدانه‌ای که آلوده باشد و یا ممکن است در اثر نفوذ یون کلر از محیط خارج مانند آب دریا و یا عمل یخ زدائی به داخل بتن به وجود آمده باشد. در بسیاری از ساختمان‌های ساخته شده در سال‌های ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰ میلادی مخصوصاً در منطقه اروپای شمالی، از کلرید کلسیم در فصول سرما به عنوان زودگیر در ساخت بتن، استفاده می‌شده که منجر به ایجاد این پدیده گردیده است. شکل ۲-۱۳ سرعت خوردگی را در ملات کربناته شده در شرایط وجود و عدم وجود کلراید نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱۳- رابطه بین سرعت خوردگی و رطوبت نسبی هوا در ملات کربناته با حضور و عدم حضور کلراید [۲۸]

## ۹-۲- خرابی‌های ناشی از خوردگی و اثر آن بر رفتار سازه‌ای

مسئله خوردگی می‌تواند باعث آسیب‌هایی جدی بر سازه‌ها وارد بشود و به این دلیل از اهمیت خاصی برخوردار است. این آسیب‌ها می‌تواند آسیب سازه‌ای و یا غیر سازه‌ای باشد که آسیب‌های سازه‌ای از اهمیت بیشتری برخوردارند چرا که این آسیب‌ها سبب کاهش ضریب اطمینان سازه در مقابل بارهای وارده می‌شود.

آسیب‌های غیرسازه‌ای مانند بدنما شدن سطح بتن به علت ترک خوردگی و قهوه‌ای شدن آن و همچنین ایجاد ترک و متورم شدن در نازک کاری ساختمان می‌باشد که در ساختمان‌های معمولی از اهمیت چندانی برخوردار نمی‌باشد.

خرابی‌های سازه‌ای به دو دسته تقسیم می‌شوند:

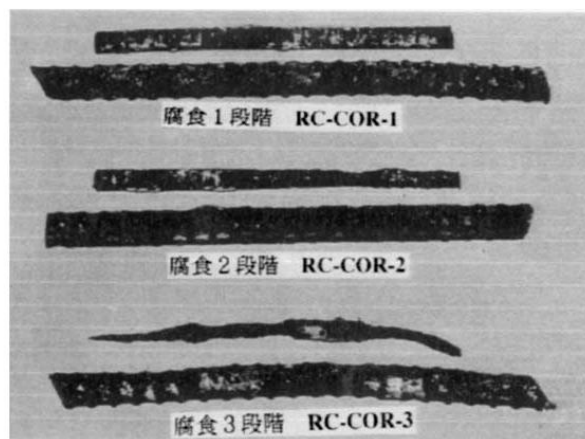
- مستقیم

- غیر مستقیم

## ۹-۲-۱- خرابی‌های سازه‌ای مستقیم

خرابی‌های سازه‌ای مستقیم باعث کاهش سطح مقطع آرماتور و تغییر در مشخصات مکانیکی فولاد می‌گردند.

کاهش سطح مقطع آرماتور واضح‌ترین آسیبی است که بر اثر خوردگی در سازه‌های بتن مسلح ایجاد می‌شود. اگر سطح مقطع آرماتور کاهش یابد، تنش موجود در آرماتور افزایش یافته و از آنجا که مطابق تعریف، ضریب اطمینان برابر است با نسبت تنش‌های قابل تحمل به تنش‌های موجود در سازه، لذا با افزایش میزان تنش در آرماتور ضریب اطمینان سازه کاهش پیدا کرده و در صورتی که ضریب اطمینان سازه کم باشد احتمال فروریختگی سازه وجود دارد (شکل ۲-۱۴)



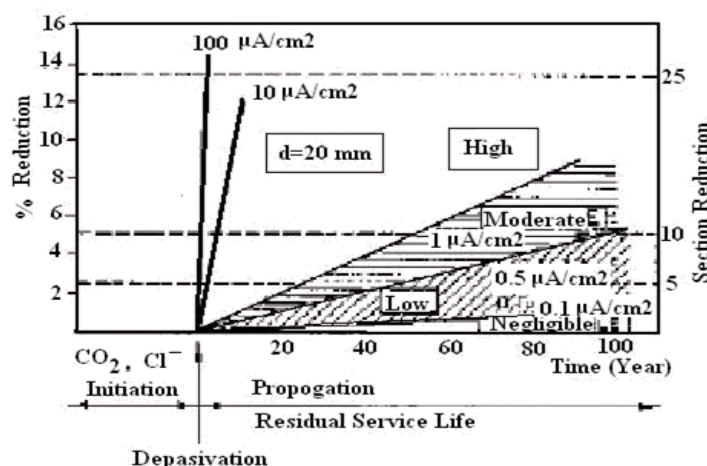


شکل ۲-۱۴- کاهش شدید در قطر آرماتور [۲۹]

اطلاعات زیادی در زمینه تاثیر خوردگی در میزان کاهش قطر و سطح مقطع آرماتور وجود ندارد ولی از نتایج آزمایش‌های انجام شده می‌توان اذعان داشت که سرعت خوردگی آرماتور در بتن در حدود ۵۰ میکرومتر در سال می‌باشد [۱۸]. این نشان می‌دهد که دانسیته جریان خوردگی معمولاً کمتر از ۱۰ میکروآمپر بر سانتیمتر مربع است.

$$i_{corr} = 1 \mu A/cm^2 \rightarrow Corrosion - Depth = 12 \mu m/year \quad (1-7)$$

شکل ۲-۱۵ میزان ریسک خوردگی با توجه به کاهش سطح مقطع آرماتور را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱۵- میزان ریسک خوردگی با توجه به کاهش سطح مقطع آرماتور [۲۶]

مشخصات مکانیکی فولاد شامل حد تسلیم و کرنش نهایی در اثر خوردگی دچار تغییر شده و باعث می‌شود فولاد تردتر شود. به‌ویژه در حالتی که آرماتور تحت تنش‌های بالایی قرار داشته و محیط اطراف آرماتور اسیدی باشد به علت پدیده ترد شدگی هیدروژنی رفتار فولاد به شدت ترد شده و بدون آنکه تسلیم شود گسیخته می‌شود. ترد شدگی هیدروژنی<sup>۱</sup> به علت نفوذ اتم هیدروژن در نواحی پر تنش فولاد و تغییر در کریستالهای فولاد رخ می‌دهد. این نوع آسیب بیشتر در سازه‌های بتنی پیش تنیده حاد بوده و باعث شکست‌های ترد در این سازه‌ها می‌گردد.

## ۲-۱۰- خرابی‌های سازه‌ای غیر مستقیم

این خرابی‌ها شامل ترک خوردگی پوشش بتن و کاهش مقاومت پیوستگی می‌باشند که از آن‌جا که عوامل مختلفی بر این موضوع تاثیرگذار است، تخمین خرابی و میزان تاثیر آن بر رفتار سازه دشوار

<sup>۱</sup>. Hydrogen Embrittlement

است. ترک خوردن پوشش بتنی<sup>۱</sup> یکی از آسیب‌های بسیار جدی است چرا که با ترک خوردن و از بین رفتن پوشش بتنی تنها مانع نفوذ یون‌های مهاجم در برابر تماس آنها با سطح آرماتور از بین می‌رود و سرعت خوردگی تا ۱۰ برابر افزایش پیدا می‌کند. با تجمع محصولات خوردگی در اطراف میلگرد و افزایش حجم آنها، در بتن اطراف تنش کششی رخ می‌دهد و پوشش بتنی دچار ترک خوردگی می‌شود (شکل ۲-۱۶).

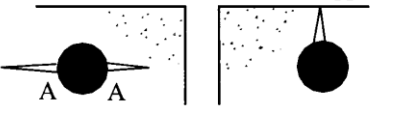
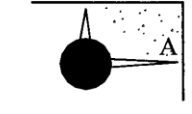
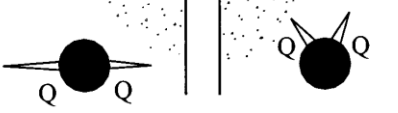

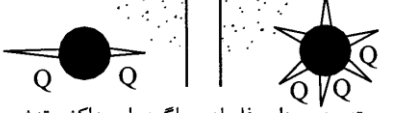



شکل ۲-۱۶- خورده شدن آرماتورها باعث کنده شدن پوشش بتنی شده است. [۱]

ترک‌ها ممکن است به صورت طولی رخ دهند و یا اینکه با ورقه ورقه شدن پوشش مشخص شوند. این موضوع به مقاومت بتن پوشش و مکان قرار گرفتن میلگردها و نسبت ضخامت پوشش به قطر میلگرد بستگی دارد (شکل ۲-۱۷) [۲۶].

به نظر می‌رسد که تشکیل ترک‌ها در بتن پوشش آرماتور با تشکیل محصولات خوردگی به ضخامت 0.1-0.2 mm در اطراف آرماتور ارتباط دارد [۳۰]. از آنجا که این مقادیر در مقایسه با قطر آرماتورهای معمولی ناچیز می‌باشد می‌توان نتیجه گرفت که در موقع ظاهر شدن ترکها ظرفیت باربری آرماتورها کاهش قابل توجهی نداشته باشد، لذا اولین خسارات مهم قابل مشاهده، ترک خوردگی بتن پوشش است [۳۱]. البته اگر در این مرحله تمهیدات تعمیراتی لازم اجرا نگردد باعث تسریع در روند خوردگی میلگرد گردیده و منجر به کاهش شدید سطح مقطع میلگرد و به خطر افتادن ایستایی سازه می‌شود.

<sup>۱</sup>. Cover Cracking

آرماتور در دالهای تخت	آرماتور گوشه تیر و ستون	
 <p data-bbox="371 421 770 481">بسته به میزان فاصله میلگردها حداکثر تنش ممکن است در A اتفاق بیافتد.</p>	 <p data-bbox="802 421 994 481">حداکثر تنش در نقطه A برای میلگرد تک</p>	$C \leq 0.5D$
 <p data-bbox="371 633 770 694">بسته به میزان فاصله میلگردها حداکثر تنش ممکن است در Q اتفاق بیافتد.</p>	 <p data-bbox="802 633 994 694">حداکثر تنش در نقطه Q برای میلگرد تک</p>	$C = 0.5-1.5D$
 <p data-bbox="371 846 770 907">بسته به میزان فاصله میلگردها حداکثر تنش ممکن است در Q اتفاق بیافتد.</p>	 <p data-bbox="802 846 994 907">حداکثر تنش در نقطه Q برای میلگرد تک</p>	$C \geq 1.5D$

شکل ۲-۱۷- توصیف شماتیک انواع خسارات وارده به بتن پوشش بر اثر خوردگی فولاد به صورت تابعی از موقعیت فولاد و نسبت ضخامت بتن پوشش به قطر آرماتور [۵]

یکی از مهمترین آسیبهای ناشی از خوردگی ترک خوردگی پوشش می باشد و عموماً ترک خوردن پوشش به عنوان پایان عمر مفید سازه ها در نظر گرفته می شود. بنابراین تخمین مدت زمان ترک خوردن پوشش می تواند نکته ی موثری در تعیین عمر مفید سازه ها برای طراحی بر اساس دوام باشد. از نتایج پژوهش های اخیر مشخص شده است که عوامل موثر بر زمان ترک خوردن پوشش، نسبت ضخامت پوشش به قطر آرماتور، قطر آرماتور، مقاومت کششی بتن، دانسیته جریان خوردگی، موقعیت قرارگیری آرماتور و حداکثر اندازه سنگدانه ها در بتن می باشد.

کاهش مقاومت پیوستگی<sup>۱</sup> بتن و آرماتور در درصد خوردگی های بالا کاملاً مشخص بوده و باعث افزایش خیز<sup>۲</sup> و تغییر شکل اعضای سازه ای شده و در نتیجه خدمت پذیری<sup>۳</sup> و کارایی سازه را با مشکل مواجه می کند [۵].

## ۲-۱۱- تاثیر عمل آوری بتن در خوردگی

یکی از مسائل مهم در تکنولوژی بتن نگهداری بتن می باشد. مطابق شکل ۲-۱۸ می توان اثر نگهداری و عمل آوری را در پروفیل یون کلرید در محیط های گرم دریایی مشاهده کرد. این شکل برای مدت زمان در معرض قرار گرفتن سازه بتنی برای مدت ۱ و ۵ سال و نسبت آب به سیمان ۰/۵ می باشد.

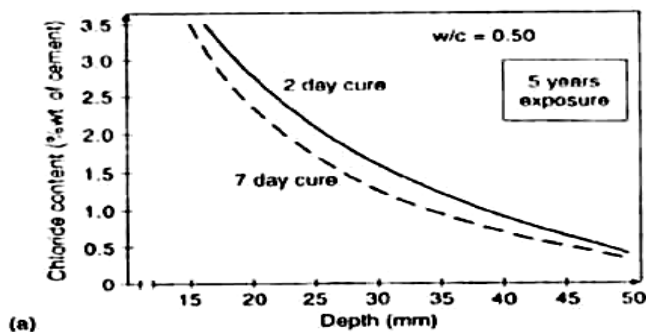
<sup>۱</sup>. Bond Strength

<sup>۲</sup>. Deflection

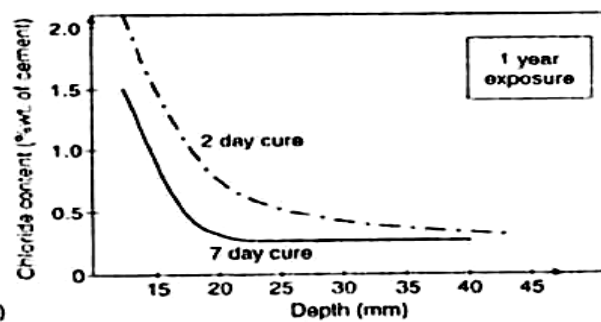
<sup>۳</sup>. Serviceability

مطابق شکل ۲-۱۸ مشخص می شود که تاثیر عمل آوری در مدت در معرض قرار گرفتن ۱ سال بیشتر می باشد.

همچنین تاثیر میزان عمل آوری بتن در بتن های با سیمان مخلوط بسیار بیشتر می باشد. مثلا در بتن حاوی خاکستر بادی عمل آوری کم باعث افزایش شدید در میزان یون کلرید شده است. در شکل ۱۹-۲ اثر کوتاه مدت عمل آوری در میزان یون کلر بتن با و بدون خاکستر بادی (۲۵ درصد وزن سیمان) بعد از یکسال قرار گرفتن در معرض شرایط دریایی گرم آمده است.

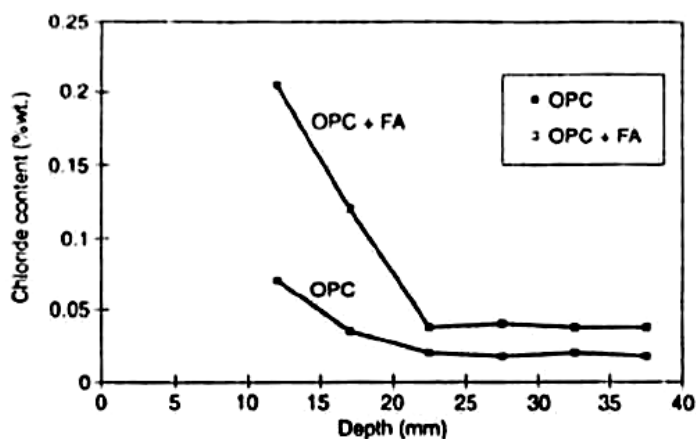


(a)



(b)

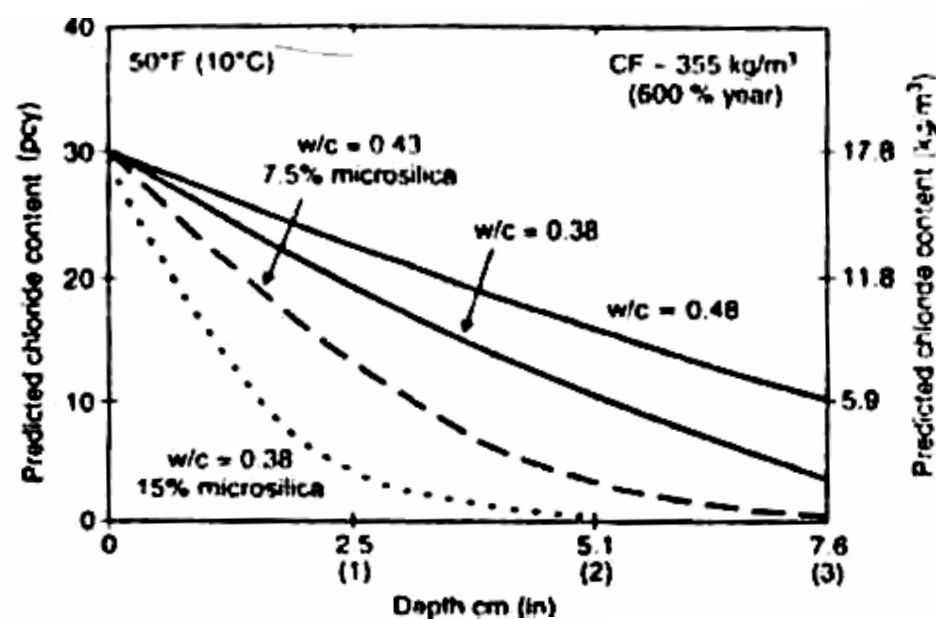
شکل ۲-۱۸- تاثیر عمل آوری بتن در ضریب نفوذپذیری یون کلر [۳۲و۳۳]



شکل ۲-۱۹- تاثیر عمل آوری بتن در میزان یون کلر در دو نوع بتن [۳۳]

## ۱۲-۲- استفاده از بتن با کیفیت بالا

استفاده از بتن با کیفیت بالا روش بسیار موثری جهت کنترل خوردگی می‌باشد. مطابق آئین نامه‌ها حداقل شرایطی که در مورد کیفیت بتن باید رعایت شود این است که در سازه‌های موجود در شرایط محیطی خورنده که عمر مفید مورد انتظار برای آنها بیشتر از ۴۰ سال باشد از بتنی با نسبت آب به سیمان بالاتر از ۰/۴۵ و ضخامت پوشش کمتر از ۳۸ میلیمتر استفاده شود و مقادیر کمتر از این مجاز نمی‌باشد. بنابراین می‌توان با استفاده از فوق روان کننده‌ها، بتن‌های با عیار سیمان بالاتر از ۴۵۰ کیلوگرم در متر مکعب و یا استفاده از افزودنی‌هایی مانند میکروسیلیس و سرباره عمر سازه‌ها را افزایش داد. (شکل ۲-۲۰)

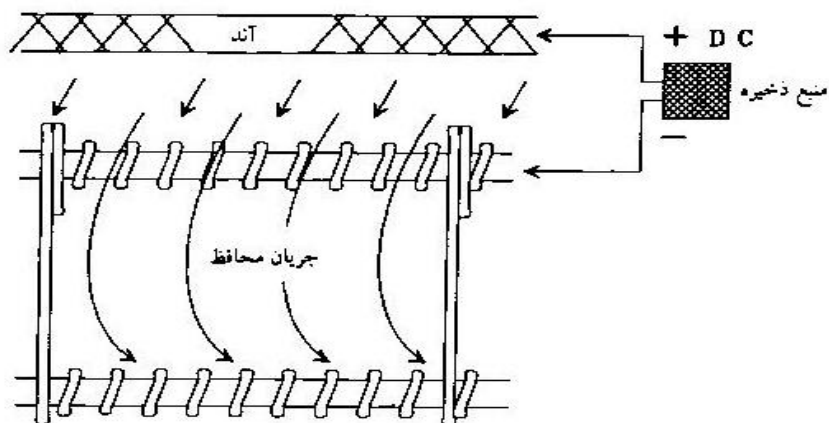


شکل ۲-۲۰- تاثیر نسبت آب به سیمان و میکروسیلیس در پروفیل یون کلر [۳۴]

اما رعایت این حداقل‌های آئین نامه‌ای برای اطمینان از دوام و سرویس‌دهی درازمدت سازه‌هایی که در محیط‌های خورنده شدید قرار دارند کافی نیست. در سازه‌های دریایی که در معرض موج‌ها و اصابت و نفوذ آب دریا قرار دارند و یا پایه پل‌ها و پارکینگ‌ها که در معرض نمک‌هایی که برای یخ زدایی استفاده می‌شوند قرار دارند، خوردگی شدید رخ می‌دهد. لذا استفاده از بتن با کیفیت بالا نخستین روش در کنترل خوردگی می‌باشد. در کنار این روش می‌توان از بازدارنده‌های شیمیایی، آندودهای روی در سطح میلگردها (گالوانیزه کردن)، رنگهای اپوکسی و پوشش‌های غشایی و پوستی نیز به‌عنوان روش‌های خاص کنترل خوردگی استفاده کرد.

## ۲-۱۳- حفاظت کاتدی

حفاظت کاتدی یک سیستم الکتریکی است که برای توقف خوردگی از طریق اعمال جریان الکتریکی در سطح فلز متاثر از خوردگی طراحی شده است. اساس حفاظت کاتدی این است که با برقراری جریان کافی در سطح فولاد از خروج یون‌ها از سطح فولاد جلوگیری به عمل آید. بنابراین فولاد به کاتدی نسبت به آندهای خارجی تبدیل می‌شود. تامین نیرو برای آند به شکل جریان مستقیم خیلی ملایمی از یکسوکننده‌ای انجام می‌شود که این یکسو کننده، به نوبه خود، به یک مولد اصلی وصل شده است. مکانیزم سیستم حفاظت کاتدی در شکل ۲-۲۱ آمده است. جریان از "یکسوکننده" به یک سری آند می‌رسد. آند می‌تواند هر یک از آلیاژهای فلز خاص، ترکیبات پلیمری صلب و رسانا که در کارگاه مخلوط می‌شوند و ترکیبات پلیمری قابل انعطاف تجاری باشد. اینها را آندهای اولیه می‌نامند. آندهای اولیه معمولاً با مواد رسانای الکتریکی مثل ملات، پوشش یا آسفالت رسانا به هم متصل می‌شوند. این ماده اخیر به عنوان آند ثانویه عمل می‌کند و با جریان از آندهای اولیه به تمام سطح عرشه باعث ایجاد جریان در بتن و میلگردها می‌شود. رسانایی با وارد کردن ذرات کربن یا فیبرهای کربنی نیکل پوش در مخلوط آسفالت یا اندود آن صورت می‌پذیرد. مدار الکتریکی هم با اتصال فولادها به ترمینال منفی یکسوکننده‌ها، تکمیل می‌شود. رمز موفقیت حفاظت کاتدی فولاد درون بتن، ایجاد شدت جریانی یکنواخت در میلگردها است. اگر شدت جریان خیلی کم باشد، خوردگی اتفاق می‌افتد و اگر خیلی زیاد باشد، به خرابی بتن در اطراف میلگردها منجر می‌شود. سیستم‌های حفاظت کاتدی معمولاً در حد توان‌های خیلی پایین عمل می‌کند. حفاظت فلزات "احاطه شده" در بتن معمولاً در پتانسیل حدوداً یک‌ولت (به صورت جریان مستقیم) صورت می‌پذیرد. حفاظت کاتدی در صورتیکه به درستی انجام شود می‌تواند به خوبی از خوردگی جلوگیری نموده و یا خوردگی را در سازه‌های خورده شده متوقف نماید.



شکل ۲-۲۱- مکانیزم سیستم حفاظت کاتدی [۳۵]

اولین گام در روند ترمیم، ارزیابی<sup>۱</sup> سازه از نظر علل خوردگی فولاد در بتن، مقدار آسیب دیدگی، پیشرفت آتی آسیب دیدگی، اثر آسیب دیدگی روی ایمنی سازه و سرویس دهی آن می باشد. پس از آنکه مشخص شد که عامل خرابی و آسیب سازه، خوردگی آرماتور می باشد بایستی با در نظر گرفتن هزینه، عملیاتی را که برای ادامه استفاده و بهره برداری از سازه ضروری است مشخص نمود. این عملیات ممکن است شامل تعمیرات اساسی، تعویض بعضی از قسمت‌ها و اعضاء سازه، تعمیرات موضعی و بخیه نمودن اعضاء و در نظر گرفتن تمهیدات لازم جهت ممانعت از پیشرفت خوردگی می باشد. در هر حال پس از تصمیم به تعمیر و بهسازی سازه، با در نظر گرفتن نوع سازه و میزان خسارت، روش‌های متعددی برای تعمیر و بهسازی این سازه ها وجود دارد [۵].

## ۲-۱۴- روش‌های ترمیم سازه‌های آسیب دیده از خوردگی و کاربرد الیاف در مقاوم سازی اعضاء بتن مسلح

بسته به میزان و نوع آسیب می توان از روش‌های مختلفی برای ترمیم سازه‌های آسیب دیده ناشی از خوردگی استفاده نمود.

از میلگردها و الیاف فلزی و پلیمری به صورت گسترده‌ای برای افزایش ظرفیت برشی تیرها در صنعت ساختمان استفاده می شود. کاربرد بتن به دلیل مزایای فنی و اقتصادی متعدد آن رو به گسترش می باشد. از نقاط ضعف بتن و ماتریس‌های سیمانی، مقاومت کششی کم، شکنندگی و عملکرد ترد تحت بارهای وارده می باشد. لذا از الیاف طبیعی و مصنوعی جهت بهبود خواص مکانیکی به خصوص برای بهبود مقاومت خمشی متداول بتن استفاده می شود. متداول ترین الیاف مورد استفاده جهت بهبود خواص مکانیکی و سازه‌ای بتن، الیاف فولادی می باشند. نوع عمده دیگر الیاف مورد استفاده، الیاف پلیمری (عمدتاً از نوع پلی پروپیلن، پلی اتیلن و...) می باشد. از اثرات مهم کاربرد الیاف پلیمری در بتن، کنترل و کاهش ترک‌های پلاستیک می باشد. از مشخصه‌های الیاف پلیمری متداول، نازک بودن رشته- های الیاف می باشد. در صورت استفاده از مقادیر زیاد این الیاف کارایی بتن دچار اختلال شده و ممکن است بیش از حد چسبناک گردد. لزوم محدود کردن میزان درصد حجمی الیاف پلیمری در بتن از یک سو و پایین بودن مدول الاستیسیته این الیاف از سوی دیگر باعث شده تا این الیاف تاثیر قابل توجهی روی بهبود خواص مکانیکی بتن، نداشته باشند. [۳۶] طی سال‌های اخیر الیاف پلیمری نسل جدید عمده‌ها بر پایه پلی پروپیلن با مقاومت و مدول الاستیسیته بالاتر، عرضه شده‌اند. همچنین افزایش قطر الیاف امکان کاربرد آنها در درصد حجمی بالاتر را فراهم آورده است. به الیافی با طول بزرگتر از ۳۰ میلی متر و قطر بزرگتر از ۰/۱ میلی متر، الیاف ماکرو گفته می شود. [۳۷، ۳۸، ۳۹] الیاف پلیمری ماکرو، اغلب از جنس پلی پروپیلن با مدول الاستیسیته سه و نیم تا پنج گیگاپاسکال می باشند. [۴۰] برخی از الیاف پلیمری نسل جدید (معمولاً از جنس پلی اتیلن) دارای مدول الاستیسیته‌های بالاتری می باشند. [۴۰] همچنین برخی از الیاف نسل جدید که با عنوان HPP، (High Performance Synthetic Macro

<sup>۱</sup>. Assessment

Fiber) شناخته می‌شود، از جنس تلفیقی پلی‌پروپیلن و پلی‌اتیلن بوده و دارای مدول الاستیسیته بالاتر از هفت گیگاپاسکال می‌باشد. [۳۸].

مطالعات مختلفی، از جمله مطالعات Song و همکاران [۴۱]، Roseler و همکاران [۴۲]، Michels و همکاران [۴۳، ۴۴] Pujadas و همکاران [۴۵]، Rosidawani و همکاران [۴۶]، Sofi و Phanikumar [۴۷]، Park و همکاران [۴۸]، Spadea و همکاران [۴۹]، Fraternali و همکاران [۵۰] بر روی تاثیر استفاده از الیاف فلزی، پلاستیکی، نایلونی، پلی‌اتیلن و پلیمری ماکرو بر روی اعضای بتنی انجام شده است. Won و همکاران [۵۱] بر روی سازه‌ها و انواع مختلف الیاف مصنوعی کار کردند تا ابعاد بهینه را به دست آورند و تاثیر الیاف بر روی مقاومت پیوستگی و خمشی نمونه‌های بدون خوردگی را با توجه به تست pull out بررسی کنند. مطالعات اخیر نشان می‌دهد که الیاف در بتن مسلح نفوذپذیری آب را کاهش و سبب افزایش عمر سرویس می‌شود [۵۲]. مطالعات صورت گرفته نشان می‌دهد که حضور الیاف پلی‌پروپیلن سبب کاهش نفوذپذیری، انبساط و انقباض حجمی بتن و به نوبه خود کاهش احتمال ترک خوردگی در بتن می‌شود [۵۳]. استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن سبب کاهش نفوذپذیری و موئینگی در بتن می‌گردد [۵۴].

شین و همکاران در سال ۲۰۱۴ این پژوهش بر یافتن کاربرد کامپوزیت های سیمانی مسلح شده با الیاف و با عملکرد بالا (HPFRCC) به عنوان یک روش نوآورانه برای بهبود اثر لرزه ای تیرهای کوپله لاغر تمرکز دارد. علاوه بر این اثر آرماتورگذاری قطری در تیرهای کوپله لاغر در مقایسه با آرماتورگذاری معمولی سنجیده شده است. سه تیر کوپله با مقیاس  $1/2$  و با نسبت طول به عمق  $3.5$  تحت بارگذاری جانبی چرخه ای تا مقدار تقریباً  $10\%$  دریفت مورد آزمایش قرار گرفتند. متغیرهای کلیدی آزمایش نوع مصالح و ترتیب آرماتورگذاری بود. برای نوع مصالح، بتن معمولی و بتن HPFRCC با استفاده از الیاف PVA با نسبت حجمی  $2\%$  مورد مقایسه قرار گرفتند. نسبت های اختلاط بتن HPFRCC با استفاده از آزمایشهای مصالح بدست آمدند. دو طرح آرماتورگذاری مورد بررسی قرار گرفتند: طرح قطری و طرح مرسوم آرماتوربندی. از طرفی ویژگی های مقاومت و سختی بتن مسلح و تیرهای کوپله HPFRCC نیز با جمع آوری داده هایی از آزمایشات موجود انجام شده بر روی تیرهای کوپله صورت گرفت [۵۵].

سیریناچا و همکاران آزمایشاتی برای درک بهتر رفتار سخت شدگی کرنشی بتن HPFRCC هنگامی که تحت اثر نیروی فشاری تک محوره، دو محوره و سه محوره قرار میگیرند انجام دادند.

پارامترهای آزمایش نوع الیاف، شکست الیاف و مسیر بارگذاری بوده اند. دو نوع از الیافی که در بازار موجود است با نام های الیاف فولادی قلابدار با مقاومت بالا و الیاف پلی اتیلن با وزن مولکولی بالا بودند که بین  $1$  تا  $2$  درصد حجمی از این الیاف در یک ملات سیمان  $55$  مگاپاسکالی استفاده شده بوده است. مسیرهای بار انتخابی برای فشار تک محوره و کشش با فشار دو محوره و سه محوره با دو سطح از فشار جانبی برابر در نظر گرفته شده است. نتایج آزمایش نشان داد که اضافه کردن الیاف کوتاه بطور قابل توجهی می تواند هم مقاومت و هم شکل پذیری تحت مسیره های بار تک محوره و دو محوره را افزایش



دهد. نتایج آزمایش همچنین نشان داد که در آزمایشات فشار سه محوره اثر الیاف کمتر بوده، در حالیکه فشار خارجی نسبتاً زیادی وجود داشته است. نتایج و داده های بدست آمده از این آزمایش می تواند به عنوان داده های ورودی برای مدلسازی های چند محوره بتن HPFRCC به کار رود [۵۶].

محمد کاظم شربتدار و نگین خرم در خصوص مقاوم سازی تیرها و دال های بتنی با استفاده از کامپوزیت های الیافی توانمند تحت اثر بارهای استاتیکی پژوهش کردند. در این پایان نامه از لایه های HPFRCC در ضخامت های مختلف و موقعیت های متفاوت با بهره گیری از تکنیک وصله برای تقویت خمشی تیرها و دال های بتنی استفاده گردیده و با استفاده از روش المان محدود و نرم افزار آباکوس به بررسی عددی اثر مقاومتی لایه های HPFRCC و موقعیت آن ها بر این تیرها و دال ها پرداخته شده است. نتایج نشان داد که مقاوم سازی تیرها و دال ها با وصله ی HPFRCC منجر به کاهش خسارت های فشاری و کششی بتن گردیده و موجب افزایش شکل پذیری و جذب انرژی تیرها و دالها می شود [۵۷] و [۵۸].

#### ۲-۱۴-۱- تزریق<sup>۱</sup> و پرنمودن ترکها

با استفاده از تزریق کردن رزین های اپوکسی می توان ترک های نازک و کم عمق را پر کرد. در این حالت، نقاط تزریق مرتباً با فاصله های کوتاهی در طول ترک قرار داده شده و سپس سطح ترک کاملاً آب بندی می شود تا از هدر رفتن و نشست رزین در مدت تزریق جلوگیری گردد. بایستی دقت شود که علاوه بر مسیر اصلی ترک کلیه خلل و فرج نیز پر شده باشند.

#### ۲-۱۴-۲- ژاکت های بتن آرمه<sup>۲</sup>

ژاکت های بتن آرمه زمانی به کار می روند که اعضای بتنی به ویژه ستون ها دچار آسیب دیدگی جدی یا مقاومت لرزه ای ناکافی باشند. در صورت امکان، ژاکت ها دور تا دور ستون ها اجرا می شوند و در صورت عدم امکان فقط در یک یا چند ضلع ستون اجرا می شوند. در صورتی که اجرای ژاکت بتن آرمه فقط به ارتفاع خالص طبقه محدود می شود، مقاومت محوری و برشی ستون افزایش پیدا نمی کند، بنابراین، بهتر است که ژاکت ها از سقف و دال های کف رد شود.

#### ۲-۱۴-۳- استفاده از ژاکت های پلیمری<sup>۳</sup>

روش دیگری که در تعمیر و بهسازی سازه ها مورد استفاده قرار می گیرد استفاده از ژاکت های پلیمری می باشد. استفاده از ژاکت های بتنی به علت طولانی بودن مدت اجرا، مشکلات اجرایی، عمل آوری و

---

<sup>۱</sup>. Injection

<sup>۲</sup>. Concrete Jacketing

<sup>۳</sup>. FRP Jacketing

افزایش ابعاد عضو روش مناسبی نمی‌باشد. ژاکت‌های فولادی نیز به علت اختلاف در رفتار بتن و ژاکت و مشکلات ناشی از خوردگی و همچنین مشکل بودن نصب این ژاکت‌ها چندان مناسب نمی‌باشند.

الیاف پلیمری (FRP) گزینه مناسبی برای بهسازی و مقاوم سازی اعضای بتنی آسیب دیده می‌باشند. این الیاف علاوه بر نسبت مقاومت به وزن بالا، دوام در محیط‌های خورنده و مقاومت خستگی بالا به سادگی و سهولت قابل نصب در دال‌ها، تیرها و ستون‌های بتنی هستند. مطالعات انجام شده توسط Triantafillou [۵۹]، Chajes [۶۰] و Ross [۶۱] بر روی تیرهای تقویت شده در خمش انجام شده است و در تمامی آنها نتایج آزمایش حاکی از افزایش مقاومت تیرها است.

Soudki و همکاران بر روی مقاوم‌سازی تیرهای بتنی تحت خوردگی با الیاف پلیمری شیشه و کربن مطالعه داشتند که نتایج حاکی از بهبود عملکرد سازه‌ای و کاهش ترک‌های ناشی از خوردگی بود [۶۲].

ژو و همکاران بر روی عملکرد برشی تیرهای ساخته شده با مصالح FRC و ECC مسلح شده با میلگردهای GFRP کار کردند در این پژوهش از الیاف پلی‌پروپیلن برای بهبود مشخصات مکانیکی تیرها استفاده شده است. ۸ تیر بتنی مسلح شده با میلگردهای GFRP با درصد الیاف متفاوت تحت بارگذاری برشی خالص مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج آزمایشات نشان داد که الیاف پلی‌پروپیلن به‌طور موثری می‌تواند از گسترش ترک جلوگیری کند و فاصله و عرض ترک‌ها با به‌کارگیری این الیاف کاهش داشتند. در عرض ترک مجاز ۰٫۷ میلی‌متر، لنگر برشی تیرهای بتنی مسلح شده با الیاف (FRC) و تیرهای ساخته شده با کامپوزیت سیمانی مهندسی (ECC) ۱۰ درصد و ۴۰ درصد بیشتر از تیر بتن مسلح معمولی بود. از این گذشته با درصد الیاف ۱٫۵٪ تراکم استفاده از خاموت‌ها به واسطه حضور الیاف بهبود یافت، هرچه درصد الیاف بیشتری مورد استفاده قرار گرفت مقاومت برشی و سختی تیرها افزایش یافت. سرانجام فرمول‌های تجربی برای هم ترک و هم لنگربرشی نهایی تیرها ارائه شد، مقادیر پیش بینی شده مطابقت خوبی با نتایج آزمایشات داشت [۶۳].

محمد رضا اصفهانی و همکاران در خصوص استفاده از ورق‌های CFRP برای افزایش مقاومت برش پانچینگ دالهای تخت به مطالعه پرداختند. نتایج آزمایشات نشان می‌دهند که استفاده از تقویت CFRP موجب افزایش سختی خمشی و مقاومت برشی پانچینگ دالها می‌گردد. مقاومت برشی پانچینگ نمونه‌های آزمایشگاهی با نتایج بدست آمده از روابط طراحی آیین‌نامه ACI-318 مقایسه شد. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با روابط آیین‌نامه‌ای نشان می‌دهد که آیین‌نامه ACI-318 با دقت بسیار کمی مقاومت برشی دالهای تقویت شده را پیش بینی می‌کند. امر بدلیل اینست که در رابطه آیین‌نامه ACI-318 از تاثیر عوامل مقاوم خمشی صرف‌نظر شده است [۶۴].

محمد کاظم شربندار و جواد ایوبی در سال ۱۳۹۳ بر روی مقاوم سازی تیرهای بتن مسلح آسیب دیده کار کردند، در این تحقیق بنا بر آن بوده که با تمرکز روی رفتار خمشی تیرهای آسیب دیده مقاوم‌سازی شده با مصالح HPFRCC (الیاف فولادی) و CFRP بتوان الگوهای رفتاری این سازه‌ها را مورد بررسی

قرار داد. پنج نمونه و آزمایشگاهی با مقیاس کامل انتخاب شده بودند که یک تیر بتن مسلح به عنوان نمونه ی مرجع و چهار تیر مشابه دیگر تحت بارهای تا ۳۵٪ و ۷۵٪ بار ماکزیمم تحت بارگذاری قرار گرفتند و آسیب دیده شدند. دو تیر آسیب دیده با ۳۵٪ و ۷۵٪ بار ماکزیمم با لایه ی HPFRCC تحتانی U شکل به ضخامت یکسان و دو تیر مشابه دیگر با آسیب دیدگی ۳۵٪ و ۷۵٪ بار ماکزیمم تیر با دو لایه ی CFRP تحتانی، برای این آزمایش در نظر گرفته شدند.

نتایج آزمایشها و منحنی های رسم شده خمشی نشان از تأثیر مثبت به کارگیری مصالح نوین بتن کامپوزیتی سیمانی HPFRCC و همچنین ورقهای الیافی مسلح CFRP در افزایش ظرفیت خمشی تیرهای آسیب دیده و بهبود رفتار آنها دارد [۶۵].

محمدرضا اصفهانی و همکاران تقویت برشی تیرهای بتن مسلح با استفاده از پلیمرهای مسلح شده با الیاف کربنی (CFRP) را مورد بررسی قرار دادند. هدف از این پژوهش بررسی اثر مقدار میلگردهای طولی بر افزایش مقاومت برشی ناشی از ورق های تقویتی می باشد. هفت نمونه تیر به طول ۱۵۰۰ میلیمتر و ارتفاع ۲۰۰ میلیمتر با نسبت های کم، متوسط و زیاد میلگردهای کششی ساخته شدند. از این میان سه تیر به عنوان نمونه کنترلی و چهار نمونه نیز در پهلوهای تیر توسط ورقهای CFRP به عرض ۱۸۰ میلیمتر و طول ۵۰۰ میلیمتر تقویت شدند. از میان نمونه های تقویت شده، بجز یک نمونه بقیه فاقد خاموت بودند. کلیه نمونه ها تحت بارگذاری چهار نقطه ای قرار گرفتند و مقادیر بار و تغییر مکان وسط آنها اندازه گیری شد. در تمام نمونه ها ورق های تقویتی بدون اینکه به ظرفیت نهایی برسند از بتن جدا شدند. نتایج مقاومت های برشی نشان می دهند که افزایش نسبت آرماتور طولی ممکن است باعث کاهش عملکرد ورق های تقویتی در بالا بردن مقاومت برشی تیرهای بتن آرمه گردند [۶۶].

استفاده از الیاف پلیمری برای بهسازی و تعمیر سازه های آسیب دیده از خوردگی بسیار جدید است. محققان بسیاری تلاش کردند تا عملکرد سازه های آسیب دیده ناشی از خوردگی را بررسی نمایند اما اطلاعات اندکی در خصوص رفتار سازه های تیرهایی که در برابر خوردگی آسیب دیده اند و به وسیله ورق های FRP تقویت شده اند موجود است. از این رو این پژوهش سعی در این داشته تا این شکاف را از بین برده و اطلاعات بیشتری را در این خصوص ارائه نماید. لذا بررسی هایی در خصوص چگونگی تاثیر الیاف پلیمری بر مقاومت خمشی و ظرفیت باربری و تغییر مکان و نحوه ترک خوردگی در تیرهای بتنی آسیب دیده مقاوم سازی شده صورت گرفته است.

با وجود اینکه مطالعات زیادی بر روی تاثیر استفاده از ورق های FRP و الیاف مختلف بر روی نمونه های بتنی انجام گرفته است، اما تاثیر مقایسه ای مقاوم سازی تیرهای بتنی آسیب دیده تحت اثر خوردگی و با دو نوع الیاف پلیمری ماکرو و الیاف فلزی قلابدار بر روی نمونه های با ابعاد بزرگ و نزدیک به واقعی تاکنون انجام نشده است. در این مطالعه، تاثیر مقاوم سازی تیرهای بتنی با الیاف پلیمری شیشه و با هر دو نوع الیاف پلیمری ماکرو و فلزی قلابدار و در سطوح مختلف خوردگی برای بررسی مقاومت خمشی، شکل پذیری و الگوی ترک مورد بررسی قرار گرفت. به دلیل اینکه تمرکز این مطالعه بر روی نمونه های با ابعاد بزرگ و نزدیک به واقعی بوده است، تلاش نویسندگان این پژوهش بر روی ایجاد شرایط خوردگی

تسریع شده در سطوح مختلف به صورتی بوده است که هم میلگردهای طولی و هم عرضی به صورت یکنواخت و بر طبق قانون فارادی تحت تاثیر خوردگی قرار بگیرند. چرا که میلگردهای عرضی نیز روی ظرفیت باربری و جابجایی به خصوص در شرایط خوردگی تاثیر گذارند و از آنجا که میلگردهای عرضی در برابر نیروهای برشی مقاومت می کنند، بنابراین بر روی جابجایی کلی اعضای بتنی نیز تاثیر گذارند.

## ۲-۱۴-۴- تعریف FRP

الیاف کامپوزیت رشته‌هایی هستند شامل دو بخش فیبر یا الیاف تقویتی که به وسیله یک ماتریس رزین از جنس پلیمر احاطه گردیده است و این الیاف کامپوزیت در برابر کشش مقاومت بسیار بالایی از خود نشان می‌دهند. کلمه FRP، مخفف Fiber Reinforced Polymer Or Plastic می‌باشد، در واقع یک ماده کامپوزیت متشکل از دو بخش فیبر یا الیاف تقویتی است که به وسیله یک ماتریس رزین از جنس پلیمر احاطه شده است. کامپوزیت‌هایی که در صنعت ساختمان و مخصوصاً مقاوم سازی استفاده می‌شوند، به صورت صفحات بافته شده از رشته‌های الیاف کامپوزیت هستند که در ضخامت‌های گوناگون ساخته می‌شوند. این صفحات ممکن است دارای رشته‌های کامپوزیت در هر دو جهت و نسبت‌های مختلف باشند.

استفاده از سیستم‌های FRP برای بهسازی و تقویت سازه‌های بتن مسلح از حدود دهه ۸۰ میلادی آغاز گردیده و در طی این مدت فقط محدود به سازه‌های بتن مسلح نبوده و برای سازه‌های فولادی و بنایی و چوبی نیز به کار رفته است.

در یک دهه گذشته آیین‌نامه‌های متفاوتی از جمله آیین‌نامه JSCE انجمن مهندسی ژاپن چندین گزارش در خصوص نحوه طراحی سیستم‌های FRP ارائه کرده است، همچنین انجمن استاندارد کانادا (CSA)، انجمن بتن آمریکا (ACI) و سازمان بین‌المللی سازه‌های بتنی (FIB) نیز مجموعه‌هایی برای اصول تقویت و طراحی سازه‌های بتنی با مصالح FRP ارائه داده‌اند.

به طور کلی کامپوزیت FRP را بر اساس نوع فیبر تشکیل‌دهنده آن، به چند دسته می‌توان تقسیم نمود که معروف‌ترین آن‌ها عبارتند از:

- الیافی از جنس کربن CFRP
- الیافی از جنس شیشه GFRP
- الیافی از جنس آرامید AFRP

جدول ۲-۱: مقاومت و کرنش نهایی مواد مختلف [۶۷]

نوع الیاف	مقاومت کششی (Mpa)	کرنش نهایی (%)
آرامید	۳۴۰۰-۲۷۰۰	۲/۴-۵
E شیشه	۳۵۰۰	۵-۳
S شیشه	۴۵۰۰	۵/۵ - ۴/۵

۱-۱/۶	۳۹۰۰-۳۲۰۰	کربن مدول پایین
۰/۶	۲۷۰۰-۲۳۰۰	کربن مدول بالا

ویژگی‌های فیزیکی فایبرها عبارتند از:

- بسیار سبک بودن مواد FRP
- چگالی پایین و حدود یک پنجم چگالی فولاد
- استفاده در دمای بالاتر از نقطه نرمی (بین ۶۰-۸۰ درجه سانتیگراد) پیشنهاد نمی‌شود

ویژگی‌های مکانیکی فایبرها عبارتند از:

- رفتار کششی ورق‌های FRP در هنگام بارگذاری کششی کاملاً کشسان بوده و گسیختگی ناگهانی دارند
- مدل الاستیسیته بالا
- مقاومت نهایی بالا
- اختلاف کم بین الیاف مجزا
- حفظ مقاومت حین ساخت و استفاده
- قطر و سطح یکنواخت
- ظرفیت فشاری کمتر از ظرفیت کششی [۶۷]

پلیمرهای مورد استفاده در کامپوزیت‌ها عبارتند از:

- اپوکسی (Epoxy)
- وینیل استر (Vinyl ester)
- پلی استر ترموستینگ پلاستیک (Polyester thermosetting plastic)

نقش اصلی ماتریس عبارت است از:

- انتقال برش از فیبر تقویتی به ماده مجاور
  - ماتریس فایبرها را به همدیگر می‌چسباند
  - تنش‌ها را به فایبرها منتقل می‌کند
  - محافظت از فیبر در شرایط محیطی
  - جلوگیری از خسارات مکانیکی وارد بر الیاف
  - کنترل کمانش موضعی الیاف تحت فشار
- ماتریکس‌ها باید برای مدت زمان طولانی سازگاری شیمیایی با فایبرها را داشته باشد و همچنین با فایبرها سازگاری حرارتی داشته باشند. [۶۷]

## ۲-۱۴-۴-۱- معایب و مزایای استفاده از FRP

ویژگی‌های کامپوزیت‌ها به عوامل مختلفی از جمله مواد تشکیل دهنده و درصد آن‌ها، نحوه آرایش و اتصال تقویت کننده‌ها به عضو بتنی بستگی دارد. به طور کلی از عمده‌ترین مزایای مواد کامپوزیتی موارد زیر را می‌توان نام برد:

- سبکی و بالا بودن نسبت مقاومت به وزن
- مدول الاستیسیته بالا با توزیع تنش بهینه در تغییر شکل یکسان
- امکان تقویت به صورت خارجی
- حمل و نقل آسان و سرعت اجرای بالا به دلیل وزن کم و راحت و بدون نیاز به داربست در ارتفاع (تقویت پل‌ها)
- ظرفیت جذب ارتعاشات
- بالا بودن دوام و پایداری
- انعطاف پذیری کاربرد برای سطوح در شکل‌های مختلف
- مقاومت بالا در برابر خستگی و تغییرات دوره‌ای درجه حرارت
- مقاوم در مقابل خوردگی و عوامل شیمیایی مانند اسیدها و بازها
- سازگاری با انواع سیستم‌های ایمنی در مقابل حریق
- شفافیت در مقابل اشعه ماوراء بنفش
- مقاوم در برابر رطوبت
- مقاوم در برابر ضربه
- عایق بودن در محیط‌های مغناطیسی و الکتریکی

برخی از معایب استفاده از FRP عبارتند از :

- رفتار الاستیک خطی تا حد گسیختگی
- هزینه بالای مواد نسبت به سایر مصالح ساختمانی
- ضریب انبساط حرارتی ناسازگاری با بتن دارد
- در حرارت‌های بالا رفتار نرم‌شونده نشان می‌دهد [۶۷]

## ۲-۱۴-۴-۲- مقایسه عملکرد انواع کامپوزیت‌های FRP

کامپوزیت‌های CFRP در مقایسه با کامپوزیت‌های GFRP ویژگی‌های بهتری دارند اما از لحاظ اقتصادی کامپوزیت‌های CFRP گران‌تر هستند. در جدول ۲-۵ مقایسه‌ای از عملکرد انواع کامپوزیت‌ها ارائه شده است.

جدول ۲-۲: مقایسه عملکرد انواع کامپوزیت‌ها [۶۷]

کاربرد	کامپوزیت کربن	کامپوزیت شیشه	کامپوزیت آرامید
<b>تقویت تیر</b>			
خمش	خیلی خوب	کافی	خوب
برش	خیلی خوب	کافی	خوب
خدمت‌پذیری	خیلی خوب	ناکافی	ناکافی
<b>تقویت دال</b>			
خمش	خیلی خوب	کافی	خوب
برش	خیلی خوب	کافی	خوب
خدمت‌پذیری	خیلی خوب	ناکافی	ناکافی
<b>تقویت ستون</b>			
خمش	خیلی خوب	کافی	خوب
برش	خیلی خوب	کافی	خوب
خدمت‌پذیری	خیلی خوب	ناکافی	ناکافی
ضربه	خوب	خیلی خوب	خیلی خوب
لرزه	خوب	خیلی خوب	خیلی خوب
<b>تقویت دیوار</b>			
خمش	خیلی خوب	کافی	خوب
برش	خیلی خوب	کافی	خوب
خدمت‌پذیری	خیلی خوب	ناکافی	ناکافی
ضربه	خوب	خیلی خوب	خیلی خوب

#### ۲-۱۴-۴-۳- کاربردها و محدودیت‌های FRP

FRP کاربردهای بسیاری در تعمیر و تقویت سازه‌های بتنی دارد. از FRP می‌توان برای تقویت ستون‌ها، دیوارهای برشی، دال‌ها و تیرها استفاده کرد.

#### ۲-۱۴-۴-۴- کاربرد FRP در تقویت ستون‌ها

برای تقویت خمشی ستون‌ها و افزایش شکل‌پذیری و مقاومت مشخصه بتن می‌توان از FRP‌ها در ستون‌های بتنی استفاده کرد. از آن‌جا که ورق‌های FRP ضخامت کمی دارند در مواردی که محدودیت معماری وجود دارد یکی از مناسب‌ترین روش‌ها برای تعمیر و تقویت ستون‌های بتنی استفاده از این ورق‌ها می‌باشد.

## ۲-۱۴-۴-۵- کاربردهای FRP در تقویت دیوارهای برشی بتنی

برای تقویت برشی و خمشی دیوارهای برشی می‌توان از FRPها استفاده کرد.

## ۲-۱۴-۴-۶- کاربردهای FRP در تقویت دال‌ها

برای افزایش ظرفیت خمشی مثبت و منفی دال‌ها و کنترل ترک‌ها و تغییرشکل در دال‌ها می‌توان از FRP به‌عنوان تقویت‌کننده استفاده نمود.

## ۲-۱۴-۴-۷- کاربردهای FRP در تقویت تیرهای بتنی

برای تقویت برشی و خمشی تیرها از ورق‌های FRP به شکل موثری می‌توان استفاده نمود. [۶۷]

## ۲-۱۴-۴-۸- نکات تکمیلی

درصد حجمی الیاف موجود در مصالح FRP نسبت مستقیم با کارایی FRP دارد و چنانچه تمامی الیاف در یک جهت مشخص و مورد نظر به‌صورت یک جهته قرار گیرند بیشترین میزان مقاومت و ضریب کشسانی را در FRP شاهد خواهیم بود. در خصوص نصب FRP دقت در نصب مواد FRP در راستای صحیح بسیار مهم می‌باشد، چرا که راستای الیاف تاثیر به‌سزایی در کارایی FRP دارند. اتصال مصالح FRP به ناحیه کششی بتن به‌طوری که راستای الیاف آن در جهت طولی یک عضو خمشی باشد، باعث افزایش مقاومت خمشی آن عضو می‌گردد. در صورتی که از چندین لایه FRP برای تقویت عضو بتنی استفاده شود هم‌پوشانی مناسبی برای لایه‌ها باید ایجاد شود تا پیوستگی مناسب بین لایه‌ها ایجاد شود. در خصوص عمل‌آوری FRP بایستی دقت شود که FRP از باران، گرد و غبار، نور مستقیم خورشید و تغییرات دمایی حفظ شود. پیش از بارگذاری بر سازه بتنی باید اطمینان حاصل کرد که عمل‌آوری به درستی انجام شده باشد. [۶۷]

## ۲-۱۴-۵- روش تعمیر غیر مخرب الکتروشیمیائی استخراج یون کلر از بتن<sup>۱</sup>

یکی از روش‌های جدید ترمیم و تعمیر سازه‌های خورده شده روش الکتروشیمیایی بیرون کشیدن یون کلر (ECE) از داخل بتن و بازقلیایی نمودن بتن می‌باشد. این روش بر پایه برقراری جریان مستقیم بین آند و کاتد از طریق یک محلول الکترولیت و واسطه می‌باشد که در آن آرماتورهای داخل

---

<sup>۱</sup>. Chloride extraction of reinforced concrete

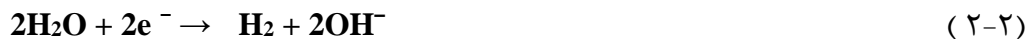


بتن به عنوان کاتد و یک الکتروود آندی نظیر شبکه تیتانیومی در سطح خارجی بتن و در داخل محلول الکتروولیت واسطه قرار می‌گیرد. در این روش با استفاده از برقراری جریان بین این دو فلز از طریق محلول الکتروولیت واسطه، حرکت یونهای کلرید را به خارج خواهیم داشت. استفاده از این روش در سازه‌های بتنی مسلح که در معرض آب دریا و مواد آلوده‌کننده کلردار هستند، مانند اسکله‌ها، سکوه‌های دریایی، پایه پل‌ها، روبه پل‌ها و روسازی بتنی جاده‌ها از اهمیت بیشتری برخوردار است.

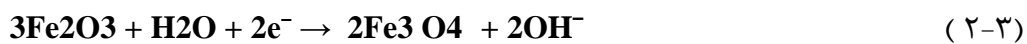
از جمله مطالعات و تحقیقات جدید که بر روی این روش متمرکز گردیده است، بررسی تغییرات در مقاومت چسبندگی بین بتن و فولاد پس از اجرای این عملیات، تغییرات مقاومت فشاری، اجرای توقف در خوردگی آرماتور، نفوذپذیری و تغییرات میکروساختاری می‌باشد [۶۸ و ۶۹].

## ۲-۱۴-۵-۱- بررسی واکنش‌های رخ داده در کاتد (آرماتور)

واکنشهای احیا که در کاتد اتفاق می‌افتد، عبارتند از:



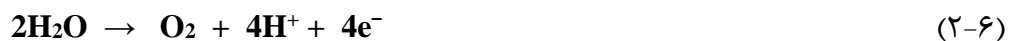
از دیگر واکنش‌های ممکن، تجزیه محصولات خوردگی فولاد است که عبارتند از:



کاملاً مشخص است که طی عملیات ECE در ضمن بیرون کشیدن یون کلر، یون‌های هیدروکسید بر اثر واکنش‌های رخ داده در کاتد ایجاد می‌شوند که باعث افزایش pH محیط گردیده و خواص حفاظتی بتن را دوباره برقرار می‌سازند.

## ۲-۱۴-۵-۲- واکنشهای روی داده در آند (MESH)

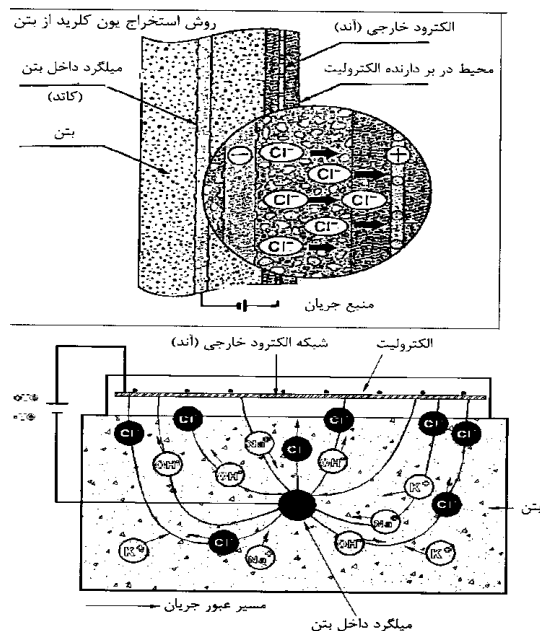
واکنشهای اکسیداسیون که در آند رخ میدهد، عبارتند از:



واکنش (۲-۵) در مقدار pH بالا اتفاق می‌افتد و واکنش (۲-۶) در pH پایین و یا خنثی رخ می‌دهد.



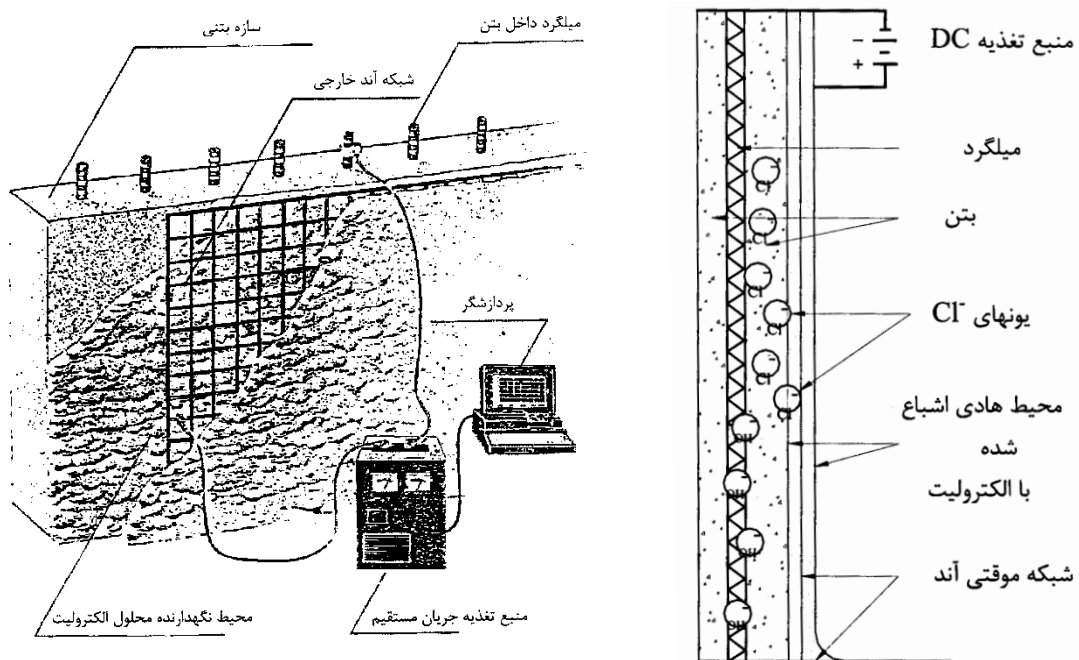
در واکنش (۲-۷)، M معرف نوع فلز به کار رفته در Mesh می‌باشد. سرعت این واکنش بسته به فلز به کار رفته در آند فرق می‌کند. در صورتی که فلز به کار رفته در آند، تیتانیوم باشد که در اکثر تحقیقات جدید از آن استفاده می‌شود، واکنش بسیار کند صورت می‌گیرد (شکل ۲-۲۲) [۶۸].



شکل ۲-۲۲- مدل مهاجرت یونها در عملیات ECE [۷۰]

## ۲-۱۴-۶- روش ECE و کاربرد آن در پروژه‌های اجرائی

روش ECE با برقراری یک جریان الکتریکی مستقیم بین آرماتورهای داخل بتن به عنوان کاتد و شبکه الکترودهای نصب شده روی سازه به عنوان آند انجام می‌شود. شبکه الکترودهای نصب شده روی سازه، توسط محیط الکترولیتی و ایجاد یک لایه سلولزی که روی آن پاشیده شود پوشش می‌گردند. در طول عملیات، یون‌های کلر با بار منفی به طرف خارج بتن و به طرف الکترودهای نصب شده خارجی (آند) حرکت می‌کنند و در ضمن این حرکت، در داخل محیط الکترولیتی اطراف آند به دام می‌افتند و پس از آنکه در مدت زمان کافی (۴ تا ۸ هفته) این عملیات به‌طور مداوم صورت گرفت و مقدار یون کلر در محیط بتن به مقدار قابل قبولی کاهش یافت و از طرفی pH محیط به مقدار مورد نظر افزایش یافت، جریان الکتریکی قطع شده و محیط الکترولیتی موقتی که یون‌های کلر را جذب نموده، از روی سازه‌های بتنی برداشته می‌شود. در شکل ۲-۲۵ روش تعمیر الکتروشیمیایی سازه‌های بتنی با روش ECE نشان داده شده است [۷۲].



شکل ۲-۲۳- لوازم و تجهیزات مورد نیاز و نحوه اجرای عملیات ECE [۷۰ و ۷۱]



## فصل ۳: برنامه انجام آزمایش‌ها

### ۳-۱- مقدمه

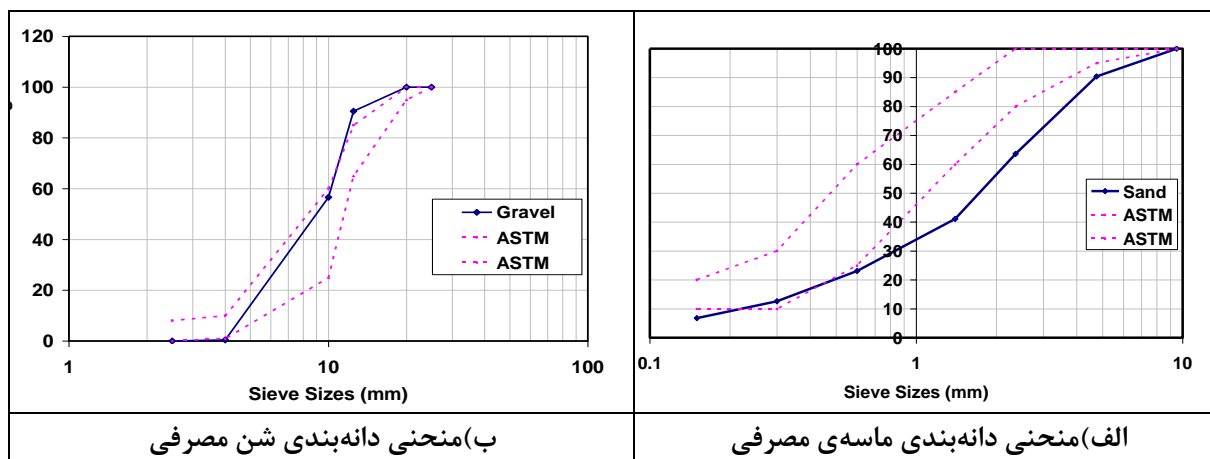
این فصل به مطالعات آزمایشگاهی انجام شده در این تحقیق اختصاص دارد. مصالح مصرفی، ساخت تیرها، نحوه انجام آزمایش، تجهیزات مورد استفاده و مشاهدات و نتایج آزمایشگاهی در مراحل مختلف ثبت شده است. ابعاد انتخابی تیرها با توجه به ست آپ آزمایشگاه انتخاب شده‌اند. به منظور بررسی اثرات خوردگی بر میزان کاهش مقاومت و شکل‌پذیری در تیرهای بتن‌آرمه و همچنین تأثیر مقاوم‌سازی با ژاکت‌های پلیمری، به تعداد ۱۵ نمونه تیر در مقیاس آزمایشگاهی با مقطع مستطیلی به ابعاد  $۲۰ \times ۱۴$  سانتی‌متر و ارتفاع ۱۵۰ سانتی‌متر که با میلگردهای طولی و خاموت‌های عرضی مسلح شده بودند ساخته شد. پس از ساخت نمونه‌ها ۱۲ عدد از آنها برای رسیدن به سطوح مختلف خوردگی تحت خوردگی تسریع شده قرار گرفتند. سه نمونه به‌عنوان شاهد و بدون اعمال خوردگی جهت مقایسه با نمونه‌های خورده شده ساخته شد. در این برنامه آزمایشگاهی استفاده از ورق‌های پلیمری مسلح به الیاف شیشه در سطح خارجی ۶ نمونه دارای خوردگی جهت ترمیم و بهبود رفتار سازه‌ای نظیر افزایش مقاومت و شکل‌پذیری تیرها که در اثر خوردگی میلگردها دچار نقصان شده بودند مورد مطالعه قرار گرفته است.

### ۳-۲- ویژگی‌های مصالح مورد استفاده

مصالح سازنده بتن، از اصلی‌ترین عوامل تاثیرگذار در تعیین مشخصات مکانیکی بتن می‌باشد. بزرگی دانه‌ها، زبری سنگدانه‌ها، میزان تخلخل و پوکی آنها، جنس این سنگدانه‌ها و میزان آب جذب شده توسط آنها از اصلی‌ترین پارامترهای تاثیرگذار در مشخصات بتن می‌باشد و کیفیت آنها مستقیماً ویژگی‌های بتن را تحت تأثیر قرار خواهد داد. بتن از مخلوط متناسبی از سیمان، شن و ماسه و آب در درون قالبی با شکل و ابعاد مورد نظر، به‌دست می‌آید. توده اصلی بتن، سنگدانه‌های درشت و ریز می‌باشد و فعل و انفعال شیمیایی بین سیمان و آب که به‌صورت شیره اطراف سنگدانه‌ها را پوشانده است، باعث یکپارچه شدن و چسبیدن سنگدانه‌ها به یکدیگر می‌شود. برای ایجاد واکنش‌های شیمیایی در سیمان مقدار آب محدودی لازم است، لیکن آب مصرفی در ترکیب بتن همیشه مقداری به مراتب بزرگتر از آن است. این آب اضافی به منظور ایجاد کارایی لازم در بتن برای پرکردن کامل کلیه زوایای قالب و دورگرفتن کلیه میلگردهای مسطح‌کننده می‌باشد.

### ۳-۲-۱- شن و ماسه و سیمان مصرفی

شن مورد استفاده در این آزمایش دارای درصد شکستگی معادل ۴۷ درصد بوده و در محدوده الک  $۰/۵$  اینچ ( $۱۲/۵$  میلی‌متر) تا الک نمره ۴ ( $۴/۷۵$  میلی‌متر) قرار دارد. ماسه مورد استفاده در این آزمایش در محدوده‌ی زیر الک نمره ۴ ( $۴/۷۵$  میلی‌متر) قرار دارد. منحنی دانه‌بندی شن و ماسه‌ی مورد استفاده در شکل ۳-۱ نشان داده شده است.



شکل ۳-۱: منحنی دانه‌بندی سنگدانه‌های مصرفی در بتن [۷۲]

سیمان مصرفی در این آزمایش از نوع سیمان پرتلند تیپ ۲ محصول کارخانه مشهد میباشد.

### ۳-۲-۲- آرماتورهای مصرفی

در هر نمونه به تعداد پنج عدد میلگرد آجدار طولی و به قطر اسمی ۱۲ میلیمتر مورد استفاده قرار گرفت. آزمایش کشش فولاد نشان می‌دهد که فولاد طولی از نوع AIII بوده است.

همچنین تعداد ۱۳ خاموت با میلگرد آجدار به قطر اسمی ۸ میلیمتر در هر نمونه به کار برده شد. نتایج حاصل از آزمایش کشش سه نمونه آرماتور طولی و سه نمونه آرماتور عرضی در جدول ۳-۱ آورده شده است.

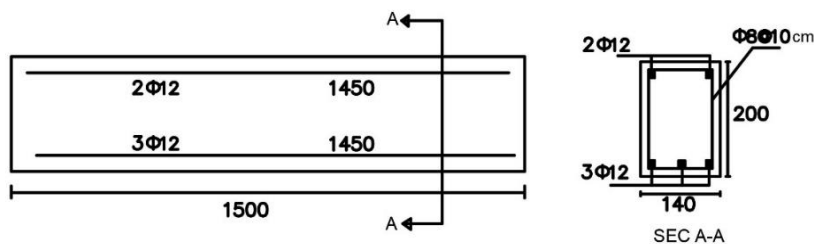
جدول ۳-۱- مشخصات مکانیکی آرماتورهای طولی و عرضی

نوع میلگرد	قطر میلگرد mm	سطح مقطع میلگرد cm <sup>2</sup>	حد جاری شدن Kg/cm <sup>2</sup>	تاب نهائی Kg/cm <sup>2</sup>	ازیاد طول نسبی در حد
					گسیختگی %
۸φ آجدار	۸	۰/۵	۳۸۸	۵۵۱	۲۷/۵
۱۲φ آجدار	۱۲	۱/۱۳	۴۷۹	۶۳۳	۲۰

درصد آرماتورهای طولی تیرها براساس آئین‌نامه بتن ایران در حد ۰.۸٪ - ۱٪ سطح مقطع کل بتن (Ag) می‌باشد.

میلگردهای عرضی به‌صورت تنگ‌های بسته با قلاب ۹۰ درجه که فاصله آزاد بین آنها ۱۰۰ میلی‌متر و قطر هشت میلی‌متر می‌باشد در نظر گرفته شد.

برای ساخت تیرهای مورد آزمایش از میلگرد نمره ۱۲ برای میلگردهای طولی و از میلگرد نمره ۸ به عنوان میلگرد عرضی استفاده شده است. در شکل ۳-۲ جزئیات آرماتوربندی تیرها آورده شده است.



شکل ۳-۲: جزئیات هندسی و آرماتوربندی تیرها و نمونه‌های آزمایشگاهی (ابعاد به میلی‌متر است).

### ۳-۲-۳- طرح اختلاط و مشخصات بتن مورد استفاده

نسبت‌های وزنی اختلاط مصالح در بتن مورد استفاده در جدول ۳-۲ ارائه شده است. [۷۳]

جدول ۳-۲: نسبت‌های وزنی اختلاط مصالح در بتن (برحسب کیلوگرم)

سیمان	شن	ماسه	آب	فوق روان کننده
۳۷۰	۸۰۲	۹۸۰	۱۸۵	۰/۲ درصد وزنی سیمان برای بتن‌های الیافی

زمان اختلاط در خصوص بتن معمولی حداقل ۵ دقیقه بوده و بتن تولیدی نیز در شکل ۳-۳ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که به علت مرطوب بودن سنگدانه‌های مصرفی، نسبت آب به سیمان واقعی بیشتر از مقداری است که در این جدول مشاهده می‌شود و اسلالمپ بتن در بتن‌های معمولی حدود ۹۰ میلی‌متر و در بتن‌های الیافی به دلیل وجود فوق روان کننده حدود ۱۳۰ میلی‌متر اندازه‌گیری گردید. میزان الیاف استفاده شده در بتن‌های الیافی ۰/۵ درصد حجمی بتن می‌باشد.





شکل ۳-۳: نمونه بتن ساخته شده

برای تعیین مقاومت فشاری بتن معمولی از نمونه های مکعبی  $15 * 15 * 15$  سانتیمتری استفاده شده است. چگونگی انجام آزمایش تعیین مقاومت فشاری بتن در شکل ۳-۴ ارائه شده است.



شکل ۳-۴: نمونه برداری

میانگین مقاومت فشاری برای نمونه های بتنی برابر با ۲۶ مگاپاسکال می باشد که در این پایان نامه استفاده شده است.

### ۳-۲-۴- ورق های پلیمری (FRP)

الیاف پلیمری مورد استفاده در این برنامه آزمایشگاهی از نوع الیاف شیشه می باشند. مشخصات مکانیکی مربوط به ورق های پلیمری شیشه در جدول ۳-۴ ارائه گردیده است. لازم به ذکر می باشد که همانگونه که در شکل ۳-۵ مشخص می باشد ورق های شیشه دارای الیاف در دو جهت و به نسبت ۱۰۰ به یک می باشند. مشخصات مکانیکی ارائه شده در جدول ۳-۴ مربوط به جهت اصلی ورق ها می باشد.

جدول ۳-۳- مشخصات مکانیکی ورقهای پلیمری

نوع ورق	دانسیتته gr/cm <sup>3</sup>	ضخامت مؤثر mm	مقاومت کششی MPa	مدول الاستیسیته GPa
شیشه E- glass	۲/۶	۰/۱۶	۲۳۰۰	۷۶



شکل ۳-۵- ورقهای پلیمری شیشه

### ۳-۲-۵- الیاف

الیاف مورد استفاده در این برنامه آزمایشگاهی از دو نوع الیاف فلزی قلابدار و الیاف پلیمری ماکرو می‌باشند. مشخصات مکانیکی مربوط به الیاف فلزی قلابدار و الیاف پلیمری ماکرو به ترتیب در جدول ۳-۵ و ۳-۶ ارائه گردیده است. دو نوع الیاف فلزی قلابدار و الیاف پلیمری ماکرو در شکل ۳-۶ نشان داده شده است.

### الف) الیاف فلزی قلابدار:

مشخصات مکانیکی الیاف فلزی قلابدار در جدول ۳-۴ نشان داده شده است.

جدول ۳-۴- مشخصات مکانیکی الیاف فلزی قلابدار

مدول الاستیسیته N/mm <sup>2</sup>	مقاومت کششی N/mm <sup>2</sup>	نسبت L/ D	قطر (D) mm	طول (L) mm	دانسیته kg/m <sup>3</sup>	نوع الیاف
۲۱۰	۱/۱۶۰	۶۵	۰/۹	۶۰	۷۸۰۰	فلزی قلابدار (3d dramix)

### ب) الیاف پلیمری ماکرو:

مشخصات مکانیکی الیاف پلیمری ماکرو در جدول ۳-۵ نشان داده شده است.

مدول یانگ Gpa	مقاومت کششی Mpa	نسبت L/ D	قطر (D) mm	طول (L) mm	دانسیته kg/m <sup>3</sup>	نوع الیاف
۱۲	۶۴۰	۴۹	۰/۹۸	۴۸	۹۱۰	پلیمری ماکرو fiber (class2)

جدول ۳-۵- مشخصات مکانیکی الیاف پلیمری ماکرو



شکل ۳-۶- الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو

### ۳-۳- ساخت نمونه‌ها

قفسه میلگردها با ۵ آرماتور طولی آجدار با قطر ۱۲ میلیمتر در مقطع تیرها به همراه ۱۳ عدد خاموت با قطر ۸ میلیمتر از نوع آجدار و فواصل ۱۰۰ میلی‌متری ساخته شدند. طول آرماتورهای طولی از هر طرف ۲۵ میلی‌متر کوتاه‌تر از طول نمونه در نظر گرفته شد تا در هنگام اعمال خوردگی تمام آرماتورها در داخل بتن قرار داشته و خوردگی به صورت یکنواخت اعمال گردد. شکل ۳-۲ و شکل ۳-۷

به ترتیب هندسه کلی نمونه‌ها و قفسه میلگردهای ساخته شده در آزمایشگاه را نشان می‌دهد. برای اعمال خوردگی تسریع شده روی نمونه‌ها، بایستی میلگردهای طولی به عنوان آند به منبع جریان متصل می‌شدند. به همین جهت از دو رشته سیم که به آرماتورهای طولی متصل می‌شود استفاده شد ( شکل ۳-۸).



ب) میلگردهای عرضی ساخته شده در آزمایشگاه



الف) قفسه‌های آرماتوربندی شده و نمونه‌های آزمایشگاهی

شکل ۳-۷: آرماتوربندی نمونه‌های آزمایشگاهی



شکل ۳-۸: کابل مسی مورد استفاده برای میلگردهای طولی و عرضی به منظور برقراری جریان در مدار الکتریکی



برای وارد کردن کلرید به مصالح در مخلوط بتن به مقدار سه در صد وزنی سیمان، کلرید سدیم استفاده گردید. همچنین در هنگام بتن‌ریزی نمونه‌ها، از قالب‌های فلزی برای ساخت نمونه‌های تیر بتنی استفاده شد. شکل ۳-۹ قالب‌بندی و بتن‌ریزی نمونه‌ها را نمایش می‌دهد.



شکل ۳-۹- بتن‌ریزی نمونه‌ها در آزمایشگاه

۷۲ ساعت پس از بتن‌ریزی کلیه نمونه‌ها از قالب خارج گردیده و سپس کلیه نمونه‌ها به منظور عمل‌آوری داخل استخر آب قرار گرفتند. پس از عمل‌آوری نمونه‌هایی که بایستی تحت آزمایش خوردگی قرار می‌گرفتند در داخل محلول آب نمک با غلظت سه در صد کلرید سدیم قرار داده شدند. میزان سه در صد غلظت نمک مشابه میزان سه الی چهاردر صد غلظت یون کلر در دریای خلیج فارس انتخاب گردید.

#### ۳-۴- نحوه نام‌گذاری نمونه‌ها

نمونه‌های آزمایشگاهی در پنج گروه A، B، C، D و E برحسب درصد خوردگی دسته‌بندی شدند. نمونه‌های دارای خوردگی سطح یک با پسوند C1 و نمونه‌های با خوردگی سطح دو با پسوند C2 نام‌گذاری شدند. NC نشانگر Normal-Concrete یا نمونه‌های بتنی بدون الیاف می‌باشد. SF و PF به ترتیب بیانگر نمونه‌های با الیاف فلزی قلابدار و نمونه‌های با الیاف پلیمری ماکرو می‌باشد. نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با پسوند R که نشانگر Retrofit می‌باشد نشان داده شده‌اند. نتیجه نام‌گذاری نمونه‌ها در جدول ۳-۶ آمده است.

جدول ۳-۶: جزییات نام گذاری نمونه‌ها

ردیف	گروه	نام نمونه	سطح خوردگی	نوع الیاف
۱	A	NC	٪۰	بدون الیاف
۲	A	SF	٪۰	فلزی قلاب‌دار
۳	A	PF	٪۰	پلیمری ماکرو
۴	B	NC-C1	٪۰.۵	بدون الیاف
۵	B	SF-C1	٪۰.۵	فلزی قلاب‌دار
۶	B	PF-C1	٪۰.۵	پلیمری ماکرو
۷	C	NC-C2	۷٪.۲	بدون الیاف
۸	C	SF-C2	۷٪.۲	فلزی قلاب‌دار
۹	C	PF-C2	۷٪.۲	پلیمری ماکرو
۱۰	D	R-NC-C1	٪۰.۵	بدون الیاف
۱۱	D	R-SF-C1	٪۰.۵	فلزی قلاب‌دار
۱۲	D	R-PF-C1	٪۰.۵	پلیمری ماکرو
۱۳	E	R-NC-C2	۷٪.۲	بدون الیاف
۱۴	E	R-SF-C2	۷٪.۲	فلزی قلاب‌دار
۱۵	E	R-PF-C2	۷٪.۲	پلیمری ماکرو

### ۳-۵- نحوه اعمال خوردگی تسریع شده در تیرهای آزمایشگاهی

پس از عمل‌آوری، نمونه‌ها تحت آزمایش خوردگی تسریع شده قرار گرفتند. شکل ۳-۱۰ جزییات مدار الکتریکی برای اعمال خوردگی تسریع شده در آزمایشگاه و شکل ۳-۱۱ نمایی شماتیک از مدار الکتریکی ساخته شده جهت ایجاد خوردگی تسریع شده را نشان می‌دهد. استخر بتنی به منظور جلوگیری از کاهش جریان با یک لایه پلاستیکی کاملاً پوشانده شد. خوردگی تسریع شده با عمل الکتروشیمیایی و به وسیله اعمال شدت جریان ثابت بین آند و کاتد صورت گرفت. قفسه آرماتوربندی شامل میلگردهای طولی و عرضی به‌عنوان آند در نظر گرفته شد و یک میلگرد در خارج از نمونه به‌عنوان کاتد قرار گرفت. نمونه‌ها و کاتد در محلول سه درصد آب نمک (۳ درصد وزنی آب، نمک استفاده شد) قرار داده شد و با ایجاد شدت جریان ثابت بین آند و کاتد توسط یک دستگاه منبع تغذیه فرآیند خوردگی آغاز گردید. شدت جریان ثابت برابر ۲/۵ آمپر برای هر یک از نمونه‌ها، و ولتاژ دستگاه در محدوده شش الی هفت ولت کنترل گردید. زمان مورد نیاز برای رسیدن به سطوح خوردگی مورد نظر با توجه به قانون فارادی و مطابق رابطه زیر محاسبه گردید:

$$\Delta W = \frac{I.t.A_m}{Z.F} \quad : (1)$$

که در این رابطه  $I$  : شدت جریان اعمالی بر حسب آمپر،  $A_m$  : جرم اتمی فلز (برای آهن ۵۵/۸ گرم)،  $Z$  : ظرفیت فلز (برابر با ۲)،  $t$  : زمان از هنگام شروع اعمال خوردگی بر حسب ثانیه،  $F$  : ثابت فارادی (۹۶۵۵۹ کولمب) و  $\Delta W$  : وزن از دست رفته به گرم می باشد.

پس از شکست نمونه‌ها، وضعیت میلگردها از نظر وزن باقیمانده مورد بررسی قرار گرفته و با نتایج حاصل از رابطه فارادی کنترل گردید. درصد خوردگی نمونه‌ها پس از وزن مجدد از رابطه (۲) به دست می آید.

$$\text{percent}_{\text{corr}} = \frac{\Delta W}{w_0} * 100 \quad (2)$$

که در آن  $w_0$  وزن اولیه میلگردها قبل از خوردگی و  $\Delta W$  وزن از دست رفته به گرم می باشد.

جدول ۳-۷- تعیین و زمان خوردگی تسریع شده بر اساس رابطه فارادی در سطوح خوردگی یک و دو

سطح خوردگی	I (Amp)	t (hr)	$\Delta W$ (gr)	وزن اولیه فولاد (gr)	درصد خوردگی
یک	۲/۵	۳۲۷	۸۸۹	۱۲۷۲۵	۷
دو	۲/۵	۴۴۰	۱۲۷۰	۱۲۷۲۵	۱۰



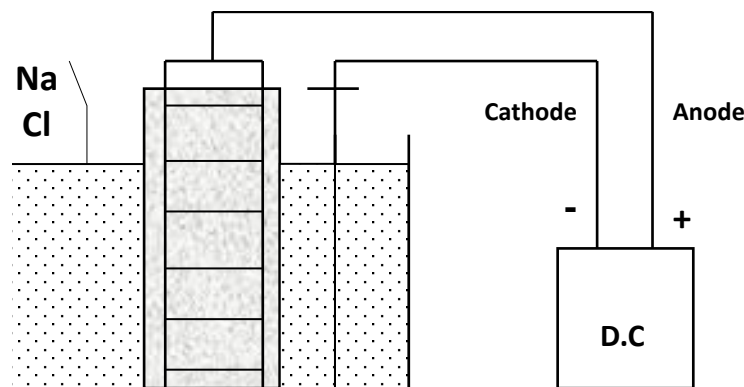
الف) منبع تغذیه و آمپرسنج برای نمایش میزان خوردگی



ب) مدار الکتریکی برای ایجاد خوردگی تسریع شده



ج) تیرها در آزمایش خوردگی



شکل ۳-۱۱: مدار الکتریکی برای اعمال خوردگی [۱]

### ۳-۶- بررسی و کنترل میزان خوردگی نمونه‌ها

به منظور بررسی شرایط خوردگی ایجاد شده در سطوح مختلف، پس از بارگذاری و شکستن نمونه‌ها تحت بار خمشی، بتن نمونه‌ها توسط دستگاه هیلتی تخریب شد و میلگردهای طولی و عرضی مورد بررسی قرار گرفتند و مجدداً وزن شدند. طی آزمایش انجام شده با روش خوردگی تسریع شده با توجه به محل قرارگیری میلگردها میزان خوردگی ایجاد شده در میلگردها متفاوت بود. میلگردهای نزدیک به گوشه خوردگی بیشتری نسبت به میلگردهای میانی داشتند و همچنین خوردگی در میلگردهای عرضی بیشتر از میلگردهای طولی رخ داده بود.

همانطور که در جدول ۳-۸ مشاهده می‌شود، بین نتایج حاصل از رابطه تئوری مبتنی بر قانون فارادی و وزن محاسبه شده تقریبی از نتایج آزمایشگاهی تفاوت وجود دارد. و همانطور که مشاهده می‌شود قانون فارادی برای نمونه‌های با ابعاد بزرگ دارای خطای تا حدود ۳-۲٪ می‌باشد [۷۵].

جدول ۳-۸- مقایسه نتایج حاصل از رابطه فارادی و آزمایش برای دو سطح خوردگی

اختلاف تئوری با آزمایش	خوردگی از رابطه فارادی	خوردگی تجربی	وزن فولاد پس از خوردگی (گرم)	وزن اولیه فولاد (گرم)	سطح خوردگی
۲٪	۷٪	۵٪	۱۲۰۸۸	۱۲۷۲۵	یک
۲/۸٪	۱۰٪	۷/۲٪	۱۱۸۰۹	۱۲۷۲۵	دو

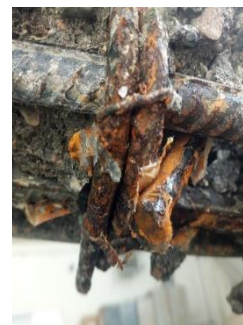




ج) خوردگی ایجاد شده در سطح  
زیرین تیر



ب) محصولات خوردگی بر روی  
سطح خارجی تیرها



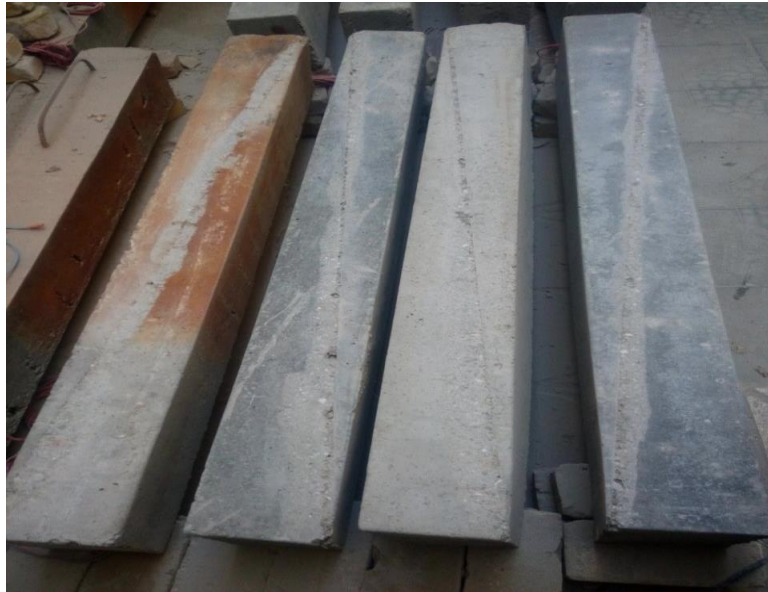
الف) خوردگی در  
خاموت‌ها پس از  
تخریب بتن تیرها

شکل ۳-۱۲: نحوه خوردگی ایجاد شده در تیرهای آزمایشگاهی

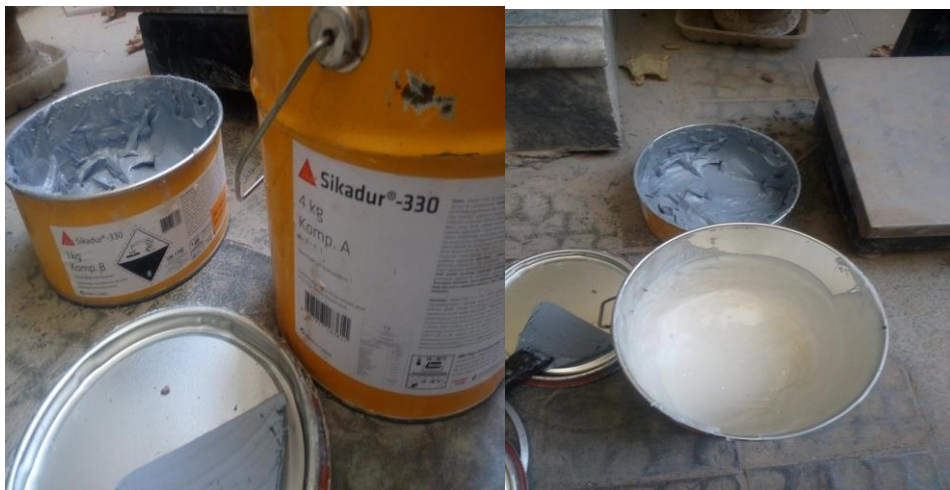
### ۳-۷- مقاوم‌سازی تیرها با ورق‌های پلیمری شیشه (GFRP)

نمونه‌هایی که در معرض خوردگی شدید قرار می‌گیرند، قطر و سطح مقطع میلگرد در آنها بسیار کم می‌گردد که این موضوع باعث می‌شود آرماتورهای طولی شده نیروی کمتری تحمل کنند و از طرفی درصد میلگردهای عرضی موجود نیز کاهش یافته و در بسیاری از موارد حداقل‌های آئین‌نامه‌ای را برآورده نمی‌کند. لذا ورق‌های پلیمری شیشه جهت مقاوم‌سازی و افزایش شکل‌پذیری نمونه‌های دارای خوردگی مورد استفاده قرار گرفتند.

پس از اتمام دوره خوردگی تسریع شده و رسیدن به سطوح خوردگی مورد نظر، ناهمواری‌ها و مواد اضافی چسبیده به سطح زیرین نمونه‌ها از بین برده شد و آماده‌سازی گردید. سپس سطح زیرین نمونه‌ها را با یک مایع اولیه آغشته کرده و سطح نمونه‌ها را برای چسباندن الیاف پلیمری با چسب مخصوص آماده نمودیم.



شکل ۳-۱۳: سطح اولیه نمونه ها قبل از آماده سازی



شکل ۳-۱۴: سطح اولیه نمونه ها قبل از آماده سازی

سپس به منظور ایجاد یک سطح صاف برای چسباندن الیاف پلیمری (GFRP) و پر کردن حفرات و ترک‌ها از بتونه‌های پرکننده استفاده شد. سپس سطح نمونه‌ها توسط سمباده صاف شد. ورق‌های شیشه برای سطح زیرین تیرها در یک لایه به طول ۱ متر و در آزمایشگاه بریده شد.

برای چسباندن ورق‌های پلیمری (GFRP) به سطح بتن از چسب حاصل از ترکیب رزین اپوکسی و سخت کننده استفاده شد. رزین و سخت کننده را به نسبت دو به یک در آزمایشگاه وزن کرده و پس از مخلوط نمودن ابتدا یک لایه از چسب با غلظت‌های مخصوص روی سطح بتن کشیده شد و سپس ورق‌های بریده شده کاملاً با چسب آغشته و اشباع شدند و روی تیرها قرار گرفتند.



شکل ۳-۱۵: چسباندن ورقهای پلیمری شیشه به تیر (GFRP)

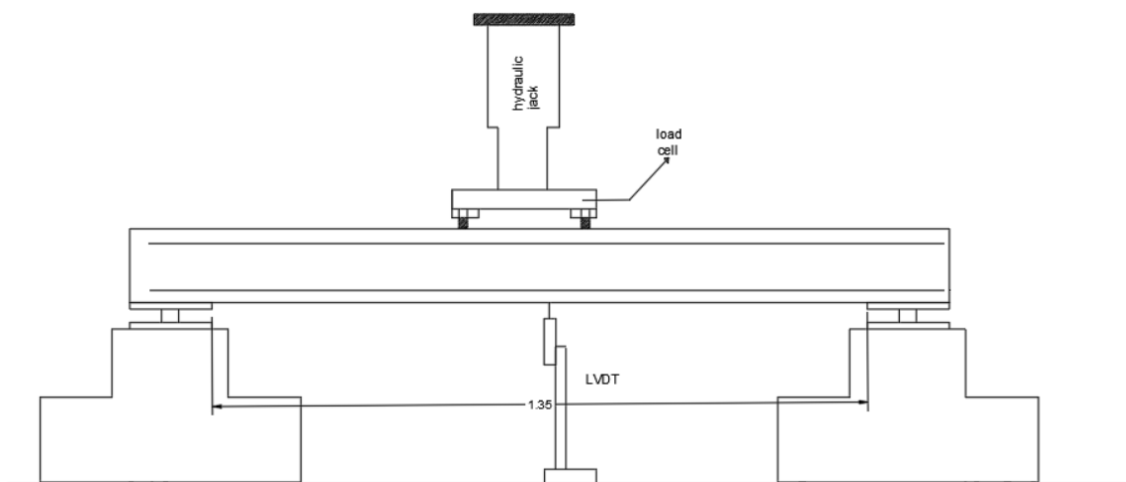
در این برنامه آزمایشگاهی هفت الی ۱۰ روز برای عمل‌آوری رزین در نظر گرفته شد. نمونه‌ها به مدت حدود یک ماه پس از چسباندن الیاف، در دمای محیط آزمایشگاه نگهداری شده و سپس آزمایش خمشی بعدی روی آنها انجام شد.

### ۳-۸- ابزاربندی آزمایش و نحوه بارگذاری

در آخرین مرحله از برنامه آزمایشگاهی کلیه نمونه‌های دارای خوردگی و بدون خوردگی تحت بارگذاری استاتیکی افزایشی قرار گرفتند. همزمان با اعمال بار محوری، تغییر شکل خمشی متناظر با نیروهای وارده برای کلیه نمونه‌ها به وسیله یک عدد تغییر مکان سنج (LVDT) کنترل و ثبت شد. شکل ۳-۱۶ دستگاه بارگذاری و ابزارآلات مورد استفاده (Setup) در آزمایشگاه را به دو صورت واقعی و شماتیک نشان می‌دهد. تیرهای بتنی توسط دستگاه بارگذاری دو نقطه‌ای که به صورت مستقیم روی وجه فشاری تیر قرار داشتند مورد آزمایش قرار گرفتند. بارگذاری تا گسیختگی کامل نمونه‌ها ادامه یافت. ظرفیت جک مورد استفاده در این آزمایش ۱۰۰۰ کیلونیوتن بود.



الف) بارگذاری و ابزاربندی آزمایش در آزمایشگاه

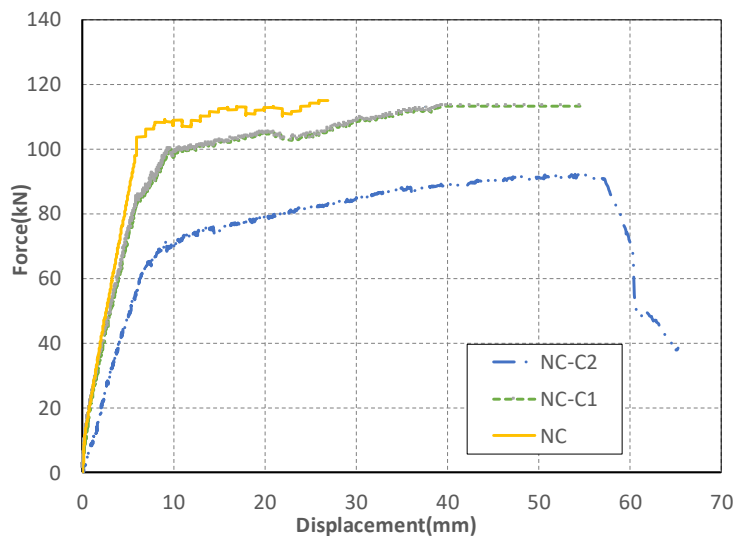


ب) ابزاربندی شماتیک دستگاه آزمایش خمشی  
 شکل ۳-۱۶: برپایش آزمایشگاهی

### ۹-۳- مشاهدات آزمایشگاهی

#### ۹-۳-۱- نتایج و مشاهدات آزمایشگاهی خمشی برای نمونه‌های بدون الیاف

همانطور که در نام‌گذاری جدول شماره ۳-۷ مشاهده می‌شود، نمونه‌های آزمایشگاهی NC و NC-C1 و NC-C2 نمونه‌های بدون الیاف هستند. مطابق مشاهدات آزمایشگاهی در نمونه‌های بتن معمولی در سطح یک خوردگی، خوردگی معطوف به میلگردهای عرضی بوده ولی در سطح دو خوردگی هم میلگردهای طولی و هم میلگردهای عرضی درگیر خوردگی بودند. نمودار بار-تغییرمکان و شمایی از مود نهایی گسیختگی نمونه‌ها در شکل‌های ۳-۱۷ و ۳-۱۸ آورده شده است. مکانیزم خرابی در نمونه‌های بدون الیاف همانطور که با مشاهده ترک‌ها در شکل ۳-۱۸ مشخص است در خصوص بتن بدون خوردگی با ترک‌های کم عمق‌تر می‌باشد و هرچه درصد خوردگی بالاتر رفته عمق ترک‌ها بیشتر شده است. همانطور که در شکل ۳-۱۹ مشاهده می‌شود، در نمونه NC اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۵۵ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و در بارهای ۹۰-۸۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب در قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۱۴ کیلو نیوتن به گسیختگی نهایی رسید. مطابق شکل ۳-۲۰ در نمونه NC-C1 اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۴۴ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و در بار ۸۰-۶۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب در قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۱۳ کیلو نیوتن به گسیختگی نهایی رسید و همانطور که در شکل ۳-۲۱ مشاهده می‌شود، در نمونه NC-C2 اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۱۷ کیلونیوتن رخ داد و در نهایت در بار ۹۲ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید.



شکل ۳-۱۷: نمودار بار-تغییرمکان برای تیرهای بدون خوردگی و با خوردگی ۵٪ و ۷/۲٪ با درصد الیاف ۰٪.





ج) نمونه NC-C2



ب) نمونه NC-C1



الف) نمونه NC

شکل ۳-۱۸: مود نهایی گسیختگی نمونه‌های بدون الیاف در سطوح مختلف خوردگی



شکل ۳-۱۹: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و بدون خوردگی (NC)



شکل ۳-۲۰: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح یک (NC-C1)



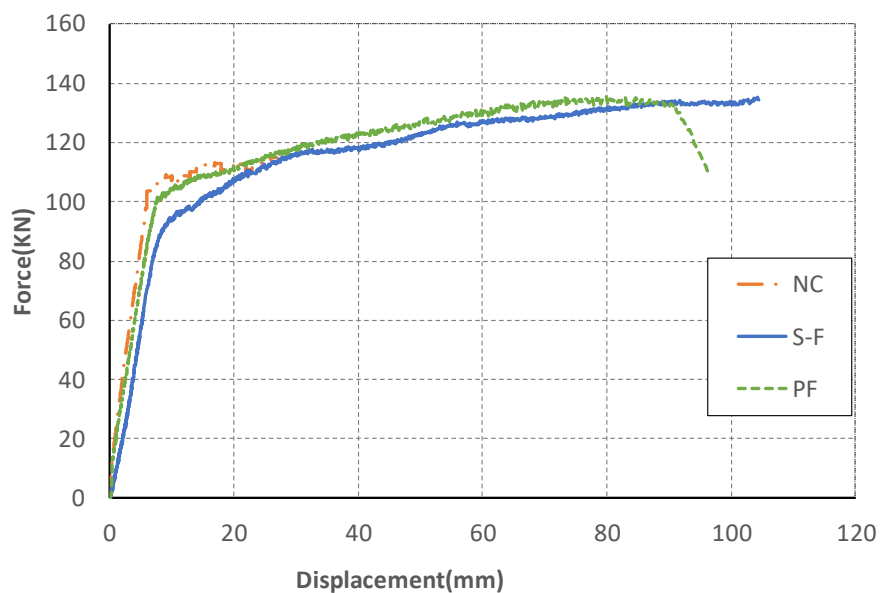
شکل ۳-۲۱: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح دو (NC-C2)

### ۳-۹-۲- نتایج آزمایش خمشی و مقایسه عملکرد نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف

#### ۳-۹-۲-۱- مقایسه نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح خوردگی ۰٪

تیرهای بدون خوردگی گروه A، در سه گروه نمونه بدون الیاف، نمونه با الیاف فلزی قلابدار و نمونه با الیاف پلیمری ماکرو با درصد حجمی ۰/۵ مورد آزمایش قرار گرفتند تا تاثیر هر کدام از الیاف بر رفتار سازه‌ای تیرها به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گیرد. شکل ۳-۲۲ نمودار بار-تغییر مکان را برای نمونه‌های مختلف بتنی و با خوردگی ۰٪ نشان می‌دهد و شکل ۳-۲۳ شمایی از مود نهایی گسیختگی نمونه‌های گروه A را نشان می‌دهد. مکانیزم خرابی در نمونه‌های بدون خوردگی همانطور که با مشاهده الگوی ترک‌ها در شکل ۳-۲۳ مشخص است در خصوص نمونه بدون الیاف با ترک‌های با عمق بیشتر می‌باشد و در خصوص نمونه‌های با الیاف با هر دو نوع الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو با افزایش بار به صورت ترک‌های بیشتر و با عمق کمتر می‌باشد. همانطور که در شکل ۳-۲۴ مشاهده می‌شود، در نمونه NC اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۵۵ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و در بارهای ۸۰-۹۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب در قسمت میانی تیر مشاهده گردید و با ادامه بارگذاری عمق ترک‌های ایجاد شده قبلی بیشتر شده در نهایت در بار ۱۱۴ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. مطابق شکل ۳-۲۵ در نمونه SF اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۲۴ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۵۰-۷۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۴ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. همانطور که در شکل ۳-۲۶ مشاهده می‌شود، در نمونه PF اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۳۰ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۵۰-۷۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۴ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. در خصوص مقایسه الگوی ترک در نمونه‌های گروه A می‌توان به کاهش عمق ترک‌ها در نمونه‌های

الیافی و ایجاد ترک‌های ریز جدید به جای افزایش عمق ترک‌های پیشین به علت خاصیت پل زدن الیاف اشاره کرد.



شکل ۳-۲۲: نمودار بار-تغییر مکان تیرهای بدون خوردگی (گروه A)



الف) نمونه PF

ب) نمونه SF

ج) نمونه NC

شکل ۳-۲۳: مود نهایی گسیختگی نمونه‌های گروه A (نمونه های بدون خوردگی)



شکل ۳-۲۴: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و بدون خوردگی (NC)





شکل ۳-۲۵: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و بدون خوردگی (SF)

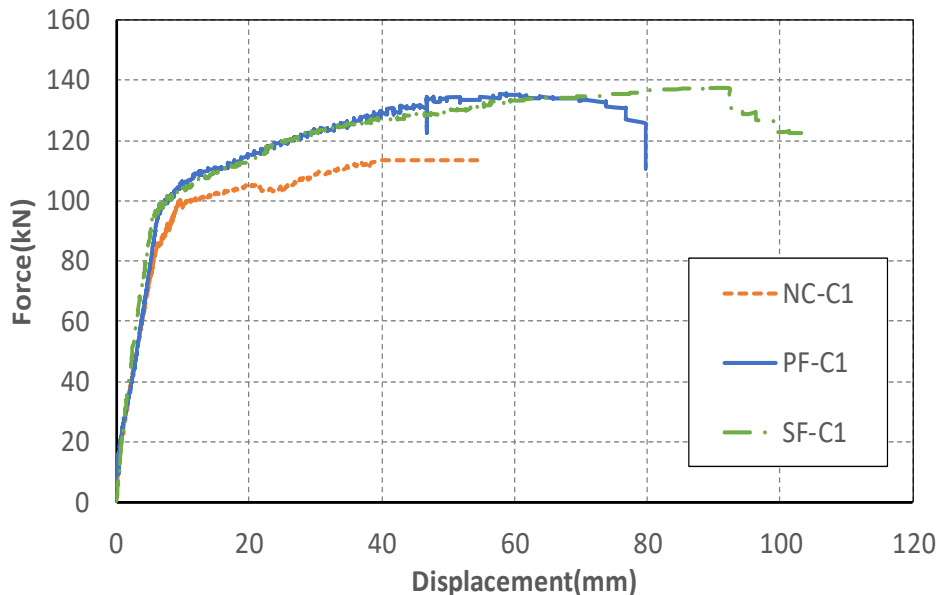


شکل ۳-۲۶: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و بدون خوردگی (PF)

### ۳-۹-۲-۲- مقایسه نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح خوردگی ۰.۵٪

تیرهای با خوردگی پنج درصد گروه B، در سه گروه نمونه بدون الیاف، نمونه با الیاف فلزی قلابدار و نمونه با الیاف پلیمری ماکرو با درصد حجمی ۰/۵ مورد آزمایش قرار گرفتند تا تاثیر هر کدام از الیاف بر رفتار سازه‌ای تیرها به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گیرد. شکل ۳-۲۷ نمودار بار-تغییر مکان را برای نمونه‌های مختلف بتنی و با خوردگی ۰.۵٪ نشان می‌دهد و شکل ۳-۲۸ شمایی از مود نهایی گسیختگی نمونه‌های گروه B را نشان می‌دهد. مکانیزم خرابی در نمونه‌های بدون خوردگی همانطور که با مشاهده الگوی ترک‌ها در شکل ۳-۲۸ مشخص است در خصوص نمونه بدون الیاف با ترک‌های با عمق بیشتر می‌باشد و در خصوص نمونه‌های با الیاف با هر دو نوع الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو با افزایش بار به صورت ترک‌های بیشتر و با عمق کمتر می‌باشد. همانطور که در شکل ۳-۲۹ مشاهده می‌شود، در نمونه NC-C1 اولین ترک‌ها بصورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۴۴

کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و در بار ۸۰-۶۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب در قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۱۳ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. مطابق شکل ۳-۳۰ در نمونه SF-C1 اولین ترک‌ها بصورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۴۴ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۷۰-۵۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۴ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. همانطور که در شکل ۳-۳۱ مشاهده می‌شود، در نمونه PF-C1 اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۲۵ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۷۰-۵۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۴ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. در خصوص مقایسه الگوی ترک در نمونه‌های گروه B و گروه A می‌توان به افزایش عمق ترک در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح یک NC-C1 نسبت به نمونه NC اشاره کرد اما در نمونه‌های الیافی با خوردگی سطح یک نسبت به نمونه بدون خوردگی و بدون الیاف NC ترک‌های با عمق کمتری داشته‌ایم، کاهش عمق ترک‌ها در نمونه‌های الیافی و ایجاد ترک‌های جدید به جای افزایش عمق ترک‌های پیشین به علت خاصیت پل زدن الیاف می‌باشد.



شکل ۳-۲۷: نمودار بار-تغییر مکان تیرهای با خوردگی ۵٪ (گروه B)



ج) نمونه PF-C1



ب) نمونه SF-C1



الف) نمونه NC-C1

شکل ۳-۲۸: مود نهایی گسیختگی نمونه‌های گروه B



شکل ۳-۲۹: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح یک (NC-C1)



شکل ۳-۳۰: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (SF-C1)



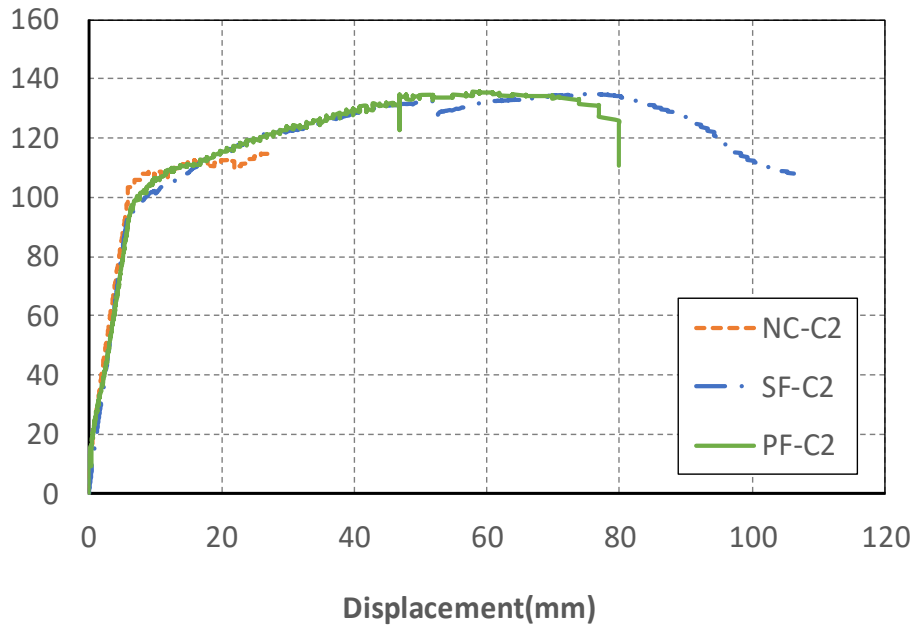


شکل ۳-۳۱: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (PF-C1)

### ۳-۹-۲-۳- مقایسه نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح خوردگی ۷/۲٪

تیرهای با خوردگی هفت و دو دهم درصد گروه C، در سه گروه نمونه بدون الیاف، نمونه با الیاف فلزی قلابدار و نمونه با الیاف پلیمری ماکرو با درصد حجمی ۰/۵ مورد آزمایش قرار گرفتند تا تاثیر هر کدام از الیاف بر رفتار سازه‌ای تیرها به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گیرد. شکل ۳-۳۲ نمودار بار-تغییر مکان را برای نمونه‌های مختلف بتنی و با خوردگی ۷/۲٪ نشان می‌دهد و شکل ۳-۳۳ شمایی از مود نهایی گسیختگی نمونه‌های گروه C را نشان می‌دهد. مکانیزم خرابی در نمونه‌های بدون خوردگی همانطور که با مشاهده الگوی ترک‌ها در شکل ۳-۳۳ مشخص است در خصوص نمونه بدون الیاف با ترک‌های با عمق بیشتر می‌باشد و در خصوص نمونه‌های با الیاف با هر دو نوع الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو با افزایش بار به صورت ترک‌های بیشتر و با عمق کمتر می‌باشد. همانطور که در شکل ۳-۳۴ مشاهده می‌شود، در نمونه NC-C2 اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۱۷ کیلونیوتن رخ داد و در نهایت در بار ۹۲ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. مطابق شکل ۳-۳۵ در نمونه SF-C2 اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۲۴ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۵۰-۶۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۴ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. همانطور که در شکل ۳-۳۶ مشاهده می‌شود در نمونه PF-C2 اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۲۳ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۵۰-۶۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۵ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. در خصوص مقایسه الگوی ترک در نمونه‌های گروه B و گروه A می‌توان به افزایش عمق ترک در نمونه‌های بدون الیاف و با خوردگی سطح یک و دو نسبت به نمونه NC اشاره کرد، اما در نمونه‌های الیافی با خوردگی

سطح یک و حتی سطح دو نسبت به نمونه بدون خوردگی و بدون الیاف NC ترک‌های با عمق کمتری داشته‌ایم، کاهش عمق ترک‌ها در نمونه‌های الیافی و ایجاد ترک‌های جدید به جای افزایش عمق ترک‌های پیشین به علت خاصیت پل زدن الیاف می‌باشد.



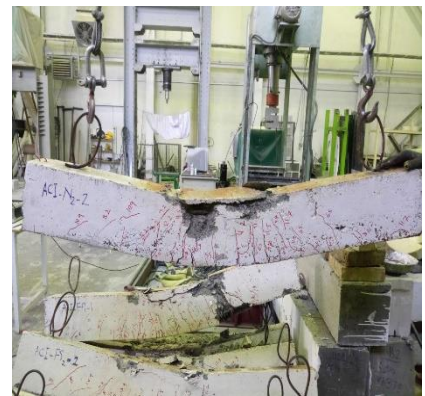
شکل ۳-۳۲: نمودار بار-تغییر مکان تیرهای با خوردگی ۷/۲٪ (گروه C)



نمونه PF-C2



نمونه SF-C2



نمونه NC-C2

شکل ۳-۳۳: مود نهایی گسیختگی نمونه‌های گروه C



شکل ۳-۳۴: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح دو (NC-C2)



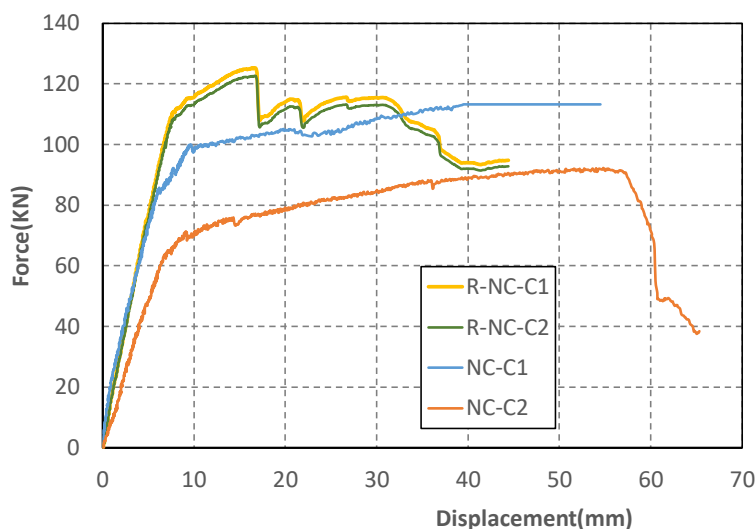
شکل ۳-۳۵: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح دو (SF-C2)



شکل ۳-۳۶: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح دو (PF-C2)

### ۳-۹-۳- نتایج و مشاهدات آزمایشگاهی خمشی برای نمونه‌های بدون الیاف مقاوم سازی شده با الیاف پلیمری شیشه (GFRP)

شکل های ۳-۳۷ و ۳-۳۸ به ترتیب نمودار بار-تغییر مکان و مود نهایی گسیختگی برای تیرهای مورد آزمایش را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۳-۳۸ مشاهده می‌شود در خصوص مکانیزم گسیختگی نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نسبت به نمونه‌های بدون مقاوم‌سازی شاهد کاهش تعداد ترک‌ها و میزان بازشدگی و افزایش عمق ترک‌ها و همچنین تمرکز خرابی در محل گسیختگی ورق FRP بوده‌ایم. مطابق شکل ۳-۳۹ در نمونه NC-C1 اولین ترک‌ها بصورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۴۴ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و در بار ۶۰-۸۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب در قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۱۳ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. مطابق شکل ۳-۴۰ در نمونه NC-C2 اولین ترک‌ها بصورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۱۷ کیلونیوتن رخ داد و در نهایت در بار ۹۲ کیلو نیوتن به گسیختگی نهایی رسید. همانطور که در شکل ۳-۴۱ مشاهده می‌شود در نمونه R-NC-C1 اولین ترک‌ها بصورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۵۰ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۷۰-۸۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۲۵ کیلونیوتن شاهد جداشدگی (debonding) ورق FRP و گسیختگی نهایی تیر بودیم. مطابق شکل ۳-۴۲ در نمونه R-NC-C2 اولین ترک‌ها بصورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۴۶ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۵۰-۶۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۲۲ کیلونیوتن شاهد جداشدگی ورق FRP و گسیختگی نهایی تیر بودیم.



شکل ۳-۳۷: نمودار بار-تغییر مکان برای تیرهای با خوردگی ۵٪ و ۲٪، ۷٪ با درصد الیاف ۰٪ در دو حالت بدون مقاوم‌سازی و مقاوم‌سازی شده با GFRP





د) نمونه R-NC-C2

ج) نمونه R-NC-C1

ب) نمونه NC-C2

الف) نمونه NC-C1

شکل ۳-۳۸: مود نهایی گسیختگی نمونه های بدون الیاف در سطح یک خوردگی در دو حالت بدون مقاومسازی و مقاومسازی شده با GFRP



شکل ۳-۳۹: ترک های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح یک (NC-C1)



شکل ۳-۴۰: ترک های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح دو (NC-C2)





شکل ۳-۴۱: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح یک مقاوم‌سازی شده با  
**(R-NC-C1) GFRP**

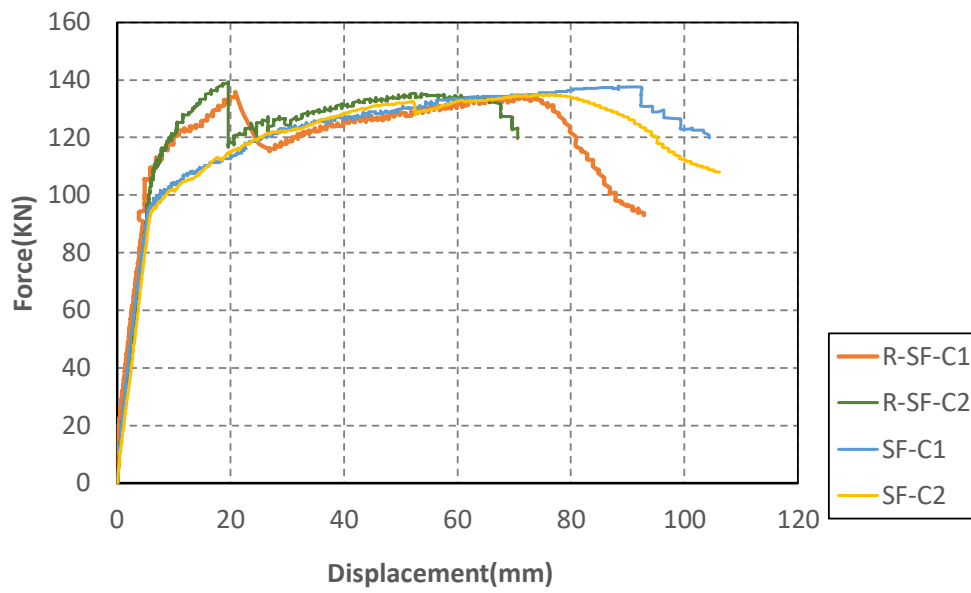


شکل ۳-۴۲: ترک‌های ایجاد شده در نمونه بدون الیاف و با خوردگی سطح دو مقاوم‌سازی شده با  
**(R-NC-C2) GFRP**

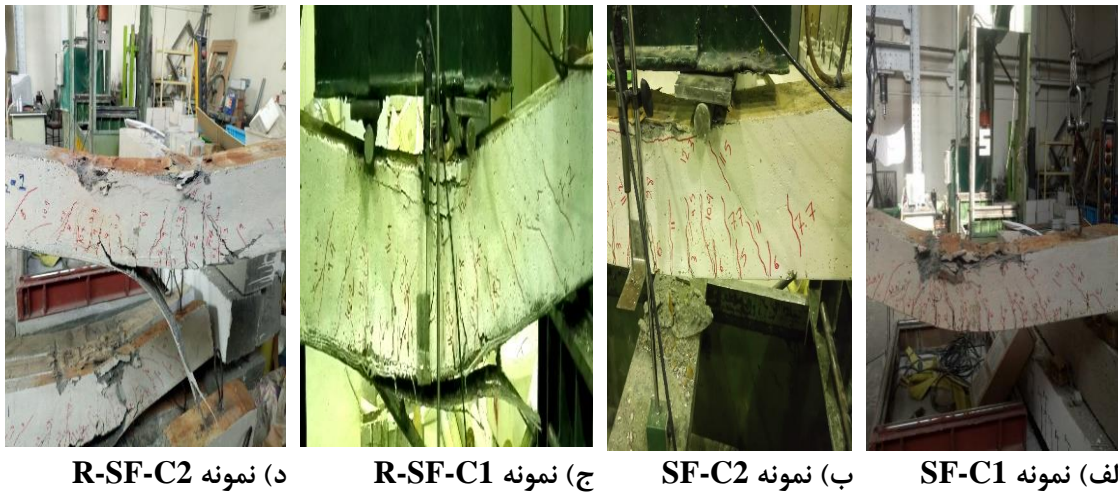
### ۳-۹-۴- نتایج آزمایش خمشی برای نمونه‌های با الیاف مقاوم‌سازی شده با الیاف پلیمری شیشه (GFRP)

#### ۳-۹-۴-۱- مقایسه تاثیر مقاوم‌سازی در نمونه‌های دارای الیاف فلزی قلابدار در سطح یک و دو خوردگی

شکل های ۳-۴۳ و ۳-۴۴ به ترتیب نمودار بار-تغییرمکان و مود نهایی گسیختگی برای تیرهای مورد آزمایش را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۳-۴۴ مشاهده می‌شود در خصوص مکانیزم گسیختگی نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نسبت به نمونه‌های بدون مقاوم‌سازی شاهد کاهش تعداد ترک‌ها و میزان بازشدگی و افزایش عمق ترک‌ها نسبت به نمونه‌های مقاوم‌سازی نشده و همچنین تمرکز خرابی در محل گسیختگی ورق FRP بوده‌ایم. مطابق شکل ۳-۴۵ در نمونه SF-C1 اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۴۴ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۵۰-۷۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۴ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. مطابق شکل ۳-۴۶ در نمونه SF-C2 اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۲۴ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۵۰-۶۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۴ کیلونیوتن به گسیختگی نهایی رسید. مطابق شکل ۳-۴۷ در نمونه R-SF-C1 اولین ترک‌ها بصورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۶۰ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۷۰-۸۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۲۳ کیلونیوتن شاهد جداشدگی ورق FRP و در ۱۳۷ کیلونیوتن شاهد گسیختگی نهایی تیر بودیم. همانطور که در شکل ۳-۴۸ مشاهده می‌شود در نمونه R-SF-C2 اولین ترک‌ها بصورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۵۵ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۷۰-۸۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۳ کیلونیوتن شاهد جداشدگی (debonding) ورق FRP و در بار ۱۳۹ کیلونیوتن شاهد گسیختگی نهایی تیر بودیم.



شکل ۳-۴۳: نمودار بار-تغییر مکان برای تیرهای با خوردگی ۵٪ و ۷/۲٪ با درصد الیاف فلزی قلابدار در دو حالت بدون مقاومسازی و مقاومسازی شده با GFRP



شکل ۳-۴۴: مود نهایی گسیختگی نمونه های با الیاف فلزی قلابدار در سطح یک خوردگی در دو حالت بدون مقاومسازی و مقاومسازی شده با GFRP



شکل ۳-۴۵: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (SF-C1)



شکل ۳-۴۶: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح دو (SF-C2)





شکل ۳-۴۷: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (R-SF-C1)



شکل ۳-۴۸: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (R-SF-C2)

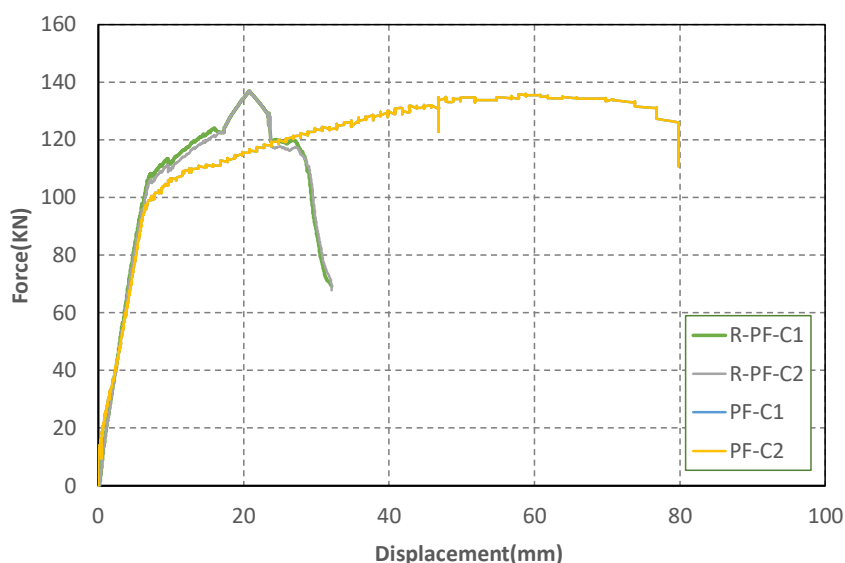
### ۳-۹-۴-۲- مقایسه تاثیر مقاومتسازی در نمونه‌های دارای الیاف پلیمری ماکرو در سطح یک و دو خوردگی

شکل های ۳-۴۹ و ۳-۵۰ به ترتیب نمودار بار-تغییر مکان و مود نهایی گسیختگی برای تیرهای مورد آزمایش را نشان می‌دهد. مطابق شکل ۳-۵۱ در نمونه PF-C1 اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۲۵ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۷۰-۵۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۴ کیلو نیوتن به گسیختگی نهایی رسید. همانطور که در شکل ۳-۵۲ مشاهده می‌شود در نمونه PF-C2 اولین ترک‌ها به صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۲۳ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری

ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۶۰-۵۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۵ کیلو نیوتن به گسیختگی نهایی رسید.

همان‌طور که در شکل ۳-۵۳ مشاهده می‌شود در خصوص مکانیزم گسیختگی نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نسبت به نمونه‌های بدون مقاوم‌سازی روند ترک‌خوردگی هر دو گروه مشابه است ولی در تیرهای تقویت شده شاهد کاهش تعداد ترک‌ها و کاهش میزان بازشدگی و عدم افزایش عمق ترک‌ها نسبت به نمونه‌های مقاوم‌سازی نشده و همچنین تمرکز خرابی در محل گسیختگی ورق FRP بوده‌ایم. همان‌طور که در شکل ۳-۵۰ مشاهده می‌شود نمونه R-PF-C1 اولین ترک‌ها به‌صورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۵۸ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۸۰-۷۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۳۵ کیلونیوتن شاهد جداسازی ورق FRP و در بار ۱۳۷ کیلونیوتن شاهد گسیختگی نهایی تیر بودیم. مطابق شکل ۳-۵۴ در نمونه R-PF-C2 اولین ترک‌ها بصورت ترک‌های قائم در قسمت تحتانی تیر و در بار ۵۸ کیلونیوتن رخ داد و در ادامه و با افزایش بارگذاری ترک‌های ریز و با عمق کم شکل گرفتند و در بار ۸۰-۷۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های مورب با شروع از قسمت تحتانی تیر و ادامه یافتن تا قسمت میانی تیر مشاهده گردید و در نهایت در بار ۱۲۳ کیلونیوتن شاهد جداسازی ورق FRP (debonding) و در بار ۱۳۷ کیلونیوتن شاهد گسیختگی نهایی تیر بودیم.

در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با افزایش تغییر شکل و نزدیک شدن به جابه‌جایی نهایی، ترک‌های ریزی در وسط دهانه و در مجاورت ترک‌های اولیه ایجاد شده و ورق GFRP تغییر حالت داده و پاره شد و افزایش عمق ترک‌ها و تمرکز خرابی در همان محل پارگی ورق رخ می‌داد.



شکل ۳-۴۹: نمودار بار-تغییر مکان برای تیرهای با خوردگی ۵٪ و ۲٪/۷٪ با درصد الیاف پلیمری ماکرو در دو حالت بدون مقاوم‌سازی و مقاوم‌سازی شده با GFRP



الف) نمونه PF-C1 (ب) نمونه PF-C2 (ج) نمونه R-PF-C1 (د) نمونه R-PF-C2

شکل ۳-۵۰: مود نهایی گسیختگی نمونه های با الیاف پلیمری ماکرو در سطح یک خوردگی در دو حالت بدون مقاومسازی و مقاومسازی شده با GFRP



شکل ۳-۵۱: ترک های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (PF-C1)





شکل ۳-۵۲: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح دو (PF-C2)



شکل ۳-۵۳: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (R-PF-C1)



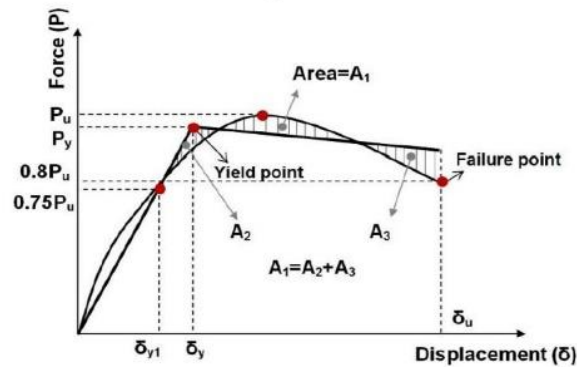
شکل ۳-۵۴: ترک‌های ایجاد شده در نمونه با الیاف فلزی قلابدار و با خوردگی سطح یک (R-PF-C2)



## فصل ۴: تحلیل و تفسیر نتایج

#### ۱-۴- تفسیر نتایج آزمایشگاهی

#### ۱-۱-۴- دوخطی کردن منحنی‌های بار تغییرمکان نمونه‌های آزمایشگاهی



شکل ۱-۴: نقاط مشخصه در نمودار بار- تغییر مکان

منحنی‌های بار-تغییرمکان نمونه‌های آزمایشگاهی به روش پائولی-پرایستلی دوخطی شدند.

مطابق شکل ۱-۴ که در آن،

$P_u =$  حداکثر مقاومت نمونه

$0.8P_u =$  نقطه متناظر با ۲۰٪ افت مقاومت و یا گسیختگی نمونه و یا انتهای بارگذاری است. که از این نقطه بدست می‌آید.

از نقطه صفر مختصات تا نقطه متناظر با  $0.75P_u$  یک خط مستقیم عبور می‌دهیم که این خط سختی موثر می‌باشد. ( $k_{eff}$ )

سپس نقاط متناظر با yield point و failure point را به صورت گرافیکی و چشمی جابه‌جا می‌کنیم تا سطح‌های هاشور خورده با هم برابر باشد. بعد از نهایی شدن نقطه متناظر با yield point متناظر با  $H_y$  (بار جاری شدن) و  $\Delta y$  (تغییرمکان جاری شدن) می‌باشد.

شکل‌پذیری  $\mu$  با محاسبه نسبت تغییر مکان نهایی  $\Delta u$  به تغییر مکان تسلیم  $\Delta y$  به دست آمده است. نتایج حاصل از دوخطی کردن نمودارها در جدول ۱-۴ آمده است.

جدول ۴-۱- نتایج آزمایشگاهی نمونه های مختلف

گروه	نام نمونه	نوع الیاف	سطح خوردگی (درصد)	حداکثر مقاومت (kN)	جابجایی تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	شکل پذیری (μ)
گروه A	NC	بدون الیاف	۰٪	۱۱۴/۵	۶/۵	۲۶/۹	۴/۱۴
	SF	فلزی قلابدار	۰٪	۱۳۴	۱۱/۳۳	۱۰/۵	۹/۲۶
	PF	پلیمری ماکرو	۰٪	۱۳۵	۱۰/۵	۹۷	۹/۲۴
گروه B	NC-C1	بدون الیاف	۵٪	۱۱۳/۲	۱۵	۵۴/۵	۳/۶۳
	SF-C1	فلزی قلابدار	۵٪	۱۳۴	۸/۴۳	۶۷/۴	۸
	PF-C1	پلیمری ماکرو	۵٪	۱۳۵	۱۱	۹۵	۸/۶۴
گروه C	NC-C2	بدون الیاف	۷/۲٪	۹۲	۱۲/۵	۴۱	۳/۲۸
	SF-C2	فلزی قلابدار	۷/۲٪	۱۳۴	۱۵	۱۰/۶	۷/۰۷
	PF-C2	پلیمری ماکرو	۷/۲٪	۱۳۵	۱۰	۸۰	۸
گروه D	R-NC-C1	بدون الیاف	۵٪	۱۲۵	۱۰	۴۴/۴	۴/۴۴
	R-SF-C1	فلزی قلابدار	۵٪	۱۳۷	۱۰	۹۲	۱۰/۱۱
	R-PF-C1	پلیمری ماکرو	۵٪	۱۳۷	۸	۳۲/۵	۴/۰۶
گروه E	R-NC-C2	بدون الیاف	۷/۲٪	۱۲۲	۱۰	۴۴/۴	۴/۴۴
	R-SF-C2	فلزی قلابدار	۷/۲٪	۱۳۹	۷	۷۰	۱۰
	R-PF-C2	پلیمری ماکرو	۷/۲٪	۱۳۷	۸	۳۲/۵	۴/۰۶

#### ۴-۲- مقایسه شکل پذیری و حداکثر مقاومت نمونه های آزمایشگاهی

#### ۴-۲-۱- مقایسه شکل پذیری و حداکثر مقاومت برای نمونه های بدون الیاف

نتایج آزمایشگاهی حاصل از آزمایش خمشی که به صورت خلاصه در جدول ۴-۱ و نمودار بار تغییر- مکان در شکل ۳-۱۷ آورده شده است نتایج حاصل از بارگذاری و جابجایی وسط دهانه را برای نمونه های خورده شده و خورده نشده بدون الیاف نشان می دهد.

برای نمونه های بتن معمولی، ظرفیت باربری و شکل پذیری با افزایش درصد خوردگی کاهش یافته است. در نمونه با خوردگی سطح یک حداکثر مقاومت نسبت به نمونه بدون خوردگی تغییر چندانی نداشته است و از ۱۱۴/۵ کیلونیوتن به ۱۱۳/۲ کیلونیوتن رسیده است. اما با افزایش میزان خوردگی مشاهده می گردد که نمونه NC-C2 با سطح دو خوردگی افت مقاومت قابل توجه تری نسبت نمونه های NC و NC-C1 داشته است. لازم به ذکر است نمونه NC-C2 پایین ترین ظرفیت باربری و شکل پذیری را در میان پانزده نمونه مورد آزمایش داشته است. همانطور که از نتایج جدول ۴-۱ مشخص است شکل پذیری نمونه های بدون الیاف با افزایش درصد خوردگی کاهش یافته است. نمونه NC-C1 حدود ۱۳ درصد و نمونه NC-C2 حدود ۲۱ درصد نسبت به نمونه NC کاهش شکل پذیری داشته اند.

## ۲-۲-۴- مقایسه شکل پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح

### خوردگی ۰٪

تیرهای بدون خوردگی گروه A، در سه گروه نمونه بدون الیاف، نمونه با الیاف فلزی قلابدار و نمونه با الیاف پلیمری ماکرو با درصد حجمی ۰/۵ مورد آزمایش قرار گرفتند تا تاثیر هر کدام از الیاف بر رفتار سازه‌ای تیرها به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گیرد. شکل ۳-۲۲ نمودار بار-تغییر مکان را برای نمونه‌های مختلف بتنی و با خوردگی ۰٪ نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود حضور الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو تاثیر کمتری در افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها داشته اما شکل پذیری را به طور چشمگیری افزایش داده است به صورتی که ظرفیت باربری حدود ۲۰ کیلونیوتن افزایش یافته اما شکل-پذیری با استفاده از الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو به میزان ۲/۲۳ برابر افزایش یافته است. هر دو نوع الیاف پلیمری ماکرو و فلزی قلابدار بر روی شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت به صورت مشابه عمل کرده‌اند.

## ۳-۲-۴- مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح

### خوردگی ۰.۵٪

نمودار شکل ۳-۲۷ نتایج حاصل از بارگذاری و جابجایی وسط دهانه را برای نمونه‌های گروه B نشان می‌دهد. تاثیر الیاف بر افزایش ظرفیت باربری تیرها در گروه B قابل مشاهده است (البته این افزایش ظرفیت چندان زیاد نبوده است). هر دو نوع الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو در خصوص تاثیر بر افزایش ظرفیت باربری به صورت مشابه عمل کرده‌اند. همانطور که در جدول ۴-۱ و نمودار شکل ۳-۲۷ مشاهده می‌شود مهم‌ترین تاثیر استفاده از الیاف را می‌توان در افزایش شکل‌پذیری دید به صورتی که استفاده از الیاف فلزی قلابدار شکل‌پذیری را به میزان ۲/۲ و استفاده از الیاف پلیمری ماکرو شکل‌پذیری را به میزان ۲/۳۸ برابر نسبت به نمونه بدون الیاف افزایش داده است. در میان نمونه‌های گروه B شکل‌پذیری نمونه‌های SF-C1 و PF-C1 که نمونه‌های با الیاف و با خوردگی ۰.۵٪ هستند بسیار بیشتر از نمونه بدون الیاف و بدون خوردگی NC در گروه A می‌باشد. در مقایسه نمونه‌های با الیاف در گروه B و کاهش شکل‌پذیری در نمونه‌های دارای خوردگی سطح یک در گروه B مشاهده می‌شود اما همچنان شکل‌پذیری بالا و حدود ۲ برابر نمونه بدون الیاف می‌باشد. الیاف در طول مدتی که تیر رفتار خمشی دارد با انتقال دادن تنش، از بزرگ شدن و عمیق شدن میکرو ترک‌های ایجاد شده در نتیجه‌ی افزایش حجم ناشی از خوردگی در نمونه‌های الیافی جلوگیری کرده است. همانطور که در شکل ۳-۲۸ مشاهده می‌شود ترک‌های کششی بیشتری در ناحیه کششی تیرهای با الیاف نسبت به نمونه بدون الیاف مشاهده می‌شود و با افزایش بارگذاری در نمونه‌های الیافی شاهد ایجاد ترک‌های با عمق کم و در ناحیه کششی بودیم در حالیکه در نمونه NC-C1 با افزایش بارگذاری شاهد افزایش عمق ترک‌های ایجاد شده قبلی و شکسته شدن تیر بودیم. در خصوص تاثیر خوردگی سطح یک بر ظرفیت باربری در مقایسه با نمونه

بدون الیاف در هر دو گروه کاهش ظرفیت باربری را با توجه به خوردگی می‌توان مشاهده کرد اما در نمونه‌های الیافی در ظرفیت باربری تغییر محسوسی رخ نداده است.

#### ۴-۲-۴- مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف در سطح خوردگی ۷/۲٪

نمودار شکل ۳-۳۲ نتایج حاصل از بارگذاری و جابجایی وسط دهانه برای نمونه‌های گروه C را نشان می‌دهد. کاهش ظرفیت باربری در خصوص نمونه بدون الیاف NC-C2 نسبت به نمونه NC بسیار بیشتر و محسوس‌تر می‌باشد اما در خصوص نمونه‌های الیافی SF-C2 و PF-C2 افت ظرفیت باربری نسبت به نمونه‌های بدون خوردگی گروه A دیده نمی‌شود. شکل‌پذیری نمونه‌های گروه C نسبت به نمونه مشابه در گروه B و A کاهش داشته، اما شکل‌پذیری نمونه‌های الیافی SF-C2 و PF-C2 با خوردگی سطح ۲ نسبت به نمونه NC همچنان بسیار بیشتر و به ترتیب ۱/۷ و ۱/۹۳ برابر و نسبت به NC-C1 به ترتیب ۱/۹۴ و ۲/۲ برابر و نسبت به NC-C2 به ترتیب ۲/۱۵ و ۲/۴۳ برابر می‌باشد. در اینجا می‌توان تاثیر چشمگیر الیاف بر افزایش شکل‌پذیری نمونه‌ها را مشاهده کرد. لازم به ذکر است همانطور که در نتایج جدول ۴-۱ مشاهده می‌شود با افزایش درصد خوردگی، شاهد کاهش شکل‌پذیری کمتری از نمونه‌های با الیاف پلیمری ماکرو نسبت به الیاف فلزی قلابدار بوده‌ایم به‌صورتی که نمونه فلزی قلابدار SF-C2 افت ۲۴ درصدی شکل‌پذیری نسبت به نمونه SF و نمونه پلیمری ماکرو PF-C2 افت ۱۴ درصدی نسبت به نمونه PF داشته است. در خصوص مکانیزم خرابی تیرهای گروه C، همانطور که در شکل ۳-۳۲ مشاهده می‌گردد با افزایش بارگذاری در نمونه‌های الیافی شاهد ایجاد ترک‌های با عمق کم و در ناحیه کششی بودیم در حالیکه در نمونه NC-C2 با افزایش بارگذاری شاهد افزایش عمق ترک‌های ایجاد شده قبلی در تیر بودیم.

#### ۴-۳-۴- مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های آزمایشگاهی مقاوم‌سازی شده

#### ۴-۳-۱- مقایسه شکل‌پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های بدون الیاف مقاوم‌سازی شده با الیاف پلیمری شیشه (GFRP)

همانطور که در نتایج جدول ۴-۱ و نمودار شکل ۳-۳۷ مشاهده می‌شود در خصوص نمونه‌های بدون الیاف با درصد خوردگی ۵٪ و ۷/۲٪ بدون مقاوم‌سازی شاهد افت مقاومت نمونه NC-C2 نسبت به نمونه NC-C1 از ۱۱۳ به ۹۲ کیلونیوتن بودیم. شکل‌پذیری نمونه NC-C2 نیز کمتر از نمونه NC-C1 بوده است که این موضوع را می‌توان به دلیل افزایش میزان خوردگی در نمونه NC-C2 دانست. در خصوص نمونه‌های مقاوم‌سازی شده NC-C1 و NC-C2 با الیاف پلیمری شیشه شاهد افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها به ترتیب از ۱۱۳/۲ به ۱۲۵ کیلونیوتن و از ۹۲ به ۱۲۲ کیلونیوتن بوده‌ایم. نمونه NC-C2 با

سطح دو خوردگی افزایش مقاومت بیشتری به کمک الیاف پلیمری شیشه نسبت به نمونه NC-C1 داشته است. شکل پذیری نمونه مقاوم سازی شده R-NC-C1 نسبت به NC-C1 حدود ۲۲ درصد و شکل پذیری نمونه R-NC-C2 نسبت به NC-C2 حدود ۳۵ درصد افزایش یافته است.

#### ۴-۳-۲- مقایسه شکل پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های دارای الیاف فلزی قلابدار مقاوم سازی شده با الیاف پلیمری شیشه (GFRP) در سطح یک و دو خوردگی

همان طور که در نتایج جدول ۴-۱ و نمودار شکل ۳-۴۳ مشاهده می شود در خصوص نمونه‌های با الیاف فلزی قلابدار با درصد خوردگی ۵٪ و ۷/۲٪ و مقاوم سازی شده با الیاف پلیمری شیشه شاهد افزایش ظرفیت باربری نمونه‌های R-SF-C1 و R-SF-C2 نسبت به نمونه‌های SF-C1 و SF-C2 به ترتیب از ۱۳۴ به ۱۳۷ کیلونیوتن و از ۱۳۴ به ۱۳۹ کیلونیوتن بوده‌ایم. در مقایسه نمونه R-SF-C2 با خوردگی سطح دو با نمونه‌های بدون الیاف مقاوم سازی شده R-NC-C1 با خوردگی سطح یک و R-NC-C2 با سطح دو خوردگی مشاهده می شود که ظرفیت باربری نسبت به هر دو نمونه افزایش چشمگیری داشته است. همچنین شکل پذیری نمونه مقاوم سازی شده R-SF-C1 نسبت به SF-C1 حدود ۲۶ درصد و شکل پذیری نمونه R-SF-C2 نسبت به SF-C2 حدود ۴۱ درصد افزایش یافته است.

#### ۴-۳-۳- مقایسه شکل پذیری و حداکثر مقاومت نمونه‌های دارای الیاف پلیمری ماکرو مقاوم سازی شده با الیاف پلیمری شیشه (GFRP) در سطح یک و دو خوردگی

مطابق نتایج جدول ۴-۱ و نمودار شکل ۳-۴۹ مشاهده می شود در خصوص نمونه‌های با الیاف پلیمری ماکرو با درصد خوردگی ۵٪ و ۷/۲٪ و مقاوم سازی شده با الیاف پلیمری شیشه شاهد افزایش ظرفیت باربری نمونه‌های R-PF-C1 و R-PF-C2 نسبت به نمونه‌های PF-C1 و PF-C2 از ۱۳۵ به ۱۳۷ کیلونیوتن بوده‌ایم. در مقایسه نمونه R-PF-C2 با خوردگی سطح دو با نمونه‌های بدون الیاف مقاوم سازی شده R-NC-C1 با خوردگی سطح یک و R-NC-C2 با خوردگی مشاهده می شود که ظرفیت باربری نسبت به هر دو نمونه افزایش چشمگیری داشته است. شکل پذیری نمونه مقاوم سازی شده R-PF-C1 نسبت به PF-C1 و نمونه R-PF-C2 نسبت به PF-C2 کاهش یافته است، و در محدوده شکل پذیری R-NC-C1 و R-NC-C2 بوده است.

## فصل ۵: نتیجه گیری و پیشنهادات

## ۵-۱- نتیجه گیری:

یک مطالعه آزمایشگاهی در خصوص بررسی تاثیر خوردگی آرماتور بر رفتار تیرهای بتن الیافی با الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو و در نهایت مقاومسازی آن با الیاف پلیمری شیشه (GFRP) صورت گرفت. با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی، نتیجه گیری این مطالعه به صورت خلاصه بیان می گردد.

۱) طی آزمایش انجام شده با روش خوردگی تسریع شده و پس از شکست نمونه‌ها مشاهده شد که با توجه به محل قرارگیری میلگردها میزان خوردگی ایجاد شده در میلگردها متفاوت بوده است. میلگردهای نزدیک به گوشه خوردگی بیشتری نسبت به میلگردهای میانی داشتند و همچنین خوردگی در میلگردهای عرضی بیشتر از میلگردهای طولی رخ داده بود.

۲) در نمونه‌هایی که با روش خوردگی تسریع شده مورد آزمایش قرار گرفتند، بین نتایج حاصل از رابطه تئوری مبتنی بر قانون فارادی و وزن محاسبه شده تقریبی نمونه‌ها پس از اعمال خوردگی در آزمایشگاه و در نتیجه درصد خوردگی به دست آمده از آزمایش تفاوت وجود دارد. درصد خوردگی محاسباتی از قانون فارادی برای نمونه‌های با ابعاد بزرگ مطابق این پژوهش دارای خطای تا حدود ۳-۲٪ نسبت به نتایج آزمایشگاهی می باشد.

۳) در خصوص ظرفیت باربری نمونه‌ها، افزایش مقاومت نهایی در نمونه‌های بدون الیاف و بدون خوردگی و با خوردگی سطح یک به کمک الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو در این مطالعه آزمایشگاهی به صورت مشابه و به میزان کم مشاهده گردید. در خصوص نمونه با خوردگی سطح دو NC-C2 افزایش مقاومت نهایی با اضافه کردن الیاف به میزان بیشتری نسبت به نمونه‌های با خوردگی کمتر مشاهده گردید.

۴) با استفاده از الیاف، شکل پذیری در کلیه نمونه‌ها به طور چشمگیری افزایش یافت و افزایش شکل پذیری در خصوص نمونه‌هایی که از الیاف پلیمری ماکرو در آن‌ها استفاده شده بود نسبت به نمونه‌هایی که از الیاف فلزی قلابدار در آن‌ها استفاده شده بود بیشتر مشاهده گردید.

۵) با توجه به نتایج به دست آمده مشخص است که عملکرد الیاف در خصوص بهبود شکل پذیری با افزایش درصد خوردگی محدود شده و کمتر گردیده است. با این وجود نمونه‌های خورده شده‌ای که توسط الیاف مقاومسازی شده‌اند حتی در بالاترین درصد خوردگی (۷/۲٪) نیز عملکرد بهتری در خصوص شکل پذیری نسبت به نمونه‌های بدون الیاف و بدون خوردگی (۰٪) داشتند. مقاومت به دست آمده در نمونه‌های الیافی در برابر افزایش عمق ترک‌های ایجاد شده و در ناحیه کششی را می توان به دلیل خاصیت پل زدن الیاف‌ها در دو طرف ترک در نمونه‌های الیافی دانست که باعث توزیع ترک‌ها در ناحیه خمشی تیرها شده است.

۶) با توجه به دانسیته الیاف پلیمری ماکرو و در نتیجه نیاز به استفاده میزان کمتر از این الیاف در یک حجم مشخص نسبت به الیاف فلزی قلابدار ( در این مطالعه در حجم مشخص ۰/۵٪) و در نتیجه بهبود



کارایی بتن و اقتصادی تر بودن آن‌ها و همچنین عملکرد بهتر آنها در بهبود رفتار سازه‌ای تیرهای بتنی و خورده نشدن این الیاف به دلیل جنس آن‌ها در شرایط محیطی خورنده (زنگ‌زدگی در الیاف فلزی قلابدار پس از تخریب نمونه‌ها مشاهده گردید)، در مجموع می‌توان این الیاف را نسبت به الیاف فلزی قلابدار اقتصادی‌تر، با دوام بیشتر در شرایط محیطی خورنده و عملکرد سازه‌ای بهتر نسبت به الیاف فلزی قلابدار معرفی کرد.

۷) نتایج آزمایشات نشان می‌دهد که مقاوم‌سازی نمونه‌های دارای خوردگی سطح دو با الیاف پلیمری شیشه، مقاومت و شکل‌پذیری را افزایش می‌دهد. به طوری که مقاومت و شکل‌پذیری این نمونه‌ها از حد مربوط به نمونه‌های شاهد (بدون خوردگی) فراتر رفته و حتی مقدار افزایش مقاومت و شکل‌پذیری آن‌ها نسبت به نمونه‌های الیافی بدون خوردگی و مقاوم‌سازی نشده هم بیشتر بوده است. بررسی مکانیزم شکست نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نشان می‌دهد که در اکثر موارد به علت تمرکز تنش در وسط دهانه شکست همراه با پارگی FRP و در وسط دهانه نمونه رخ می‌دهد.

۸) در نمونه‌های دارای خوردگی سطح دو (خوردگی  $0.7/2$ ) به دلیل آسیب‌دیدگی بیشتر خاموت‌ها و کم شدن ضخامت آن‌ها با افزایش بار، علاوه بر پارگی FRP کم‌اندامتورهای طولی در اثر گسیختگی خاموت‌های آسیب دیده را نیز شاهد بودیم و در تیرهای تقویت شده، شاهد کاهش تعداد ترک‌ها و کاهش میزان بازشدگی و عدم افزایش عمق ترک‌ها نسبت به نمونه‌های مقاوم‌سازی نشده و همچنین تمرکز خرابی در محل گسیختگی ورق FRP بوده‌ایم. با افزایش تغییر شکل و نزدیک شدن به خیز نهایی، ترک‌های ریزی در وسط دهانه و در مجاورت ترک‌های اولیه ایجاد شده و ورق GFRP تغییر حالت داده و پاره شد و افزایش عمق ترک‌ها و تمرکز خرابی در همان محل پارگی ورق رخ می‌داد. گسیختگی ورق‌های FRP با تغییر شکل بیشتر بصورت جداشدگی از بتن بود.

## ۵-۲- پیشنهادات:

پیشنهاد می‌گردد:

۱- الیاف مورد استفاده در این آزمایش الیاف فلزی قلابدار و پلیمری ماکرو بوده‌اند و از ورق GFRP استفاده شده است، پیشنهاد می‌گردد از انواع دیگر الیاف و انواع دیگر ورق FRP استفاده شود.  
۲- این آزمایش با میلگردهای FRP انجام گیرد و اثر دوام میلگردهای FRP در محیط خورنده بررسی گردد.

۳- دوام نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با ورق‌های مختلف FRP (الیاف شیشه، کربن و آرامید) در محیط‌های خورنده مورد بررسی قرار گیرد.

۴- تیرهای مورد آزمایش با نرم‌افزارهای اجزاء محدود تحلیل گردد و نتایج آن مورد بررسی قرار گیرد.

۵- اثر خوردگی بر پیوستگی بتن و میلگرد در المان‌های بتنی مورد بررسی قرار گیرد.

## سوت:

### ۱- مقدمه

در این فصل به بیان فرضیه های موردنیاز جهت طراحی و محاسبه تقویت خمشی تیر بتنی با استفاده از FRP پرداخته شده است و نتایج آزمایشگاهی نیز تفسیر شده است.

### ۲- فرضیه ها

فرضیه های ذکرشده در محاسبات تقویت خمشی مقطع بتنی که با استفاده از این سیستم به کار می‌روند:

- انجام محاسبات طراحی که بر اساس ابعاد واقعی مورد نظر، نحوه قرار گرفتن میلگردها و خصوصیات مصالح عضو تقویت شده، می‌باشد.

- فرضیه کرنش در بتن و مصالح FRP که فاصله آنها از محور خنثی متناسب باشد. و تغییر شکل نیافتن مقطع، قبل و پس از بارگذاری.

- بین FRP و بتن هیچ‌گونه لغزش نسبی به وجود نیاید.

- با توجه به ضخامت خیلی کم آن، تغییر شکل برشی در لایه چسب، نادیده گرفته می‌شود.

- حداکثر کرنش فشاری بتن  $0.003$  در نظر گرفته می‌شود.

- به مقاومت کششی بتن توجه نشود.

- رابطه تنش-کرنش FRP تا نقطه شکست، به صورت الاستیک خطی در نظر گرفته می‌شود.

البته باید توجه داشت که از برخی از فرض‌های فوق رفتار دقیق تقویت خمشی با FRP منعکس نمی‌شود و برای سادگی محاسبات از آنها استفاده می‌شود. مثلاً به علت لغزش نسبی FRP و بتن، لایه چسب دارای تغییر شکل برشی است. به هر حال درست نبودن دقیق فرضیه‌ها بر مقاومت خمشی عضو تقویت شده با FRP تاثیر قابل توجهی نخواهد گذاشت. [۷۶]

### ۳- مقاومت برشی مقطع

وقتی برای افزایش مقاومت خمشی عضوی از مصالح FRP استفاده می‌شود، عضو باید نیروی برشی مربوط به افزایش ظرفیت خمشی مقطع را بتواند تحمل کند. [۷۶]

### ۴- کرنش لایه زیرین بتن موجود

اگر پیش از نصب مصالح FRP، تمامی بارهای روی عضو شامل وزن آن و یا نیروی پیش‌تنیدگی از روی عضو برداشته نشود، باید کرنش اولیه موجود در سطح کششی بتن در نظر گرفته شود. این کرنش به عنوان کرنش اولیه است و باید از کرنش موجود در FRP جدا گردد. میزان کرنش اولیه

در لایه زیرین بتن،  $\varepsilon_{bi}$  می‌تواند با استفاده از تحلیل الاستیک عضو با در نظر گرفتن تمامی بارهای وارده در حین نصب FRP تعیین شود. توصیه می‌شود که این تحلیل بر پایه خصوصیات مقطع ترک خورده انجام گیرد. [۷۶]

## ۵- ضرایب جزئی ایمنی

براساس ضوابط مندرج در آیین نامه بتن ایران "آبا" ضرایب جزئی ایمنی مصالح فولاد و بتن، در نظر گرفته می‌شود. ضریب جزئی ایمنی مصالح FRP،  $\phi_{frp}$ ، به غیر از نوع بارگذاری، به نوع آن و شرایط محیطی کار بستگی دارد. این مقدار از ضرب عدد  $0.85$  در مقادیر متناسب با جدول ۴-۱ که ضرایب کاهش محیطی نامیده می‌شود حاصل می‌شود. [۷۶]

## ۶- بررسی معایب مقاومسازی خمشی تیرها با مصالح FRP

با استفاده از صفحات FRP، در مورد تقویت خمشی تیر، بررسی‌های تجربی گوناگونی انجام شده است. در همه این ارزیابی‌ها، تیر تقویت شده در مقایسه با حالت تقویت نشده، باربری نهایی بیشتری را نشان می‌دهد. با این وجود، در بار تسلیم تیر افزایش مشابه گزارش نشده است. به‌طور کلی مودهای گسیختگی عضو بتن‌آرمه تقویت شده در خمش با تقویت‌کننده‌های FRP چسبیده از خارج عضو، می‌تواند به حالت‌های زیر تقسیم شود:

(الف) شکست به علت گسیختگی FRP در اثر کشش ناشی از خمش

(ب) شکست ترد به علت خرد شدن بتن فشاری در اثر فشار ناشی از خمش در وجه فوقانی تیر

(پ) شکست برشی

(ت) جدا شدن پوشش بتن از تیر

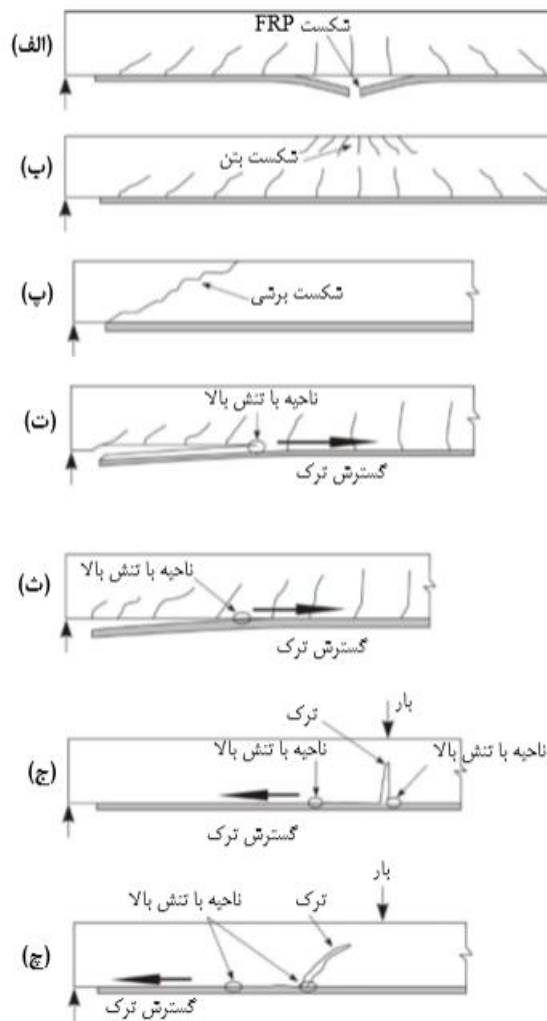
(ث) از بین رفتن مقاومت برشی چسب و جدا شدن FRP از چسب

(ج) گسستن چسبندگی به صورت موضعی ناشی از بروز ترک‌های خمشی در میانه دهانه تیر و انتشار این روند

(چ) از بین رفتن موضعی چسبندگی در سطح تماس FRP و بتن در اثر بروز ترک‌های برشی مایل در طول دهانه و انتشار این روند گسستگی.

خلاصه‌تر این‌که حالت‌های (ت) و (ث) از حالات شکست چسبندگی در انتهای لایه چسبانده شده محسوب می‌شود. به طریق مشابه حالت‌های (ج) و (چ) شکست چسبندگی در سطح مشترک بتن و FRP ناشی از بروز ترک خوردگی در طول دهانه نامیده می‌شود.

تمام حالات شکست نشان داده شده در شکل ۴-۱ به جز حالات (ج) و (چ) که رشد و انتشار ترک خوردگی بتن و جدا شدن صفحه چسبانده شده از روی بتن به شکل تدریجی روی می‌دهد، حالات شکست ترد و ناگهانی می‌باشند. [۷۶]



الف) گسیختگی FRP (ب) خرد شدن بتن فشاری (پ) گسیختگی برشی (ت) ورقه شدن پوشش بتن  
 ث) جدایش در فصل مشترک FRP و بتن در انتها (ج) جدایش در فصل مشترک ناشی از ترک خمشی  
 چ) جدایش در فصل مشترک ناشی از ترک برشی

شکل پ-۱: مودهای گسیختگی تیر بتنی تقویت شده با صفحه FRP [۷۶]

## ۷- شکست خمشی :

به شرط مهار دقیق دو انتهای صفحه FRP چسبانده شده، امکان دارد که وقتی تیر تحت حداکثر خمش قابل تحمل خود قرار می‌گیرد (به دلیل کشش ناشی از خمش) شود (حالت الف) دچار گسیختگی مصالح FRP گردد یا بتن قسمت فشاری مقطع تیر خرد شود (حالت ب).

گسیختگی کششی صفحه FRP غالباً بلافاصله پس از جاری شدن فولاد کششی داخل بتن به وجود می‌آید. هر چند به علت زیاد بودن مقدار پوشش بتن (کاور) وقتی FRP دچار گسیختگی کششی شود، ممکن است هنوز فولاد به حد جاری شدن نرسیده باشد. دو پیامد مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با استفاده

از مصالح FRP افزایش مقاومت و کاهش شکل پذیری می باشد. همچنین جهت مقاوم سازی اگر از مقادیر زیاد FRP استفاده شود، شکست در اثر خرد شدن بتن قسمت فشاری مقطع موجب کاهش بیش تر میزان شکل پذیری خواهد شد. [۷۶]

#### ۸- شکست برشی:

در اثر برش، تیر مقاوم سازی شده ممکن است دچار شکست ترد و ناگهانی شود. اگر تیرهای بتن آرمه را فقط در برابر بارهای خمشی مقاوم سازی کرده و افزایش مقاومت برشی در آنها در نظر گرفته نشده باشد شکست در اثر برش می تواند تهدیدی جدی برای این گونه تیرهای مقاوم سازی شده باشد. در چنین شرایطی ظرفیت برشی تیر بتنی، به تنهایی بایستی در مقابل نیروهای برشی مقاومت کند و ورق FRP چسبانده شده به وجه تحتانی سهم بسیار کمی در تحمل نیروهای برشی خواهد داشت. [۷۶]

#### ۹- شکست در حالت کنده شدن انتهای نوار مقاوم کننده:

تیر مقاوم سازی شده در برابر خمش هنگامی که تحت بارگذاری قرار می گیرد قبل از رسیدن به حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار، ممکن است دچار شکست زودرس ناشی از کنده شدن صفحه چسبانده شده از بتن گردد. بررسی های عملی نشان می دهد کنده شدن پوشش بتن، معمول ترین حالت جدا شدن صفحه از بتن می باشد. این حالت یا در انتهای صفحه و یا در نزدیکی انتها اتفاق می افتد و باعث جدا شدن صفحه همراه با قسمتی از پوشش بتن از بقیه مقطع می گردد. [۷۶]

#### ۱۰- جدا شدن و کنده شدن پوشش بتن:

این حالت متداول ترین حالت شکست زودرس است و چون این شکست دور از سطح چسبندگی بتن و FRP رخ می دهد، نمی توان آن را دقیقاً حالت شکست چسبندگی نامید. این حالت اغلب به علت تمرکز تنش ها در انتهای صفحه مقاوم کننده می باشد. اصطلاح «جدا شدن پوشش بتن» ظاهراً توصیف دقیقی از این حالت شکست می باشد.

کنده شدن پوشش بتن در این گونه شکست ها عموماً به علت بروز ترک خوردگی در انتهای صفحه چسبانده شده و یا نزدیکی آن، به علت تمرکز تنش های برشی و نرمال ناشی از تمام شدن ناگهانی صفحه مقاوم کننده رخ می دهد. وقتی ترک در بتن در نزدیکی انتهای صفحه چسبانده شده، شکل می گیرد، رشد آن به صورت عمقی بوده و تا سطح میلگردهای کششی تیر پیش می رود و پس از رسیدن به این عمق، انتشار و گسترش آن در جهت موازی میلگردهای طولی خواهد بود. که این روند منجر به جدا شدن پوشش بتن می گردد. [۷۶]

#### ۱۱- جدا شدن صفحه چسبانده شده از سطح تماس با بتن:

این حالت شکست به دلیل از میان رفتن اتصال بین چسب و سطح بتن و همچنین به سبب به وجود آمدن تنش های بزرگ برشی در محل و یا نزدیکی انتهای صفحه چسبانده شده، رخ می دهد به ویژه وقتی که این تنش ها از حد تحمل المان ضعیف تر که معمولاً بتن است فراتر رود. در این حالت معمولاً لایه نازکی از بتن همراه با چسب از سایر قسمت ها جدا می گردد. این به معنای آن است که لایه بسیار

نازکی از سطح بتن در مجاورت سطح تماس با چسب، دچار شکست می‌شود و شکست در خود چسب رخ نمی‌دهد. چنانچه از چسب نامرغوب استفاده شود و یا پرداخت غیر مناسب در سطح بتن صورت گیرد، ریسک بروز چنین شکستی افزایش می‌یابد. [۷۶]

#### ۱۲- شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی بتن در طول دهانه تیر:

بعضی مواقع ممکن است از بین رفتن چسبندگی به صورت موضعی و در اثر وقوع ترک‌های خمشی و برشی بتن در طول دهانه تیر و دور از دو انتهای صفحه چسبانده شده، رخ دهد و پس آن از جداسازی به سمت انتهای صفحه، انتشار پیدا کند. در این مورد نیز جدا شدن صفحه چسبانده شده، به علت کنده شدن لایه نازکی از بتن مجاور سطح صورت می‌گیرد. در این نوع شکست معمولاً لایه نازکی از بتن پس از شکست مقطع همچنان به سطح صفحه جدا شده، چسبیده است.

این حالت شکست بیشتر در تیرهای با مقطع کم عمق روی می‌دهد و عموماً دارای رفتار شکل پذیرتری نسبت به دیگر حالات شکست می‌باشد. [۷۶]

#### ۱۳- از بین رفتن چسبندگی به دلیل بروز ترک‌های خمشی در طول دهانه:

هنگامی که ترک بزرگی در بتن رخ می‌دهد، تنش‌های کششی در محل ترک خوردگی به صفحه FRP منتقل می‌گردد و در نتیجه تنش‌های بزرگی در سطح تماس FRP و بتن در مجاورت محل ترک خوردگی، ایجاد می‌شود. با افزایش میزان بارهای وارده، تنش‌های تماسی و کششی در صفحه FRP در این محل افزایش پیدا می‌کند. وقتی که این مقادیر به حد بحرانی خود می‌رسند، جدا شدن صفحه و بتن از این محل آغاز می‌شود و سپس این روند به سمت یکی از دو انتهای صفحه چسبانده شده که عموماً انتهای نزدیک‌تر می‌باشد، پیشرفت می‌کند.

در شرایط از بین رفتن چسبندگی در محل بروز ترک‌های خمشی، عامل محرک، فاصله گرفتن افقی دو لبه ترک از یکدیگر می‌باشد، زیرا اصولاً ترک‌های خمشی در راستای عمود بر محور طولی تیر رخ می‌دهد اما در شرایطی که ترک‌ها از ترکیب خمش و برش بوجود آمده‌اند، وضعیت قرارگیری آنها مایل می‌باشد و بنابراین دو لبه ترک نسبت به یکدیگر جابجایی قائم هم دارند که این امر عامل اصلی بوجود آمدن تنش‌های بزرگ که سبب کنده شدن FRP از بتن (بصورت موضعی) می‌گردند، می‌باشد. البته لازم به ذکر است که عریض شدن دهانه ترک (جابجایی افقی دو لبه نسبت به هم) فاکتور مهم‌تری است و جابجایی نسبی دو لبه ترک در درجه بعدی اهمیت قرار دارد. [۷۶]

#### ۱۴- سایر جنبه‌های از بین رفتن چسبندگی:

خطر بروز جدا شدگی با وجود برخی پارامترهایی که مرتبط با کیفیت اجرا در محل می‌باشد، قابل افزایش است. از این پارامترها می‌توان به اجرای ضعیف و نادرست کارگران و استفاده از چسب‌های نامرغوب اشاره کرد. البته می‌توان این پارامترهای مؤثر را با رعایت دقت کافی در اجرا به حداقل رسانید. [۶۰]

## ۱۵- کرنش در مصالح FRP

مصالح FRP تا نقطه شکست رفتار الاستیک خطی دارند، لذا کرنش FRP مقدار تنش ایجاد شده در آن را نشان می‌دهد. حداکثر کرنشی که می‌تواند در مصالح FRP ایجاد گردد، از میزان کرنش FRP در نقطه‌ای که بتن فشاری دچار شکست می‌شود یا نقطه‌ای که FRP گسیخته می‌گردد، به دست می‌آید. این مقدار از ۴-۱ رابطه بدست می‌آید:

$$\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \quad (۱-۴)$$

$\varepsilon_{bi}$  = بتن کرنش اولیه در سطح کششی

$\varepsilon_{cu}$  = کرنش نهایی بتن

$\varepsilon_{frp}$  = کرنش مصالح FRP

$h$  = ارتفاع کل مقطع، میلیمتر

$c$  = ارتفاع قسمت فشاری مقطع، میلیمتر

## ۱۶- تنش در مصالح FRP

تنش مؤثر در مصالح FRP، حداکثر میزان تنشی است که می‌تواند در FRP قبل از شکست خمشی مقطع ایجاد شود. این تنش می‌تواند از سطح کرنش FRP با فرض رفتار الاستیک کامل محاسبه گردد.

$$f_{frp} = E_{frp} \cdot \varepsilon_{frp} \quad (۲-۴)$$

$\varepsilon_{frp}$  = کرنش مصالح FRP

$E_{frp}$  = مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال

$f_{frp}$  = تنش کششی در مصالح FRP، مگاپاسکال

## ۱۷- مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی

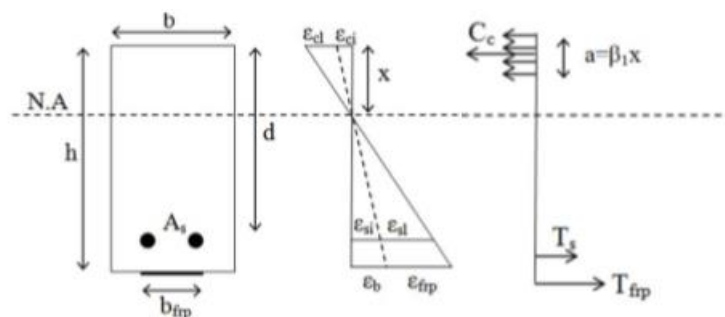
شکل ۴-۲ توزیع تنش و کرنش داخلی مقطع مستطیلی تحت خمش را در حالت حدی نهایی نشان می‌دهد. نمودار تنش فشاری بتن را می‌توان با قبول حداکثر تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری برابر با ۰/۰۰۳ به وسیله توزیع تنش مستطیلی معادل با مشخصات زیر تامین کرد:

الف- تنش برابری با  $0.85 \phi_c f_c$  که به شکل یک نواخت روی ناحیه فشاری معادل و موازات محور خنثی به فاصله  $\beta_1 x$  از دورترین تار فشاری محدود می‌شود، اثر می‌کند.

ب- فاصله تار فشاری حداکثر نظیر حداکثر تغییر شکل نسبی از محور خنثی،  $x$ ، در امتداد عمود بر محور خنثی اندازه‌گیری می‌شود.

پ- ضریب  $\beta_1$  برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه تا ۳۰ مگاپاسکال، برابر با ۰/۸۵ است. برای مقاومت‌های بیشتر به ازای هر مگاپاسکال افزایش مقاومت فشاری مشخصه بتن، مقدار  $\beta_1$  به صورت خطی به اندازه ۰/۰۰۸ کاهش می‌یابد. حداقل مقدار  $\beta_1$  به ۰/۶۵ محدود می‌شود. رابطه ۳-۴ عبارت فوق را توصیف می‌کند.

$$0.65 \leq \beta_1 = 1.09 - 0.008f_c \leq 0.85 \quad (3-4)$$



شکل پ-۲- نمودار تنش- تغییر طول نسبی داخلی مقطع مستطیلی تحت خمش [۷۶]

با حل معادلات تعادل مقطع، مقاومت حدی مقطع مستطیلی تقویت شده FRP از رابطه ۴-۴ به دست می‌آید.

$$M_r = \phi_s f_s A_s \left(d - \frac{a}{2}\right) + \phi_{frp} E_{frp} \epsilon_{frp} A_{frp} \left(h - \frac{a}{2}\right) \quad (4-4)$$

$\epsilon_{frp}$  = کرنش مصالح FRP

$\phi_{frp}$  = ضریب جزیی مصالح FRP

$E_{frp}$  = مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال

$A_{frp}$  = سطح مقطع مصالح FRP، میلی‌متر مربع

$\phi_s$  = فولاد ضریب جزیی ایمنی

$A_s$  = سطح مقطع آرماتور کششی، میلی‌متر مربع



$f_s$  = تنش کششی در فولاد کششی، مگاپاسکال

$h$  = ارتفاع کل مقطع، میلیمتر

$a$  = ارتفاع بلوک فشاری بتن، میلیمتر

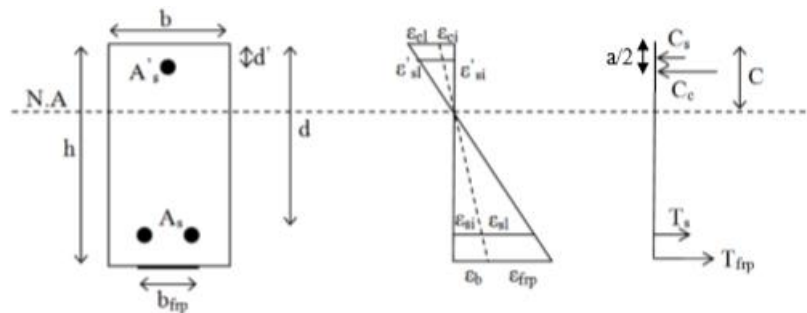
در صورت تسلیم فولاد کششی، در روابط فوق مقدار  $f_s$  با  $f_y$  جایگزین می‌شوند. [۷۶]

### ۱۸- مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی دارای فولاد فشاری

توزیع تنش و کرنش مقطع مستطیلی دارای فولاد فشاری در شکل ۴-۴ آورده شده است. در این حالت مقاومت حدی مقطع از رابطه ۴-۵ بدست می‌آید.

$$M_r = \phi_s f_s A_s \left(d - \frac{a}{2}\right) - \phi_s f'_s A'_s \left(d - \frac{a}{2}\right) + \phi_{frp} E_{frp} \epsilon_{frp} A_{frp} \left(h - \frac{a}{2}\right) \quad (۴-۵)$$

در صورت تسلیم فولاد کششی به تنهایی،  $f_s$  با  $f_y$  و در صورت تسلیم همزمان فولادهای کششی و فشاری،  $f_s$  و  $f'_s$  با  $f_y$  جایگزین می‌شوند. [۶۰]



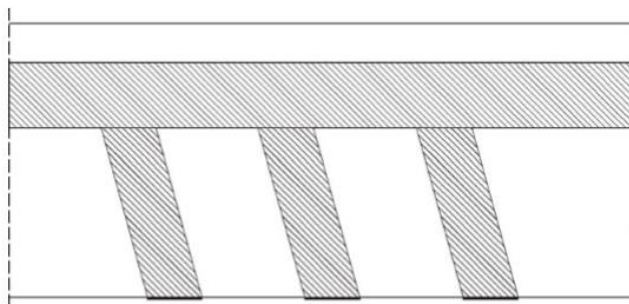
شکل پ-۳- نمودار تنش - کرنش مقطع مستطیلی دارای فولاد فشاری تحت خمش [۷۶]

### ۱۹- تقویت برشی

این بخش دربردارنده ضوابط کلی استفاده از مصالح FRP به عنوان رکابی‌های خارجی، برای افزایش مقاومت برشی مقاطع بتن مسلح می‌باشد. در این روش صفحات FRP به وجوه جانبی تیر چسبانده می‌شود بطوری که راستای الیاف عمود بر محور طولی تیر یا مایل باشد. برای داشتن رکابی خارجی U شکل، مصالح FRP به صورت ممتد روی دو وجه جانبی و زیر تیر نصب می‌شود که این امر موجب بهبود مهارت تقویت خمشی FRP نیز می‌گردد. برای افزایش کارایی تقویت‌های برشی، تأمین مهار انتهایی لازم است. به طور مثال در شکل ۴-۴ درحالتی که طول مهار محدود باشد، با تعبیه نوارهای طولی اضافی به انتهای رکابی‌های U شکل مهار انتهایی تأمین شده است.

از آنجایی که طول موجود برای نصب رکابی‌های FRP به ارتفاع تیر محدود می‌شود، بتن موجود باید دارای کیفیت مناسبی باشد. سطح بتن باید متناسب با نیازمندی‌های مصالح FRP مورد استفاده و در صورت لزوم ترمیم شود. برای پرهیز از گسیختگی رکابی‌های FRP در اثر تمرکز تنش در گوشه‌های مقطع تیر، این گوشه‌ها باید به شعاع حداقل ۳۵ میلیمتر گرد شوند.

روش ذکر شده در این بند بر پایه آیین نامه بتن ایران می‌باشد و مقاومت برشی نهایی تأمین شده توسط بتن  $V_c$ ، و مقاومت برشی نهایی تأمین شده توسط آرماتور برشی،  $V_s$ ، از آن آیین نامه به دست می‌آیند که مقاومت برشی تأمین شده توسط مصالح FRP،



شکل ۴-۴- نمای از تقویت برشی [۷۶]

$V_{frp}$ ، برای لحاظ کردن سهم تقویت برشی FRP، به آن اضافه شده است. مقاومت برشی نهایی مقطع،  $V_r$  با استفاده از رابطه زیر، محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \quad (۶-۴)$$

که در این رابطه  $V_c$  و  $V_s$  از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$V_c = 0.2 \phi_c f_c b_w d \quad (۷-۴)$$

$$V_s = \phi_s A_v f_y d/s \quad (۸-۴)$$

سهم مصالح FRP از برش به شکل زیر تعیین می‌شود:

$$V_{frp} = \frac{\phi_{frp} E_{frp} \epsilon_{frp} A_{frp} d_{frp} (\sin\beta + \cos\beta)}{S_{frp}} \quad (۹-۴)$$

که در رابطه بالا:

$S_{frp}$  = فاصله مرکز تا مرکز رکابی‌های FRP، میلیمتر

$\beta$  = زاویه نوار تقویتی برشی FRP با محور طولی عضو، درجه

$\epsilon_{FRP}$  = کرنش مصالح FRP  
 $E_{FRP}$  = مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال  
 $A_{FRP}$  = سطح مقطع مصالح FRP که از رابطه ۴-۱۰ بدست می آید، میلیمترمربع  
 $\phi_{FRP}$  = ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP  
 $d_{FRP}$  = عمق مؤثر رکابی های FRP، میلیمتر  
 $V_{FRP}$  = مقاومت برشی نهایی تأمین شده توسط مصالح FRP برحسب نیوتن

$$A_{FRP} = 2t_{FRP} w_{FRP} \quad (۴-۱۰)$$

که در آن:

$w_{FRP}$  = عرض مؤثر نوار تقویتی برشی FRP (در راستای طولی تیر)، میلیمتر  
 $t_{FRP}$  = فاصله یک لایه تقویت کننده FRP، میلیمتر [۷۶]

## ۲۰- محاسبات آرماتورهای تیرها:

### ۲۰-۱- محاسبات خمشی برای آرماتورهای طولی:

$$\begin{aligned}
 \text{If } A_s = 2 \phi 12 &= 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2 \\
 P = A_s / bd &= 2.26 / 15 * 2.03 = 0.0089 = 0.9 \% \\
 \text{If } A_s = 3 \phi 12 &= 3 * 1.13 = 3.4 \text{ cm}^2 \\
 P &= 3.4 / 15 * 17 = 1.3 \% \text{ ok} \\
 P_{min} &= 0.0035 \\
 P_{max} &= 0.85 \beta_1 * (f_c / f_y) * (6000 / 6000 + f_y) = 3.3 \%
 \end{aligned}$$

### ۲۰-۲- طراحی برشی تیر:

$$\begin{aligned}
 d = h - 65 &= 400 - 65 = 335 \text{ mm} \\
 q_u &= 4 \text{ ton/m} \\
 V_u = q_u(L/2 - d) &= 4(6/2 - 0.0335) = 10.66 \text{ ton} = 104.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

با استفاده از رابطه ساده در تعیین ظرفیت برشی بتن داریم:

$$V_c = (1/6) \sqrt{f'c}$$

اگر به عنوان فولاد برشی از  $\phi 10$  به شکل U و بصورت قائم استفاده کنیم:

$$A_v = 2 * 3.14 * 10^2 / 4 = 157 \text{ mm}^2$$

$$(A_v/S)_{req} = \frac{V_u / \phi - V_c}{f_{yt} * d} = \frac{(104.5 * 1000 / 0.75) - 85.4 * 1000}{300 * 335} = 0.53 \text{ mm}$$

$$S_{req} = 296 \text{ mm} = 29.6 \text{ cm} \longrightarrow \text{با } SC1/2 \text{ هر } 15 \text{ سانتی متر}$$

-کنترل حداکثر فولاد جان و حداقل فولاد جان:

$$V_s = V_u / \phi - V_c = \frac{104.5}{0.75} - 85.4 = 53.92 \text{ Kn} < 4V_c$$

$$(A_v / S)_{min} = 1/16 \sqrt{f'c} b_w / f_{yt} = 1/16 \sqrt{26} * 300 / 300 = 0.31 \text{ mm} \leq \frac{1}{3} \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.33 \text{ mm}$$

$$(A_v/S)_{req} = 0.53 \text{ mm} > (A_v / S)_{min} = 0.33 \text{ mm}$$

یا اگر از  $\phi 8$  استفاده کنیم داریم:

$$A_v = 2 * 3.14 * 8^2 / 4 = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$(A_v/S)_{req} = \frac{V_u / \phi - V_c}{f_{yt} * d} = \frac{(104.5 * 1000 / 0.75) - 85.4 * 1000}{300 * 335} = 0.53 \text{ mm}$$

$$S_{req} = 189.6 \text{ mm} = 18.9 \text{ cm}$$

(ب) مقاومت خمشی تیر:

$$M_n = b d^2 f_y (1 - 0.59 f_y / f'c)$$

$$M_n = (0.013)(300)(170)^2 (300)(1 - (0.59 * 0.013 * 300 / 26)) = 36.22 \text{ kN.m}$$

محاسبه  $\phi$ :

$$A_s f_y = 0.85 * f'c a b$$

$$a = A_s f_y / 0.85 * f'c a b$$

$$a = 340 * 300 / 0.85 * 26 * 150 = 30.76 \text{ mm}$$

$$c = a / \beta_1 = 30.76 / 0.85 = 36.1 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \epsilon_t = \epsilon_{cu} (d_t - c / c) = 0.003 (170 - 36.1 / 36.1) = 0.011$$

$$\epsilon_t = 0.011 > 0.005$$

رفتار کشش-کنترل

$$\Phi = 0.9$$

$$\Phi M_n = 0.9 * 36.22 = 32.6 \text{ kN.m}$$

مقاومت طراحی:

## مراج فارسی

- [۱] کدخدایی م، (۱۳۸۸). پایان نامه ارشد: "بررسی آزمایشگاهی تأثیر خوردگی آرماتور بر رفتار سازه‌های ستونهای بتن آرمه و مقاوم‌سازی با FRP"، دانشکده عمران، دانشگاه تهران.
- [۴] حسینی، ع.، پرهیزگار، ط. (۱۳۸۴) "تعیین اندیس خرابی ستون‌های بتن مسلح بر اثر خوردگی الکتروشیمیایی در معرض یون کلرید" چاپ اول، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- [۸] جدیدیان ح.، حیدری م.؛ "بررسی خوردگی آرماتور در بتن مسلح حاوی الیاف پلی پروپیلن و فولادی"، دانشگاه آزاد اسلامی واحد همدان.
- [۹] اصفهانی م.، شمالی ا.، تقویت برشی تیرهای بتن مسلح به کمک ورق های CFRP، سومین کنگره ملی مهندسی عمران، تبریز، دانشگاه تبریز، دانشکده فنی - مهندسی عمران، ۱۳۸۶.
- [۱۰] جندقی علایی ف.، علیزاده ا.؛ "بررسی اثرات خوردگی الیاف فولادی بر مشخصات مکانیکی بتن الیافی"، دانشگاه صنعتی شاهرود، ۱۳۹۰
- [۱۱] حسینی، ع.، پرهیزگار، ط. (۱۳۸۴) "استخراج یون کلراز بتن به منظور توقف خوردگی آرماتور" چاپ اول، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- [۳۶] باقری، ع.، زنگانه، ح.، شاهمرادی، م.، عادل، ع.، صمدزاد، ه. (۱۳۹۰) "بررسی تاثیر الیاف پلیمری ماکرو بر روی طاقت خمشی بتن" سومین کنفرانس ملی سالیانه انجمن بتن ایران - تهران.
- [۵۵] راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمان‌های بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP.
- [۵۶] خرم ن.، شربتدار م.ک.؛ بررسی تقویت خمشی دالهای ضعیف بتنی با لایه های متفاوت کامپوزیت‌های الیافی توانمند HPFRCC، کنفرانس بین المللی عمران، معماری و توسعه پایدار شهری، تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، ۱۳۹۲.
- [۵۷] خرم ن.، شربتدار م.ک.؛ بررسی تقویت خمشی تیرهای ضعیف بتنی با ضخامت و طول

های متفاوت لایه های بتن HPFRCC، پنجمین کنفرانس ملی بتن/ایران، تهران، انجمن بتن ایران، ۱۳۹۲.

[۶۳] اصفهانی م.، شمالی ا.، تقویت برشی تیرهای بتن مسلح به کمک ورق های CFRP، سومین کنگره ملی مهندسی عمران، تبریز، دانشگاه تبریز، دانشکده فنی-مهندسی عمران، ۱۳۸۶.

[۶۴] ایوبی ج.، شربتدار م.ک.؛ "بررسی آزمایشگاهی مقاوم سازی تیرهای بتن مسلح آسیب دیده با استفاده از HPFRCC و FRP"، دانشگاه سمنان، ۱۳۹۳.

[۷۱] فرزاد م.، (۱۳۹۶). پایان نامه ارشد: "مقایسه مقاوم سازی قاب بتن مسلح با بتن HPFRCC و ژاکت فولادی در اتصالات بصورت آزمایشگاهی"، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان.

[۷۲] روش ملی طرح مخلوط بتن، نشریه شماره ض-۴۷۹.

[۷۵] راهنمای روش ها و شیوه های بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود و جزئیات اجرایی، نشریه شماره ۵۲۴.

- [2] W. Zhu, R. François. (2014) "**Corrosion of the reinforcement and its influence on the structural performance of a 26-year-old corroded RC beam**" Constr. Build. Mater. 51, pp461–472.
- [3] Z.P. Bazant. (1979) "**Physical model for steel corrosion in concrete sea structures theory**" J. Struct. Div. 105 (6), pp1137–1153.
- [5] Bentur, A., and Diamond, S., and Berke, N.S.(1997) "**Steel Corrosion in Concrete**", E & FN SPON.
- [6] M.Kashani M. ,J.Crewe A. ,A.Alexander N. ; Nonlinear stress-strain behavior of corrosiondamaged reinforcing bars including inelastic buckling, Dept. of Civil Engineering, University of Bristol, Bristol BS8 1TR, United Kingdom, Vol.48 ,P.P 417-429 ,2013.
- [7] Kobayashi K. ,Lizuka T. ,Kurachi H. ,Rokugo K. ; Corrosion protection performance of high performance fibre reinforced cement composites as a repair material, Vol.32 ,Issue6 ,P.P 411-420 ,2010.
- [12] Broomfield, J.P. (2003) "**Corrosion of Steel in Concrete**", E&FN SPON.
- [13] Hansson, C.M. (1984) "**Comments on Electrochemical Measurements of the Rate of Corrosion of Steel in Concrete**", Cement and Concrete Research., Vol. 14, pp. 574-584.
- [14] Meththa, P.K. (1991) "**Concrete in the Marine Environment**", Elsevier Science Publication.
- [15] Gulikers, j. (1989) "**Influence of Local Repair on Corrosion of Steel Reinforcement**", IABSE Symposium, Lisbon, Vol 1, pp. 151-156.
- [16] Hope, b.b. (1987) "**Corrosion of Steel in Concrete Made with Slag Cement**", Materials journal, American Concrete Institute, Vol. 84, No. 6, Dec., pp. 252-531.
- [17] Schiessl, P. and Raupach, M. (1989) "**Chloride Induced Corrosion of Steel in Concrete Investigations with a Concrete Corrosion Cell, the Life of Structure, Physical Testing**", Butter Worths Publication.
- [18] Sago – Crentsil, KK. And Glasser, F.P. (1989) "**Steel in Concrete: Part I, A Review of the Electrochemical and Thermodynamic Aspects**", Magazine of Concrete Research, Vol. 41, No. 149, Dec., pp. 205-212.
- [19] Tuutti, K. (1980) "**Service Life of Structures with Regard to Corrosion of Embedded Steel**", International Conference on the Performance of Concrete in

- the Marine Environment, Canada,. pp. 223-236.
- [20] Mays, G. (1992) "**Durability of Concrete Structure, Investigation, Repair, Protection**". E & FN Spon Publications.
- [21] Tuutti, K. (1982) "**Corrosion of steel in concrete**", Swedish Cement and Concrete Research Institute.
- [22] Page, C.L. (1992) "**Nature and properties of concrete in relation to reinforcement corrosion**" in Corrosion of Steel in Concrete, Aachen, 17–19 February.
- [23] Arup, H. (1983) "**The Mechanisms of Protection of Steel by Concrete, Corrosion of reinforcement in Concrete Construction**", ed. A.P.Cranc, Ellis Horwood, Chichester Publications, pp. 151-159.
- [24] Browne, RD. (1980) "**Mechanisms of Corrosion of steel in concrete in Relation to Design, Inspection, and Repair of Offshore and Coastal Structures. In performance of Concrete in Marine Environments**", ed. V.M. Malhotra, ACI Publication SP-65, pp. 169-204.
- [25] Foley, R.T. (1970) "**Role of Chloride Ions in Iron Corrosion**", Corrosion journal, Vol. 26, No. 2, Feb., pp. 58-70.
- [26] Bertolini, L. (2004) Elsener, B., Pedferri, P., and Polder, R., "**Corrosion of Steel in Concrete**", WILY-VCH.
- [27] POLDER R.B., WOLKER, R. j., and Page C. L. (1995) "**Electrochemical Desalination of cores form a Reinforced concrete Coastal Structure**", Magazine of Concrete Research, Vol, 47 , NO, 173, PP. 321-327.
- [28] Glass, G.K., Page, C.L., Short, N.R. (1991) "**Factors affecting the corrosion of steel in carbonated mortars**" Corrosion Science, 32, 1283.
- [29] Lee, H.S., Kage, T., Noguchi, T., and Tomosawa, F. (2003) "**An Experimental Study on the Retrofitting Effects of Reinforced Concrete Columns Damaged by Rebar Corrosion Strengthened with Carbon Fiber Sheets**", Journal of Cement and Concrete Research, 33, pp 563-570.
- [30] Browne, RD. (1980) "**Mechanisms of Corrosion of steel in concrete in Relation to Design, Inspection, and Repair of Offshore and Coastal Structures. In performance of Concrete in Marine Environments**", ed. V.M. Malhotra, ACI Publication SP-65, pp. 169-204.
- [31] Beeby, A.W. (1979) "**Concrete in the Oceans – Cracking and Corrosion**". Tech, Rep. No. 2, CIRIA/EG, Cement and Concrete Association, UK.



- [32] Jaegermann, C. & Carmel, D. (1988) **“Factors affecting the penetration of chlorides and depth of carbonation”**. Research Report 1984-1987, Building Research Station, Technion-Israel Institute of Technology, Haifa, (in Hebrew with English Summary).
- [33] Jaegermann, C. and Carmel, D. (1991) **“Factors affecting the penetration of chlorides and depth of carbonation”**. Final Research Report, National Building research Institute, of Technology, Haifa, Israel.
- [34] Berke, N.S.& Sundberg, K.M. (1989) **“The effects of admixtures and concrete mix design on long-term concrete durability in chloride environments”**. In Corrosion-89. The NACE Annual Conference, National Association of Corrosion Engineers, Houston, Texas, paper 386.
- [35] Vrable, J.B. (1977) **“Cathodic protection for Reinforced concrete Bridge Decks”**, Laboratory phase NCHRP Rep. No 180, T.R.B., Washington,D.C., 133.
- [37] Nehdi, M., and Ladanchuk, J.D. (2004), **“Fiber synergy in fiber-reinforced self-consolidating concrete”**, ACI Materials Journal, 101(6), pp 508-517. 4.
- [38] Deng, Z., and Li, J., (2007), **“Tension and impact behaviors of new type fiber reinforced concrete”**, Computers and Concrete, 4, pp 19-32. 5.
- [39] Deng, Z., and Li, J., (2006), **“Mechanical behavior of concrete combined with steel and synthetic macro-fibers”**, International Journal of physical Sciences, 1(2), pp 57-66. 6.
- [40] Parviz, S., Ataullah, Kh., and Hsu, J.W. (1992), **“Mechanical properties of concrete materials reinforced with polypropylene or polyethylene fibers”**, ACI Materials Journal, 89(6), pp 535-540.
- [41] P.S. Song, S. Hwang, B.C. Sheu. (2005) **“Strength properties of nylon-and polypropylene- fiber-reinforced concretes”** Cem. Conc. Res. 35 (8), pp1546–1550.
- [42] J.R. Roesler, S.A. Altoubat, D.A. Lange, K.A. Rieder, G.R. Ulreich. (2006) **“Effect of synthetic fibers on structural behavior of concrete slabs-on-ground”** Mater J. 103(1), pp 3–10.
- [43] J. Michels, D. Waldmann, S. Maas, A. Zürbes. (2012) **“Steel fibers as only reinforcement for flat slab construction—experimental investigation and design”** Constr. Build Mater. 26 (1), pp145–155.
- [44] J. Michels, R. Christen, D. Waldmann. (2013) **“ Experimental and numerical Investigation on postcracking behavior of steel fiber reinforced concrete”** Eng.

Fract. Mech. 98, pp 326–349.

- [45] P. Pujadas, A. Blanco, S. Cavalaro, A. Aguado. (2014) "**Plastic fibres as the only reinforcement for flat suspended slabs: experimental investigation and numerical simulation**" Constr. Build. Mater. 57, pp92–104.
- [46] Imran I. Rosidawani, S. Sugiri, I. Pane. (2015) "**Behaviour of macro synthetic fiber reinforced concrete columns under concentric axial compression**" Proc. Eng 125, pp 987–994.
- [47] A. Sofi, B.R. Phanikumar. (2015) "**An experimental investigation on flexural behaviour of fibre-reinforced pond ash-modified concrete**", Ain Shams Eng. J. 6 (4), pp1133–1142.
- [48] Y. Park, A. Abolmaali, J. Beakley, E. Attiogbe. (2015) "**Thin-walled flexible concrete pipes with synthetic fibers and reduced traditional steel cage**" Eng. Struct. 100 (1), pp731–741.
- [49] S. Spadea, I. Farina, A. Carrafiello, F. Fraternali. (2015) "**Recycled nylon fibers as cement mortar reinforcement**" Constr. Build. Mater. 80, pp200–2009.
- [50] F. Fraternali, S. Spadea, V.P. Berardi. (2014) "**Effects of recycled PET fibres on the mechanical properties and seawater curing of Portland cement-based concretes**" Constr. Build. Mater. 61, pp293–302.
- [51] J.P. Won, D.H. Lim, C.G. Park. (2006) "**Bond behaviour and flexural performance of structural synthetic fibre-reinforced concrete**" Mag. Concr. Res. 58 (6), pp401–410.
- [52] Sappakittipakorn. M, Banthia. N. "**Corrosion of Rebar and Role of Fiber Reinforced Concrete**" Journal of Testing and Evaluation, vol . 40 , No .1.
- [53] Kakooei. s, et all . (2012) "**The corrosion inverstigation of rebar embedded in the fibers reinforced concrete**" construction and building materials 35, pp564-570.
- [54] Ramezaniapour. A.A, et all. (2013) "**Labaratory study on the effect of polypropylene fiber on durability, and physical and mechanical characteristic of concrete for application in sleepers**" construction and building materials 44,pp411-418.
- [55] Shin M. , Gwon S.W. ,Lee K. ,Han S.W. ,Jo Y.W. ; Effectiveness of high performance fibre reinforced cement composites in slender coupling beams, Vol 68, P.P 476-490 ,2014.
- [56]

- [59] Triantafyllou, T.C. (1998), “**Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites**”, ACI Structural Journal, 95, pp107-115.
- [60] Chajes, M.J., Januszka, T.F., Mertz, D.R., Thomson, T.A., and Finch, W.W. (1995), “**Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics**”, ACI Structural Journal, 92, pp295-303.
- [61] Ross, C.A., Jerome, D .M., Tedesco, J. W, and Hughes, M.L. (1999), “**Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite laminates**”, ACI struct, J,96 (2), pp 212-220.
- [62] Soudki, K.A., Sherwood and T, Masoud, S. (2006), "**FRP Repair of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Beams**" , Engineering Structures, Mechanics & Construction, pp165–173. Springer.
- [63] Zhou J. ,Shen W. ,Wang S. ; Experimental study on torsional behavior of FRC and ECC beams reinforced with GFRP bars,Construction and building materials,P.P 74-81 ,2017.
- [66] Soudki, K.A., Sherwood and T, Masoud, S. (2006), "FRP Repair of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Beams" , Engineering Structures, Mechanics & Construction, pp165–173. Springer.
- [67] Nilson, A.H., MC Graw- Hill. (1997) “**Design Of Concrete Structure**”.
- [68] RASHEEDUZAFAR, ALI G. M., and AL-SULAIMANI, G. J., “**Degradation of bond Between Reinforcing Steel and concrete Due to Cathodic protection Current**”, ACI Materials Journal , Vol. 90, No. 1,1993, pp. 8-15.
- [69] ACI Committee 318, (2002) “**Building Code Requirement for Reinforced Concete and Commentary (ACI 318-02).**” American Concrete Institute, Detroit, PP368.
- [70] Emmanuel E. V., and et. al. (1998) “**Choloride Extraction and Realkalization of Reinforced Concrete Stop Steel Corrosion,**” ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 12, No. 2, pp 77-84.
- [74] K. Bicera, H. Yalcinerb, A. Pekrioglu Balkisa, A. Kumbasaroglub. (2018) "**Effect of corrosion on flexural strength of reinforced concrete beams with polypropylene fibers**" Construction and Building Materials 185, pp574–588.

## Abstract

Corrosion in reinforced concrete structures reduces the bearing capacity and the ductility of the concrete members and elements. The use of fibers to improve the mechanical properties of concrete has been attended by engineers. In this study, an experimental program was done to investigate the effect of macro polymer fibers and steel hooked fibers on corroded and non-corroded reinforced concrete beams and then reinforced by GFRP. Two types of fibers called macro polymer fibers and steel hooked fibers with volume percentages of 0% and 0.5% were tested at three approximate corrosion levels: 0%, 7% and 9%. A pool of 3% salt was used for accelerated corrosion test. Finally, the reinforced and unreinforced concrete beams were subjected to bending loading experiment. The structural behavior of reinforced concrete beams in corroded and non-corroded beams with and without fibers before and after retrofitting was investigated. According to the experimental results, corrosion decreases the ductility of the samples and the use of steel hooked and macro polymer fibers in the samples with no corrosion and with corrosion in level one and two leads to a doubling of the ductility. Macro-polymeric fibers had a greater effect on increasing the ductility of the specimens than steel hooked fibers. Increasing the corrosion percentage in the samples without fibers decreased the maximum strength of the samples but in the samples with fibers by increasing the corrosion percentage no significant change was observed in the bearing capacity of the samples. using of GFRP, increases the ductility and bearing capacity of the specimens and reduces the number of formed cracks and decreases their depth and the focuse of damage will be near the separation zone.

**Keywords (5 to 7 keywords):** fiber reinforced concrete(FRC), steel hooked fiber, macro polymer fiber, GFRP, reinforcement corrosion, accelerated corrosion.



Shahrood University of  
Technology

Faculty of civil engineering

M.Sc.(M.A. ) Thesis in structural engineering

# **Experimental Assessment of Effect of Reinforcement Corrosion on Structural Performance of FRC Reinforced Concrete Beams and Strengthening with GFRP**

By: Elahe Rahimi

Supervisors:

Dr. Jalil Shafaei

Dr. Mohammadreza Esfahani

September 2019