

آزمایش برش مستقیم - اتصال پیش تنیده جهت ارزیابی رفتار اتصال FRP پیش تنیده به بتن

عرفان شبانی (دانشجوی دکتری)

داود مستوفی نژاد (استاد)

علیرضا سلجوقیان* (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران.

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۳ (پادداشت فنی)
دوره ۴۰، شماره ۴، صص. ۹۶-۱۰۷ (پادداشت فنی)

متداول ترین مود گسیختگی در اتصال کامپوزیت FRP به بتن، جدایش ورق تقویتی از سطح بتن است؛ که کارایی کامپوزیت های FRP را گاهی تا ۱۰٪ ظرفیت کل کاهش می دهد. بنابراین، پژوهشگران به دنبال راهکاری در راستای استفاده-ی بهینه از آن ها، به پیش تنیده کردن و تقویت با FRP پیش تنیده روی آورده اند. بنابر اهمیت موضوع بحث، پژوهش حاضر به مطالعه و آزمایش در زمینه ذکر شده اختصاص یافته است. بدین منظور، ۱۰ آزمایش بر روی نمونه های منشوری به ابعاد ۱۵۰×۱۵۰×۳۵۰ میلی متر انجام شده است. جهت آماده سازی سطحی نمونه ها از روش های نصب خارجی و نصب خارجی بر روی شیار استفاده شده است. همچنین نمونه ها در سطوح مختلف ۰، ۲۰ و ۳۰ درصد کرنش نهایی ورق FRP پیش تنیده شده اند. نتایج حاکی از آن است که پیش تنیدگی کامپوزیت FRP و نصب با استفاده از روش نصب خارجی (EBR)، ظرفیت اتصال را تا ۷۰٪ نسبت به نمونه بدون پیش تنیدگی افزایش داده است. همچنین استفاده از روش نصب خارجی روی شیار (EBROG)، توانسته است به طور چشمگیری ظرفیت اتصال را تا ۱۲۳٪ نسبت به نمونه تقویت شده با روش EBR در حالت بدون پیش تنیدگی بهبود بخشد.

واژگان کلیدی: آزمایش برش مستقیم، اتصال پیش تنیده، کامپوزیت پیش تنیده FRP، رفتار اتصال، روش نصب خارجی، روش نصب خارجی روی شیار.

erfan.shabani@cv.iut.ac.ir
dmostofi@iut.ac.ir
a.saljoughian@iut.ac.ir

۱. مقدمه

برای به تأخیر انداختن جدایش ورق های FRP از سطح بتن پیشنهاد کرده اند؛ که یکی از آن ها، استفاده از ورق های FRP پیش تنیده است، که می تواند عملکرد کامپوزیت FRP را بهبود بخشد.^[۲، ۳]

به دلیل ضعف بتن در کشش، تیرهای بتنی تحت اثر لنگر خمشی در ناحیه ی کششی دچار ترک خوردگی می شوند. بتن فقط می تواند حدود ۸ الی ۱۴ درصد نیروی فشاری را در کشش تحمل کند. برای جلوگیری یا کاهش ترک های ایجاد شده و کمیوهای ناشی از آن، می توان با اعمال نیروی پیش تنیدگی حاصل از FRP پیش تنیده به سطح کششی تیر، کشش ناشی از بارگذاری خارجی را کاهش داد و یا کاملاً خنثی کرد.^[۴]

تأثیر استفاده از کامپوزیت پیش تنیده FRP در مقاومت اتصال نمونه های تقویت شده در سال های اخیر بررسی شده است.^[۵، ۶] آزمایش رها سازی نیروی پیش تنیدگی، از جمله آزمایش های انجام شده در زمینه بررسی عملکرد مقاومت اتصال است، که در آن، نیروی پیش تنیدگی، مقداری بزرگ در نظر گرفته می شود؛ تا پس از رها سازی نیروی پیش تنیدگی از یک طرف، سطح اتصال گسیخته شود.^[۷]

استفاده از کامپوزیت های FRP برای تقویت سازه های بتنی، که ضعیف یا آسیب دیده هستند، یک روش پذیرفته شده در سراسر جهان است. اگرچه استفاده از FRP ممکن است در ابتدا گران به نظر برسد، اما می تواند در درازمدت مقرون به صرفه باشد، زیرا به عملیات اجرایی و نگهداری کمتری نیاز دارد.^[۱]

کامپوزیت FRP فواید زیادی دارد، اما استفاده از آن با چالش عمده ی جدایش زود هنگام کامپوزیت FRP از سطح بتن همراه است. جدایش سیستم تقویت در مقدار کرنش به مراتب کمتر از کرنش پارگی FRP مانع از استفاده ی بیشینه از ویژگی های منحصر به فرد کامپوزیت FRP جهت بهبود عملکرد عضو تقویت شده می شود، که باعث اتلاف مصالح و افزایش هزینه های مقاوم سازی می شود.

برای غلبه بر مشکل اخیر، پژوهشگران روش های عملی و کارآمد مختلفی را

*نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۰۸/۱۳، تاریخ اصلاحیه: ۱۴۰۳/۱۱/۲۲، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۱۲/۰۷.

استناد به این مقاله:

شبانی، عرفان، مستوفی نژاد، داود، و سلجوقیان، علیرضا، ۱۴۰۳. آزمایش برش مستقیم - اتصال پیش تنیده جهت ارزیابی رفتار اتصال FRP پیش تنیده به بتن، ۴۰(۴)، صص. ۹۶-۱۰۷. DOI: 10.24200/j30.2024.63429.3273

نشان داده است که در نمونه‌های پیش‌تنیده، عرض ترک بین ۲۲ تا ۵۲ درصد کاهش یافته است.

سادرسکی^۶ (۲۰۱۲)، آزمایش رهاسازی نیروی پیش‌تنیدگی را برای بررسی آثار پیش‌تنیدگی در سطح بتن انجام داده و دریافته است که با آزاد شدن نیروی پیش‌تنیدگی، تغییر شکل‌های بزرگی در خارج از صفحه‌ی اتصال ایجاد می‌شود. همچنین، ترک‌های مورب عمیق را در عمق بتن مشاهده کرده است.^[۱۵]

ابداع روش‌های شیارزنی توسط برخی از پژوهشگران دانشگاه صنعتی اصفهان، از جمله مطالعاتی بود که در زمینه‌ی تأخیر در پدیده‌ی جداسازی انجام شده است.^[۱۶-۱۸] از جمله روش‌های شیارزنی، می‌توان به روش نصب روی شیار (EBROG)^[۱۶]، نصب داخل شیار (EBRIG)^[۱۷]، و نصب در داخل و روی شیار (EBRIOG)^[۱۸] اشاره کرد.

روش نصب روی شیار، شامل ایجاد شیارهای طولی در سطح مورد نظر، حذف گرد و غبار از سطح بتن، پر کردن شیارها با استفاده از رزین اپوکسی، و چسباندن کامپوزیت‌های FRP روی سطح بتن است.^[۱۶]

در مطالعات اخیر، تأثیر روش‌های شیارزنی در المان‌های سازه‌ی بتنی بررسی شده است.^[۱۹] پژوهشگران دانشگاه صنعتی اصفهان نشان داده‌اند که استفاده از روش نصب خارجی بر روی شیار، تأثیر چشمگیری در عملکرد عضو تقویت‌شده دارد. مطالعات نشان داده‌اند که روش EBROG با انتقال تنش‌های برشی به لایه‌های زیرین سطوح بتن باعث افزایش مقاومت می‌شود.^[۱۹-۲۱]

بنابر آنچه گفته شد، استفاده از FRP پیش‌تنیده در مقاوم‌سازی اجزاء سازه‌ی بتنی موجب استفاده‌ی مؤثرتر و کاراتر از مصالح FRP می‌شود. به‌کارگیری این مهم در عمل مستلزم شناخت کامل رفتار اتصال FRP پیش‌تنیده به بتن است. با توجه به مطالعات انجام‌شده در این زمینه، نیاز به مطالعات بیشتر جهت نمایان شدن تمامی ابعاد مسئله‌ی مذکور احساس می‌شود. لذا در پژوهش حاضر سعی شده است تا با ارائه‌ی آزمایش برش مستقیم- اتصال پیش‌تنیده، زمینه‌ی شناخت هر چه بهتر رفتار اتصال FRP پیش‌تنیده به بتن مهیا شود.

۲. برنامه‌های آزمایشگاهی

لازمه‌ی انجام یک پژوهش، شناخت کافی از مصالح مصرفی، جزئیات نمونه‌ها، دستگاه آزمایش، و همچنین برنامه‌ریزی دقیق برای انجام آزمایش‌هاست. بنابراین در بخش حاضر، کلیه‌ی اطلاعات مرتبط با انجام آزمایش‌ها توضیح داده شده است.

۱.۲ مشخصات نمونه‌ها

برای بررسی رفتار اتصال FRP پیش‌تنیده به بتن، منشورهای بتنی با ابعاد ۱۵۰×۱۵۰×۳۵۰ میلی‌متر تهیه شده‌اند. در پژوهش حاضر، از آزمایش برش

گاردن^۱ و همکارش (۱۹۹۸)، در مطالعه‌ی رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت‌شده را با استفاده از ورق‌های FRP پیش‌تنیده بررسی کرده‌اند؛ که در آن، تیرهای بررسی‌شده به سه دسته‌ی تیرهای دارای مهار مکانیکی انتهایی، تیرهای دارای مهار FRP انتهایی، و تیرهای بدون مهار انتهایی تقسیم شده بودند. نیروی پیش‌تنیدگی ورق‌های FRP در تیرهای مذکور از ۲۵ تا ۵۰ درصد مقاومت نهایی کامپوزیت تغییر یافته و حالت‌های مختلف شکست، مانند گسیختگی FRP و جداسدن آن از سطح بتن مشاهده شده است. نتایج نشان داده است که مهار انتهایی می‌تواند به استحصال کامل ظرفیت FRP کمک کند.^[۹]

شانگ^۲ و همکاران (۲۰۰۵)، تأثیر ورق CFRP پیش‌تنیده در مقاوم‌سازی تیر بتن مسلح به ابعاد ۱۰۰×۱۵۰×۲۲۰۰ میلی‌متر را بررسی و مشاهده کردند که بار ترک‌خوردگی، سختی خمشی، و مقاومت تیر تقویت‌شده با FRP پیش‌تنیده افزایش یافته است. آن‌ها همچنین گزارش داده‌اند که کرنش و تنش در لحظه‌ی گسیختگی نهایی تیر کاهش یافته است.^[۱۰]

نوردین^۳ و همکارش (۲۰۰۶)، مقاوم‌سازی ۱۵ تیر بتن مسلح به طول ۴ متر را با استفاده از میلگردهای FRP پیش‌تنیده به روش NSM بررسی کرده‌اند؛ که در آن، نوع FRP و درصد پیش‌تنیدگی متفاوت بوده است. یافته‌ها نشان داد که بار ترک‌خوردگی با افزایش نیروی پیش‌تنیدگی به‌طور قابل‌توجهی افزایش یافته است. علاوه بر این، همه‌ی نمونه‌ها، گسیختگی میلگرد FRP را نشان داده‌اند.^[۱۱]

جعفر^۴ و همکارش (۲۰۰۷)، نیز با استفاده از روش NSM در تقویت تیرهای بتن مسلح با میلگردهای FRP دریافته‌اند که نیروی پیش‌تنیدگی ایجادشده در میلگردهای FRP، بین ۲۰ تا ۶۰ درصد مقاومت نهایی FRP است. همچنین ایشان دریافته‌اند که استحکام نهایی تیر با افزایش نیروی پیش‌تنیدگی افزایش و شکل‌پذیری تیر تقویت‌شده نیز با افزایش درصد پیش‌تنیدگی میلگردهای FRP کاهش می‌یابد.^[۱۲]

کیم^۵ و همکاران (۲۰۰۸)، از مهارهای غیرفلزی به‌جای مهارهای فولادی برای ارزیابی توانایی FRP پیش‌تنیده برای تقویت تیرها استفاده و روشی را برای جایگزینی مهارهای فلزی پیشنهاد کرده‌اند. برای این منظور، ۹ تیر بتن مسلح را با انواع سیستم‌های مهار غیرفلزی آزمایش کرده و به پیش‌تنیدگی پایدار در ورق‌های CFRP با تلفات پیش‌تنیدگی ناچیز با استفاده از مهارهای غیرفلزی توسعه‌یافته دست یافته‌اند.^[۱۳]

حاجی‌هاشمی و همکاران (۲۰۱۱)،^[۱۴] از روش NSM برای تقویت تیرهای بتن‌آرمه توسط میلگرد FRP پیش‌تنیده استفاده کرده‌اند. ایشان سطوح مختلف پیش‌تنیدگی را از ۵ تا ۳۰ درصد مقاومت نهایی میلگرد FRP اعمال کرده و گزارش داده‌اند که استفاده از میلگرد FRP پیش‌تنیده، ظرفیت باربری نهایی تیرها را تا ۱۵٪ افزایش می‌دهد. علاوه بر این، مشاهده‌های آزمایشگاهی

^۶ Czaderski

^۷ Externally Bonded Reinforcement On Grooves

^۸ Externally Bonded Reinforcement In Grooves

^۹ Externally Bonded Reinforcement In & On Grooves

^۱ Garden

^۲ Shang

^۳ Nordin

^۴ Gaafar

^۵ Kim

۳.۲. طبقه‌بندی و نام‌گذاری نمونه‌ها

در پژوهش حاضر، به‌منظور بررسی رفتار اتصال ورق FRP پیش‌تنیده به بتن، ۱۰ آزمایش برش مستقیم روی نمونه‌های منشور بتنی انجام شده است؛ که در آن‌ها، نمونه‌ها بر حسب درصدهای مختلف پیش‌تنیدگی و روش نصب FRP روی سطح بتنی نام‌گذاری شده‌اند.

در تمامی نمونه‌ها از ورق FRP با عرض ۵۰ میلی‌متر استفاده شده است. همچنین طول اتصال در همه‌ی آن‌ها برابر ۲۰۰ میلی‌متر انتخاب و نام‌گذاری و مشخصات تمامی آن‌ها در جدول ۳ ارائه شده است.

۴.۲. آماده‌سازی نمونه‌ها

نمونه‌ها قبل از فرآیند تقویت به‌صورت سطحی آماده شده‌اند. به‌منظور آماده‌سازی نمونه‌ها با روش EBR، از دستگاه فرز مجهز به صفحه‌ی سایش بتن برای حذف لایه‌ی نازک از سطح بتن استفاده شده است. سپس سطح بتن توسط کمپرسور هوای فشرده از هرگونه گرد و غبار پاک‌سازی و در پایان FRP بر روی سطح بتنی چسبانده شده است.

در پژوهش حاضر، دو نمونه با استفاده از روش EBROG تقویت و پس از ایجاد شیارهایی با ابعاد ۱۰×۱۰ میلی‌متر و طول ۲۰ میلی‌متر روی نمونه، سطوح با استفاده از کمپرسور هوای فشرده، عاری از هرگونه گرد و غبار شده‌اند. سپس داخل شیار با رزین پر و ورق FRP روی سطح اتصال و شیار چسبانده شده است.

به‌منظور تقویت نمونه‌های پیش‌تنیده، با توجه به دهانه‌ی آزاد دستگاه، الیاف کربن به طول ۲۶۰۰ میلی‌متر برش داده شده‌اند (شکل ۱). ورق‌های فلزی به

جدول ۳. مشخصات نمونه‌های اتصال FRP به بتن.

ردیف	نام	روش نصب	درصد	شماره‌ی
۱	SC-۱	EBR	۰	۱
۲	SC-۲	EBR	۰	۲
۳	S۱-۲۰	EBR	۲۰	۱
۴	S۲-۲۰	EBR	۲۰	۲
۵	S۱-۳۰	EBR	۳۰	۱
۶	S۲-۳۰	EBR	۳۰	۲
۷	SG-۱	EBROG	۰	۱
۸	SG-۲	EBROG	۰	۲
۹	۱-	EBROG	۲۰	۱
۱۰	۲-	EBROG	۲۰	۲



شکل ۱. دستگاه پیش‌تنیدگی به همراه FRP بریده‌شده.

مستقیم به عنوان آزمایشی متداول برای بررسی عملکرد اتصال ورق FRP به بتن استفاده شده است. این آزمایش طبق استاندارد ASTM D۵۸۶۸^[۲۶] انجام شده است. آزمایش بر روی سه طرف از منشور انجام شده است، در حالی که ضلع چهارم به‌دلیل سطح نامنظم آن کنار گذاشته شده است. همراه با هر منشور، نمونه‌های استوانه‌یی به ارتفاع ۲۰۰ و قطر ۱۰۰ میلی‌متر، طبق استاندارد ASTM C۳۹^[۲۷] به‌منظور اندازه‌گیری مقاومت فشاری بتن ساخته و به مدت ۲۸ روز در آب عمل‌آوری شدند. همچنین، جهت اندازه‌گیری مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی بتن، سه نمونه‌ی استوانه‌یی آزمایش شده‌اند. این در حالی است که مقاومت فشاری سه نمونه‌ی دیگر در روز انجام آزمایش برش مستقیم اندازه‌گیری شده است.

۲.۲. مشخصات مصالح مصرفی در ساخت و تقویت نمونه‌ها

طرح اختلاط بتن برای نمونه‌ها براساس آیین‌نامه‌ی ACI ۲۲۱^[۲۳] برای دستیابی به مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال در ۲۸ روز تنظیم شده است. اندازه‌ی بیشینه‌ی سنگ‌دانه‌ی استفاده‌شده در بتن موردنظر، ۱۲/۵ میلی‌متر بوده است. در پژوهش حاضر، از سیمان نوع II محصول کارخانه‌ی اردستان استفاده شده است. نسبت وزن هر ماده در هر مترمکعب بتن در جدول ۱ ارائه شده است. الیاف استفاده‌شده در پژوهش حاضر از نوع کربن با نام تجاری SikaWrap ۳۰۰C بوده است. همچنین به‌منظور اشباع‌کردن الیاف کربن از رزین اپوکسی شرکت کوانتوم ایران با نام تجاری Quantum-EPR ۳۳۰۱ استفاده شده است؛ که دو جزء سفید و خاکستری دارد، که باید به نسبت ۳ به ۱ با یکدیگر مخلوط شوند. طبق کاتالوگ سازنده، زمان عمل‌آوری رزین بین ۵ تا ۷ روز در دمای ۲۵ درجه‌ی سانتی‌گراد است. مشخصات مکانیکی الیاف کربن و رزین استفاده‌شده در پژوهش حاضر در جدول ۲ ارائه شده است.^[۲۴]

جدول ۱. وزن مصالح مصرفی برای ساخت یک مترمکعب بتن.

نوع مصالح	وزن به ازاء ۱ مترمکعب بتن (kg/m ^۳)
سیمان	۳۱۰
شن (۵-۱۲/۵)	۸۸۰
ماسه (۰-۵)	۹۰۴
آب	۲۱۶

جدول ۲. مشخصات مکانیکی الیاف و رزین استفاده‌شده در

پژوهش حاضر.^{[۲۳] و [۲۴]}

نام تجاری	ضخامت (mm)	مقاومت کششی (MPa)	مدول کشسانی (MPa)	کرنش نهایی ورق (%)
SikaWrap ۳۰۰C	۰/۱۷۱	۳۸۰۰	۲۴۲۰۰۰	۱/۵۵
Quantum-۳۳۰۱ EPR	-	۳۰	۴۵۰۰	۱/۵۰

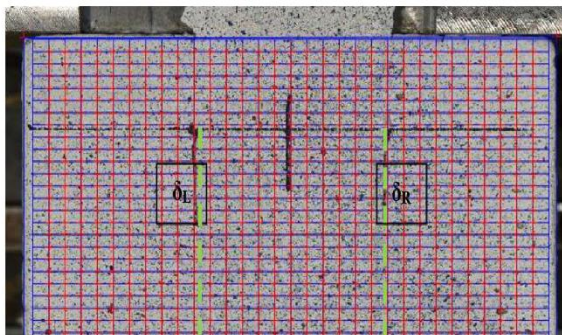


(الف)



(ب)

شکل ۲. ۳. (الف) جداسازی نمونه‌های پیش تنیده در دستگاه پیش تنیده؛ (ب) آماده‌سازی نمونه‌ها جهت انجام آزمایش برش یک طرفه.



شکل ۴. شبکه‌بندی نمونه‌ی بتنی همراه با مشخص کردن سطح اتصال.

استفاده از روش PIV، عکس‌هایی از سطح نمونه در فواصل زمانی مشخص گرفته شد. در روش PIV، ابتدا سطح نمونه با سه لایه رنگ سفید پوشانده می‌شود. سپس رنگ‌های مشکی، آبی، سبز، و قرمز به صورت تصادفی روی سطح پاشیده می‌شوند. از یک دوربین دیجیتال برای گرفتن عکس از سطح اتصال از شروع آزمایش تا لحظه‌ی شکست نهایی نمونه استفاده می‌شود. عکس‌ها توسط نرم‌افزار متلب^۱ برای عملیات PIV پردازش می‌شوند. همان طور که در شکل ۴ مشاهده می‌شود، نرم‌افزار متلب هر عکس را به شبکه‌هایی با ابعاد ۱۲۸×۱۲۸ پیکسل با فاصله‌ی مرکز تا مرکز ۶۴ پیکسل تقسیم می‌کند. برای تبدیل واحد پیکسل به واحد میلی‌متر، تعداد پیکسل در هر ۱۰ میلی‌متر اندازه‌گیری و در بردار ضرب می‌شود. سپس لغزش، کرنش، و تنش



شکل ۵.۲. چیدمان نمونه‌ها در دستگاه پیش تنیدگی.

ابعاد ۶۰×۶۰ میلی‌متر به انتهای الیاف کربن متصل شدند، تا در فک دستگاه پیش‌تنیده قرار بگیرند. ورق‌های فلزی پس از خشک شدن چسب، در فک قرار گرفتند و پیچ‌های فکی با آچار گشتاور سفت شدند. نمونه‌ها مطابق شکل ۲، با فاصله‌ی مشخصی مرتب شده‌اند.

در ادامه، یک لایه‌ی نازک چسب روی طول اتصال بتن قرار گرفت. سپس سرتاسر طول FRP به رزین آغشته و در همان زمان کامپوزیت FRP روی سطح بتن تنظیم شد. ۳۵ میلی‌متر اول از هر نمونه‌ی بتنی با پلاستیک مخصوص پوشانده شد، تا در طول بین FRP و سطح بتن، به منظور جلوگیری از تمرکز تنش در حین بارگذاری، هیچ‌گونه اتصالی نباشد. بعد از انجام تنظیمات اولیه، با استفاده از جک هیدرولیکی نیروی جک دستگاه به ورق FRP اعمال شد تا پیش‌تنیده شود. میزان نیروی اعمال شده توسط جک دستگاه به ورق FRP توسط نیروسنج کنترل شد. پس از رسیدن نیرو به میزان پیش‌تنیدگی موردنظر، انتهای میله‌ی متصل به فک توسط مهره ثابت شد، تا از اتلاف نیروی پیش‌تنیدگی جلوگیری شود. سپس نمونه‌ها در شرایط آزمایشگاهی نگهداری شدند، تا گیرش چسب کامل شود. به منظور درک بهتر، قسمت‌های مختلف دستگاه در شکل ۲ مشاهده می‌شود. پس از ۷ روز از چسباندن ورق FRP به بتن، نیروی جک آزاد شد. ورق FRP در نقاط از پیش تعیین شده بریده شد (شکل ۳)، تا نمونه‌ها از یکدیگر جدا شوند. سپس انتهای آزاد کامپوزیت FRP به ورق‌های فلزی با ابعاد ۱۰۰×۱۰۰ میلی‌متر متصل شد، تا آن‌ها را در فک دستگاه برش مستقیم قرار دهد.

۵.۲. دستگاه آزمایش و تجهیزات

در بستر پیش‌تنیدگی، انتقال نیرو از طریق جک هیدرولیکی به فک سمت چپ (شکل ۲) و سپس از فک به ورق FRP انجام می‌شود. برای اندازه‌گیری و اعمال نیروی پیش‌تنیدگی اولیه از نیروسنج با ظرفیت ۷۰ کیلو نیوتن استفاده شده است. مطابق شکل ۲، نیروسنج مذکور به صورت سری بین تکیه‌گاه و فک دستگاه قرار گرفته است.

نمونه‌ها پس از آماده‌سازی و تقویت، برای آزمایش به دستگاه برش مستقیم منتقل شدند. ابتدا ورق‌های انتهایی نمونه داخل فک دستگاه و سپس نمونه‌ها کاملاً بین تکیه‌گاه‌ها قرار گرفتند. نمونه‌ها با سرعت ۲ میلی‌متر در دقیقه تا زمان شکست بارگذاری شدند. برای تعیین میدان جابجایی روی سطح باند با

^۱ MATLAB

جدول ۴. نتایج حاصل از آزمایش نمونه‌ها.

ردیف	نام نمونه	میزان پیش‌تنیدگی (%)	P _{Test} (kN)	P _{Avg} (kN)	افزایش ظرفیت اتصال نسبت به نمونه‌ی شاهد (%)	حالت گسیختگی	عمق جداسدگی (mm)
۱	SC-۱	۰	۸/۳۳	۸/۲	-	DC	-
۲	SC-۲	۰	۸/۰۲			DC	-
۳	S1-۲۰	۲۰	۱۳/۸۴	۱۳/۹	۷۰	DC/CC	۲
۴	S2-۲۰	۲۰	۱۳/۹۳			DC/CC	۲
۵	S1-۳۰	۳۰	۱۳/۲۸	۱۳/۷	۶۸	DC/CC	۵
۶	S2-۳۰	۳۰	۱۴/۲			DC/CC	۳
۷	SG-۱	۰	۱۳/۷۶	۱۳/۵	۶۵	DC/CC	۱/۵
۸	SG-۲	۰	۱۳/۱۹			DC/CC	۱/۵
۹	SG1-۲۰	۲۰	۱۸/۷۷	۱۸/۳	۱۲۳	DC/CC	۱/۵
۱۰	SG2-۲۰	۲۰	۱۷/۸۱			DC/CC	۱/۵



(ب)



(الف)

شکل ۵. نحوه‌ی گسیختگی نمونه‌های: (الف) CS-۱؛ (ب) CS-۲.

ظرفیت اتصال نمونه‌ی S20-1 با یک لایه‌ی FRP ۲۰٪ پیش‌تنیده، ۱۳/۸۴ کیلونیوتن ثبت شده است. در تکرار نمونه‌ی ۲۰٪ پیش‌تنیده با روش EBR، ظرفیت اتصال ۱۳/۹۳ کیلونیوتن مشاهده شد، که کمتر از ۱٪ با تکرار اول تفاوت داشت. میانگین ظرفیت اتصال دو نمونه‌ی اخیر، ۱۳/۹ کیلونیوتن بوده است؛ که بهبود قابل توجهی (۷۰٪) در مقایسه با نمونه‌ی شاهد داشته است؛ که دلیل آن استفاده از ورق FRP پیش‌تنیده برای مقاوم‌سازی نمونه‌ی بتنی بوده است. پیش‌تنیدگی باعث ایجاد تنش‌های فشاری بر روی سطح بتن برابر با نیروی پیش‌تنیدگی ناشی از کامپوزیت FRP شده است. این امر باعث افزایش مقاومت در برابر ترک‌خوردگی سطح بتن، به تأخیرانداختن پدیده‌ی جداسدگی، و در نهایت افزایش مقاومت اتصال شده است. حالت شکست هر دو نمونه به صورت جداسدگی ورق FRP از سطح بتن با عمق ۲ میلی‌متر بوده است. نحوه‌ی گسیختگی نمونه‌های مذکور در شکل ۶ مشاهده می‌شود.

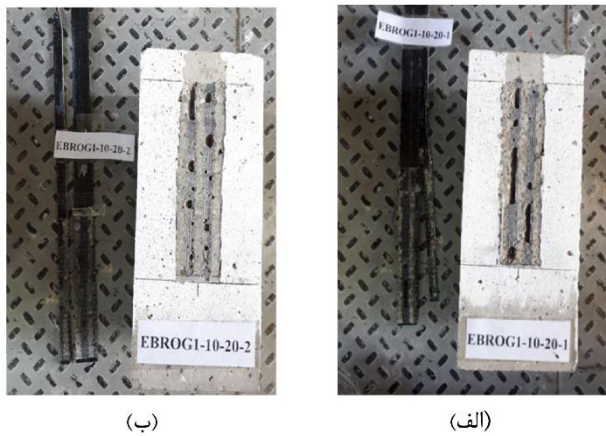
در اتصال با استفاده از بردارهای تغییرمکان محاسبه می‌شوند. در بخش‌های بعد، نحوه‌ی محاسبه‌ی پارامترهای مذکور و ارائه‌ی نمودارهای مرتبط توضیح داده شده است.

۳. نتایج آزمایشگاهی و بحث روی آن‌ها

۳.۱. مقاومت اتصال و حالت گسیختگی

مقاومت اتصال نمونه‌ها توسط دستگاه آزمایش برش مستقیم اندازه‌گیری شده است. این تذکر لازم است که در آزمایش برش مستقیم، مقاومت اتصال بین ورق تقویتی و سطح بتن بررسی می‌شود. همان‌طور که قبلاً بیان شده است، اگر سطح آماده‌سازی شده، قابلیت انتقال تنش از ورق FRP به بتن را نداشته باشد، کارایی ورق FRP می‌تواند به ۱۰٪ مقاومت کششی نهایی FRP محدود شود. بنابراین، انتخاب روش آماده‌سازی مناسب می‌تواند ظرفیت اتصال را تا چندین برابر افزایش دهد.

برای بررسی و مقایسه‌ی رفتار اتصال‌های پیش‌تنیده و غیرپیش‌تنیده‌ی FRP به بتن، ظرفیت بارگذاری و حالت شکست نمونه‌ها ارزیابی شده است. مود شکست در بین نمونه‌ها به صورت جداسدگی FRP به همراه لایه‌ی نازک بتن است. نتایج آزمایش برش مستقیم در جدول ۴ ارائه شده است. نمونه‌ی ۱-SC، به عنوان نمونه‌ی شاهد، دارای ظرفیت اتصال ۸/۳۳ کیلونیوتن است. نمونه‌ی ۲-SC به عنوان تکرار نمونه‌ی اول انجام شده است، تا نتایج را راستی‌آزمایی کند. ظرفیت اتصال تکرار دوم، ۸/۰۲ کیلونیوتن اندازه‌گیری شده است، که کمتر از ۵٪ با نمونه‌ی اول تفاوت داشت. بنابراین، میانگین ظرفیت اتصال نمونه‌های تقویت‌شده با روش EBR، برابر با ۸/۲ کیلونیوتن بوده است. حالت شکست دو نمونه‌ی ذکر شده، جداسدگی زود هنگام ورق FRP همراه با یک لایه‌ی نازک از بتن بوده است. شکست دو نمونه‌ی اخیر در شکل ۵ مشاهده می‌شود.



شکل ۸. نحوه گسیختگی نمونه‌های: (الف) SG ۲۰-۱؛ (ب) SG ۲۰-۲.

بدان معناست که افزایش ظرفیت با استفاده از روش شیارزنی معادل این است که در روش EBR، ورق FRP به میزان ۲۰٪ پیش‌تنیده شود. از آنجایی که هزینه‌های پیش‌تنیدگی بالاست، در این سطح از افزایش ظرفیت، استفاده از شیار به جای پیش‌تنیده کردن نمونه‌ی EBR مقرون به صرفه است.

مقاومت اتصال نمونه‌ی SG ۲۰-۱، که با استفاده از یک لایه ورق FRP با پیش‌تنیدگی ۲۰٪، که با استفاده از روش EBROG تقویت شده بود، برابر با ۱۸/۷۷ کیلونیوتن اندازه‌گیری شد. این تذکر لازم است که شیارهای ایجادشده در نمونه‌ی اخیر، ابعاد ۱۰×۱۰ میلی‌متر و فاصله‌ی مرکز تا مرکز ۲۰ میلی‌متر داشته است. همچنین نمونه‌ی SG ۲۰-۲، که تکرار نمونه‌ی ۲۰٪ پیش‌تنیده است، نیروی ۱۷/۸۱ کیلونیوتن را تحمل کرده است. میانگین ظرفیت باربری نمونه‌های EBROG برابر با ۱۸/۳ کیلونیوتن شده است، که نسبت به نمونه‌ی شاهد، افزایش ۱۲۳ درصدی را تجربه کرده است. همچنین نمونه‌ی شیاردار نسبت به نمونه‌های بدون شیار با پیش‌تنیدگی ۲۰ و ۳۰ درصد حدود ۳۲٪ افزایش داشته است؛ که علت آن را می‌توان پیش‌تنیده شدن سطح بتن و به تعویق افتادن جداسدگی دانست. در واقع، بالابودن مقاومت اتصال در نمونه‌ی تقویت‌شده با روش شیارزنی را می‌توان دلیل این افزایش ظرفیت پنداشت. به عبارتی، روش‌های شیارزنی با انتقال تنش به اعماق بتن موجب افزایش ظرفیت اتصال نسبت به نمونه‌ی EBR متناظر شده‌اند؛ در نتیجه نیروی پیش‌تنیدگی ایجادشده در نمونه‌ها، تأثیر بیشتری در افزایش ظرفیت اتصال نمونه‌های مذکور داشته است. همچنین حالت گسیختگی نمونه‌های اخیر، جداسدگی ورق FRP از سطح بتن است. در شکل ۸، تصویر گسیختگی نمونه‌ها را می‌توان مشاهده کرد.

۲.۳. نمودارهای لغزش در عرض اتصال

مقدس و همکاران (۲۰۱۹)^[۲۵] رابطه‌های ۱ و ۲ را جهت به‌دست‌آوردن لغزش در اتصال ارائه کرده‌اند:

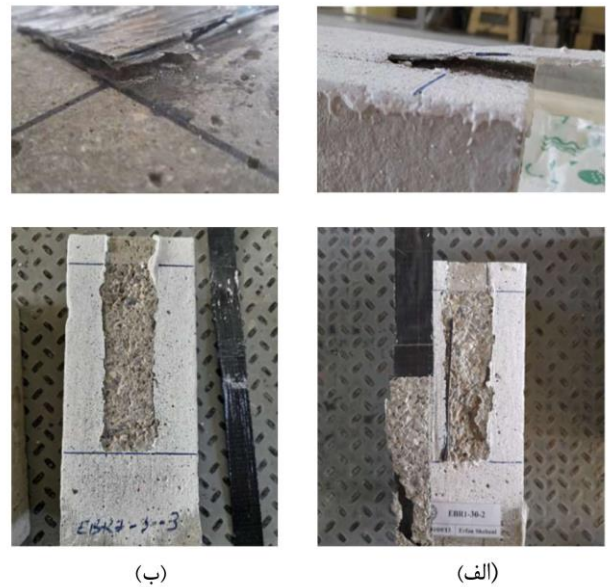
$$S = \delta_{FRP} - \delta_{Concrete} \quad (1)$$

$$\delta_{Concrete} = \delta_L + \frac{\delta_R - \delta_L}{L} \times R \quad (2)$$

لغزش با تفاوت بین تغییرمکان مرکز ورق FRP و تغییرمکان بتن محاسبه می‌شود. تغییرمکان‌های بتن با استفاده از پارامترهای δ_L برای تغییرمکان لبه‌ی سمت چپ، δ_R برای تغییرمکان لبه‌ی سمت راست، L فاصله‌ی بین المان‌های



شکل ۶. نحوه گسیختگی نمونه‌های: (الف) S۲۰-۱؛ (ب) S۲۰-۲.



شکل ۷. نحوه گسیختگی نمونه‌های: (الف) S۳۰-۱؛ (ب) S۳۰-۲.

نمونه‌ی S۳۰-۱ دارای ظرفیت اتصال ۱۳/۲۸ کیلونیوتن بوده است. نمونه‌ی S۲-۳۰، تکراری از نمونه‌ی ۳۰٪ پیش‌تنیده با روش EBR با ظرفیت اتصال ۱۴/۲ کیلونیوتن بوده است. میانگین ظرفیت اتصال آن‌ها ۱۳/۷ کیلونیوتن محاسبه شده و نتایج نشان داده است که نمونه‌های EBR با پیش‌تنیدگی ۳۰٪ نسبت به نمونه‌ی شاهد ۶۸٪ افزایش ظرفیت داشته‌اند. با این حال، ظرفیت اتصال آن‌ها تقریباً مشابه نمونه‌های EBR با پیش‌تنیدگی ۲۰٪ بوده است. در واقع اتصال EBR قادر نبوده است که نیروی ناشی از پیش‌تنیدگی ۳۰٪ را منتقل کند. بنابراین، هر دو نمونه در ابتدا و انتهای اتصال، زمانی که نیروی پیش‌تنیدگی آزاد شده است، شکست‌های موضعی داشته‌اند (شکل ۷). در نهایت، سطح اتصال نتوانسته است در برابر نیروی موردانتظار مقاومت کند و در نیرویی مشابه نمونه‌های با پیش‌تنیدگی ۲۰٪ گسیخته شده است.

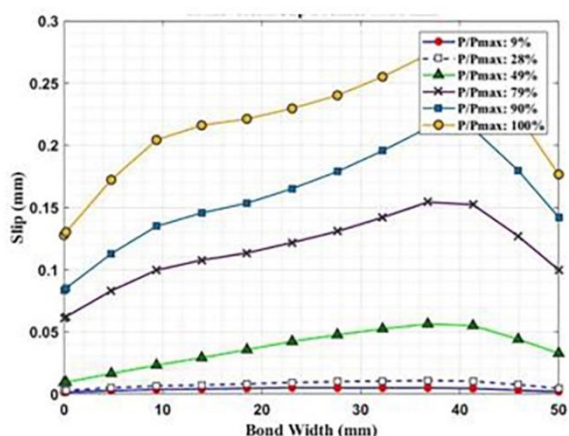
همان‌طور که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، نحوه گسیختگی نمونه‌های مذکور، جداسدگی ورق تقویتی همراه با لایه‌ی بتن بوده و طبق نتایج به‌دست‌آمده، عمق گسیختگی آن‌ها تا ۶ میلی‌متر مشاهده شده است.

نمونه‌ی SG توانسته است باری معادل ۱۳/۵ کیلونیوتن را تحمل کند. مشاهده می‌شود که ظرفیت اتصال دو نمونه‌ی SG و S۲۰ تقریباً یکسان است. این

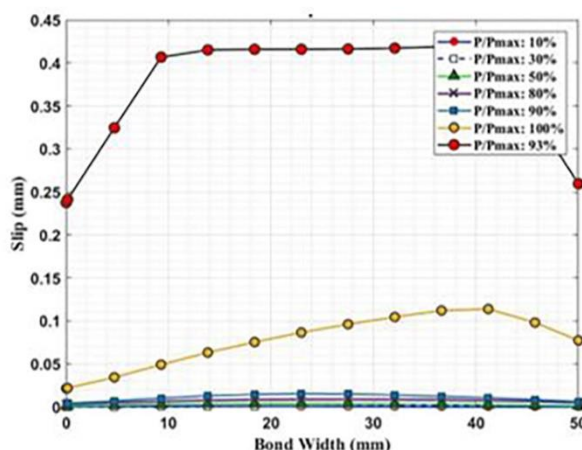
نمونه‌های ۲۰ و ۳۰ درصد پیش‌تنیده رخ داده است، اما با افزایش نیروی پیش‌تنیدگی، شکاف کمتری بین پروفیل‌های لغزش در هنگام جداسازی وجود داشته است.

در شکل ۹-د، مشاهده می‌شود که در نمونه‌ی شاهد شیاردار، بیشینه‌ی کرنش به ۰/۴۵ رسیده است. در نمونه‌ی پیش‌تنیده‌ی شیاردار، بیشینه‌ی لغزش نسبت به نمونه‌های دیگر کاهش یافته است. در واقع، وجود شیار باعث انتقال تنش‌های پیش‌تنیدگی به عمق‌های سخت‌تر بتن، و در نهایت کاهش لغزش در نمونه شده است.

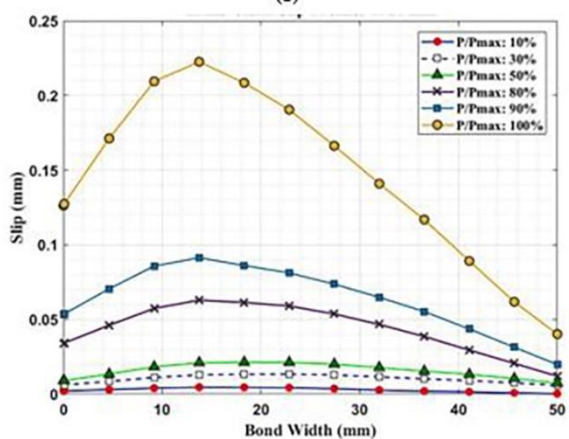
چپ و راست، و R فاصله‌ی مرکز ورق FRP تا المان چپ به دست می‌آیند (شکل ۴). سطوح بار انتخاب‌شده به صورت درصدی از بیشینه‌ی باری که اتصال می‌تواند در برابر آن مقاومت کند، بیان می‌شود. فقط نمودارهای اولین نمونه از هر گروه ارائه شده است، زیرا نتایج برای نمونه‌های تکراری مشابه بوده است. مطابق شکل ۹-الف، لغزش در نمونه‌ی کنترل از شروع بارگذاری به نسبت بار ۱۰۰٪ به حدود ۰/۱۱ میلی‌متر رسیده است. این بدان معناست که یک ترک بر روی سطح باند ایجاد و زمانی که بار به مقدار بیشینه نزدیک شده است، ورق FRP شروع به جداسازی از سطح بتن کرده است. همین وضعیت برای



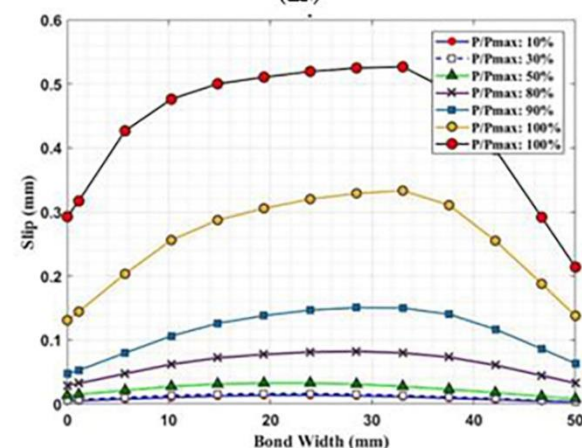
(د)



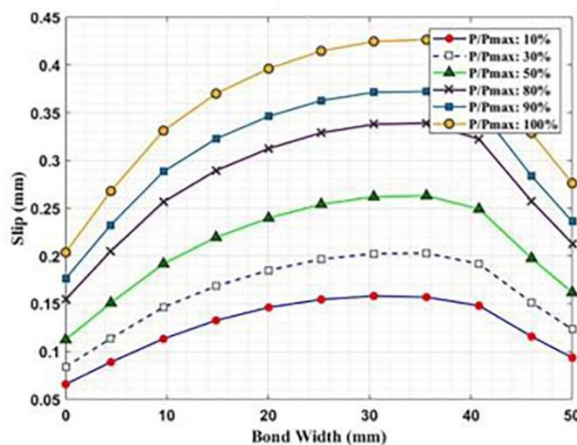
(الف)



(د)



(ب)



(ج)

شکل ۹. نمودارهای لغزش در عرض ورق تقویتی: (الف) CS؛ (ب) S۲۰؛ (ج) S۳۰؛ (د) SG؛ (ه) S۲۰

۳.۳. نمودارهای کرنش در عرض اتصال

مقدار کرنش (رابطه‌ی ۳)، با استفاده از معادله‌ی لغزش به‌دست آمده است. این معادله اجازه می‌دهد تا منحنی کرنش برای سطوح مختلف بار ترسیم شود. برای این منظور، از روش PIV در نرم‌افزار متلب استفاده شده است. در رابطه‌ی اخیر، لغزش، شماره، و مکان المان به ترتیب با S، l، و X نشان داده شده‌اند: [۲۵]

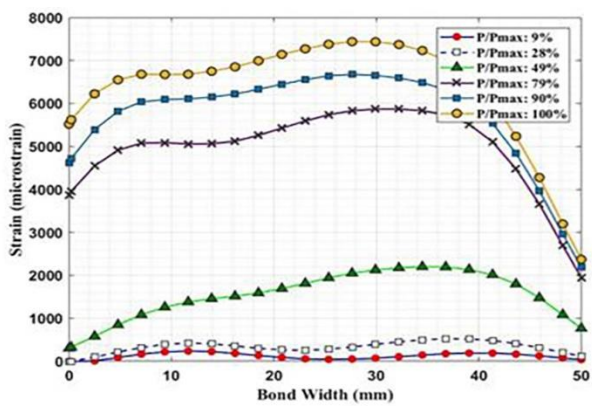
$$\varepsilon_i = \frac{S_{i+1/2} - S_{i-1/2}}{X_{i+1/2} - X_{i-1/2}} \quad (3)$$

داشته است، که علت آن را می‌توان گسیختگی موضعی آن در هنگام رهاسازی بار پیش‌تنیدگی ۳۰٪ کرنش نهایی ورق FRP دانست. در بررسی نمودار نمونه‌های تقویت‌شده با روش شیارزنی مشاهده می‌شود که کرنش در مقایسه با نمونه‌ی شاهد در نمونه‌ی بدون پیش‌تنیدگی و پیش‌تنیده به ترتیب ۱۶۰ و ۵۵ درصد افزایش داشته است. با بررسی نتایج می‌توان دریافت در نمونه‌های تقویت‌شده با استفاده از روش شیارزنی، علی‌رغم افزایش ظرفیت اتصال، شکل‌پذیری و قابلیت تغییرشکل در تنش‌های بالا کاهش یافته است؛ که به دلیل ایجاد شیار در سطح بتن منجر به افزایش سطح اتصال بین ورق تقویتی و سطح بتن شده و سختی اتصال افزایش پیدا کرده است. لذا، تحت تنش‌های یکسان در مقایسه با سایر نمونه‌ها، کرنش کمتری را متحمل شده است.

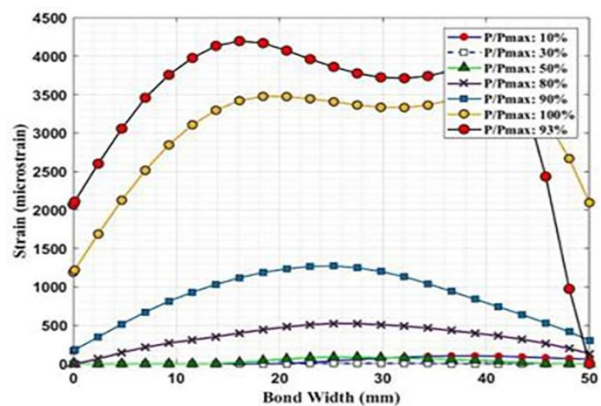
۴.۳. نمودارهای تنش در عرض اتصال

معادله‌ی تنش (رابطه‌ی ۴)، با ضرب مقدار کرنش به‌دست‌آمده از بخش ۳.۳ در سختی ورق FRP به‌دست می‌آید و امکان محاسبه‌ی منحنی تنش در

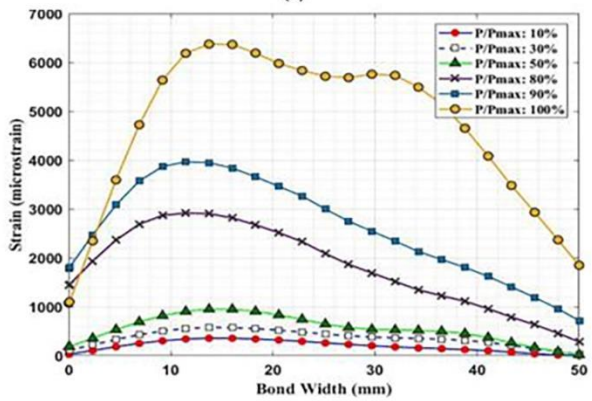
در شکل ۱۰، نمودارهای کرنش در عرض اتصال نمونه‌ها مشاهده می‌شود. با توجه به شکل ۱۰-ب، بیشینه‌ی کرنش برای نمونه‌ی S۲۰ حدود ۱۱۰۰۰ میکرواسترین است. در حالی که بیشینه‌ی کرنش در نمونه‌ی شاهد (مطابق شکل ۱۰-الف)، حدود ۴۲۰۰ میکرواسترین بوده است. در واقع، تقویت نمونه با ورق FRP با ۲۰٪ پیش‌تنیدگی موجب افزایش حدود دو برابری بیشینه‌ی کرنش شده است. نمونه‌ی S۳۰، بیشینه‌ی کرنشی مشابه با نمونه‌ی S۲۰



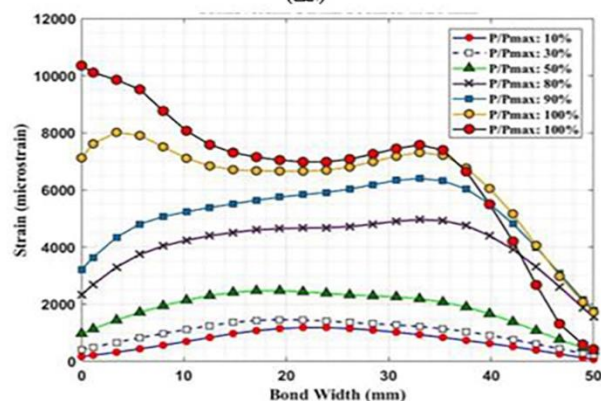
(د)



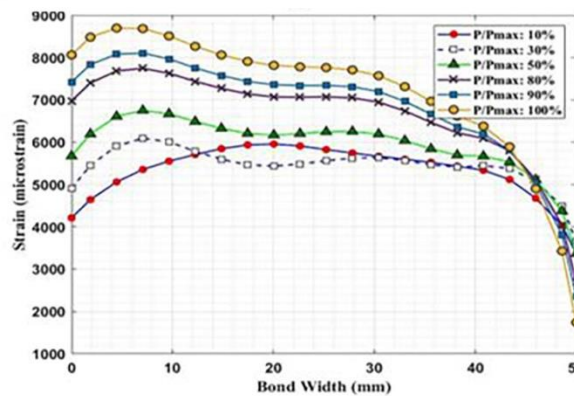
(الف)



(ه)



(ب)



(ج)

شکل ۱۰. نمودارهای کرنش در عرض ورق تقویتی: (الف) CS؛ (ب) S۲۰؛ (ج) S۳۰؛ (د) SG؛ (ه) SG۲۰.

بارگذاری ۹۰٪ است. به طور مشابه، در نمونه‌ی دارای پیش‌تنیدگی ۲۰٪ همین روند رخ داده است؛ با این تفاوت که بیشترین سطح تنش در میزان بار ۸۰٪ بار نهایی اتفاق افتاده است.

این تذکر لازم است که در نمونه‌ی S۳۰ بیشترین سطح تنش در نسبت بار ۵۰٪ رخ داده است، که به علت گسیختگی موضعی اتصال در هنگام رهاسازی نیروی پیش‌تنیدگی است. در روش EBROG، بیشینه‌ی تنش در حالت غیرپیش‌تنیده در سطح بار ۵۰٪ رخ داده است. این در حالی است که در نمونه‌ی با ۲۰٪ پیش‌تنیدگی، بیشینه‌ی تنش در سطح بار ۹۰٪ ایجاد شده است، که نشان از ظرفیت اتصال در پذیرش نیروی پیش‌تنیده‌ی اولیه است.

در نمودار تنش در عرض اتصال نمونه‌ی S۲۰ در شکل ۱۱-ب مشاهده می‌شود که بیشینه‌ی تنش در نمونه‌ی مذکور نسبت به نمونه‌ی شاهد بیش از ۲ برابر افزایش داشته است. این در حالی است که میزان تنش بیشینه

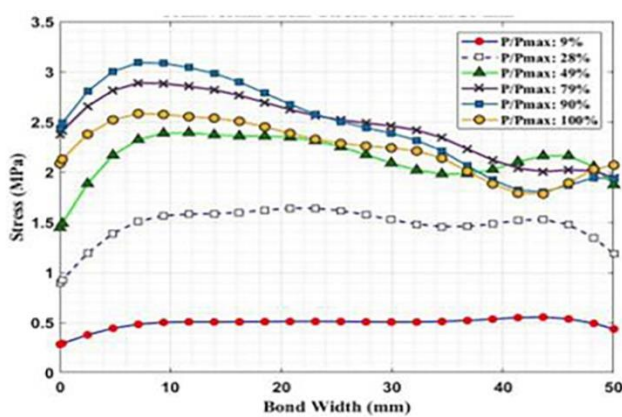
امتداد طول ورق FRP را برای سطوح مختلف بار فراهم می‌کند. برای این منظور از روش PIV در نرم‌افزار متلب استفاده شده است. [۲۵]

$$\tau_i = E_f t_f \frac{S_{i+1/2} - S_{i-1/2}}{X_{i+1/2} - X_{i-1/2}} \quad (۴)$$

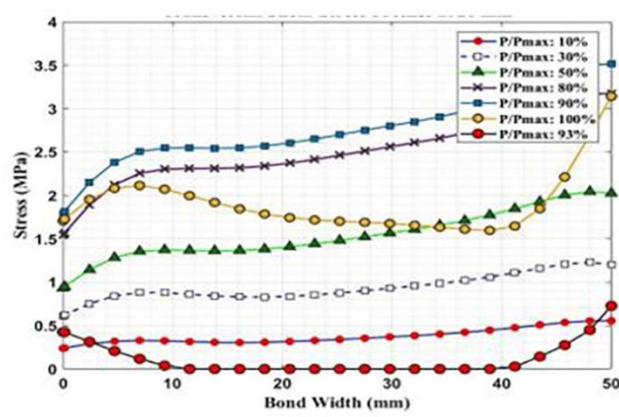
که در آن، τ_i معرف تنش برشی در واحد طول، E_f مدول کشسانی ورق تقویتی، و t_f ضخامت ورق تقویتی هستند.

شکل ۱۱، تغییرات تنش در عرض اتصال در فاصله‌ی ۲۰ میلی‌متری از ابتدای اتصال را نشان می‌دهد. به عبارتی، نمودار تنش در عرض اتصال بیانگر میزان تنش ایجادشده در نقاط عرضی اتصال به ازاء بارهای مختلف اعمال‌شده است.

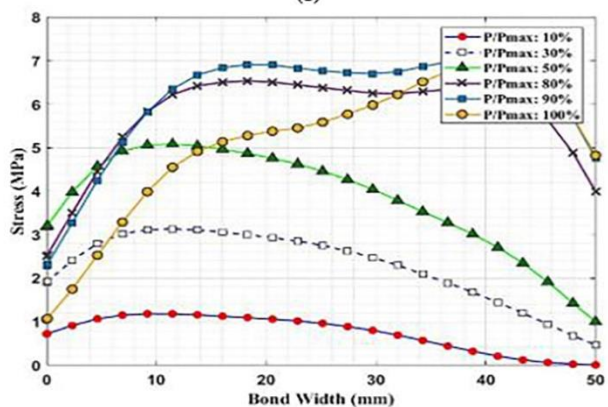
در شکل ۱۱، نمودارهای تنش در عرض اتصال نمونه‌های مختلف مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۱۱-الف، با افزایش میزان بارگذاری، تنش در اتصال افزایش یافته است؛ به طوری که بیشترین سطح تنش مربوط به حالت



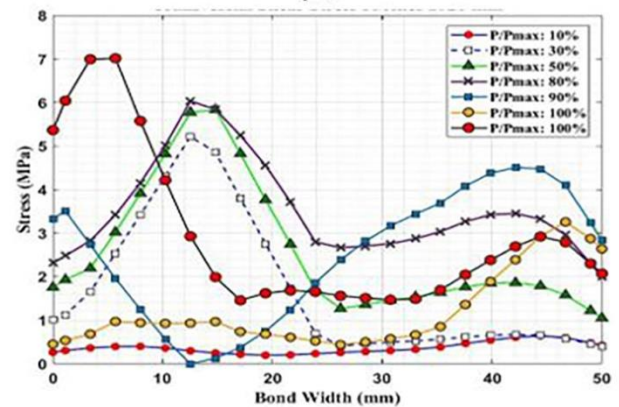
(د)



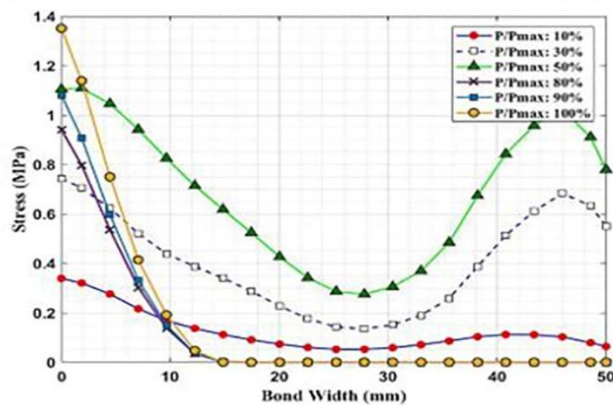
(الف)



(ب)



(ج)



(ه)

شکل ۱۱. نمودار تنش در عرض ورق تقویتی: (الف) CS؛ (ب) S۲۰؛ (ج) S۳۰؛ (د) SG؛ (ه) SG۲۰

۲- اتصال آماده‌سازی‌شده با روش EBR نتوانست نیروی حاصل از پیش‌تنیدگی ۳۰٪ را به بتن منتقل کند و دچار گسیختگی موضعی در انتهای اتصال شد. بنابراین، در نمونه‌ی مذکور افزایش ظرفیت اتصال نسبت به نمونه‌ی ۲۰٪ پیش‌تنیده مشاهده نشد. ولی به دلیل مکانیزم متفاوت گسیختگی در دو نمونه‌ی اخیر، نمودارهای رفتاری تنش و کرنش در عرض اتصال آن‌ها متفاوت شده است.

۳- مقاومت اتصال در نمونه‌های تقویت‌شده با استفاده از روش EBROG برابر با ۱۸/۳ کیلونیوتن است، که نسبت به نمونه‌ی شاهد ۱۲۳٪ افزایش تجربه کرده است. این افزایش چشمگیر مربوط به عملکرد مطلوب شیار در توزیع و انتقال تنش‌های پیش‌تنیدگی در اعماق بتن بوده است.

۴- با توجه به مراحل انجام‌شده در پژوهش حاضر، برای آزمایش نمونه‌ی تقویت‌شده با ورق FRP پیش‌تنیده و نتایج حاصل، می‌توان ادعا کرد که آزمایش انجام‌شده به منظور بررسی رفتار اتصال در نمونه‌های پیش‌تنیده، امکان تجزیه و تحلیل دقیق رفتار اتصال را فراهم می‌کند. این روش در مطالعات آتی می‌تواند به‌عنوان یک ابزار قابل اعتماد برای پژوهشگران در این حوزه استفاده شود.

۵- در پژوهش حاضر، اثر تقویت نمونه‌ها با کامپوزیت FRP پیش‌تنیده بر روی دو روش آماده‌سازی سطحی بررسی شده است. نتایج حاکی از عملکرد بهتر نمونه‌ی تقویت‌شده با روش EBROG نسبت به نمونه‌ی تقویت‌شده با روش متداول EBR بوده است. بنابراین پیشنهاد می‌شود در مطالعات آینده بر روی اتصال‌های پیش‌تنیده با استفاده از روش EBROG و در سطوح پیش‌تنیدگی بالاتر تمرکز بیشتری شود.

همچنین پیشنهاد می‌شود که در پژوهش‌های آینده استفاده از روش‌های پیش‌تنیدگی بر تیرهای واقعی با لایه‌های FRP بیشتر بررسی شود. علاوه بر این، از آنجایی که نتایج نشان‌دهنده‌ی عملکرد اتصال مناسب نمونه‌های تهیه‌شده با استفاده از روش EBROG است، ارزیابی سطوح پیش‌تنیدگی قابل اعمال در این روش ارزشمند خواهد بود.

نمونه‌ی S۳۰ نسبت به نمونه‌ی شاهد بیش از ۵۰٪ کاهش یافته است. همچنین نتایج حاکی از آن است که بیشترین تنش در نمونه‌ی SG۲۰ رخ داده است. این تذکر لازم است که به دلیل عدم ظرفیت اتصال EBR برای تحمل نیروی پیش‌تنیدگی ۳۰٪ و گسیختگی موضعی نمونه هنگام آزادسازی نیروی پیش‌تنیدگی، نمودارهای تنش در دو نمونه‌ی S۲۰ و S۳۰ متفاوت است.

در نمودار مرتبط با نمونه‌ی شاهد مشاهده می‌شود که تنش در عرض ورق تقویتی با روندی تقریباً یکسان در عرض اتصال افزایش یافته است. به عبارت دیگر، تغییرات تنش از لبه‌ی اتصال به سمت داخل روند نسبتاً منظم دارد. این در حالی است که در نمونه‌های EBR پیش‌تنیده، تغییرات تنش در عرض اتصال بسیار نامنظم است؛ به طوری که تنش از وسط ورق به سمت لبه‌ها افزایش می‌یابد. این تذکر لازم است که در نمونه‌ی EBROG، این مسئله به چشم نمی‌آید. می‌توان گفت در اتصال EBR به دلیل صاف و صیقلی بودن سطح اتصال، در المان‌هایی از اتصال افت نیروی پیش‌تنیدگی اتفاق افتاده و موجب بالا و پایین شدن تنش در عرض اتصال شده است. از طرف دیگر، در اتصال EBROG با توجه سطح درگیری بیشتر ورق FRP با بتن به دلیل شیارهای موجود، این مسئله بسیار کم‌رنگ شده است.

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به منظور بررسی اتصال پیش‌تنیده‌ی FRP به بتن از آزمایش برش مستقیم- اتصال پیش‌تنیده استفاده شده است. همچنین، نمونه‌ها با دو روش EBR و EBROG آماده‌سازی و نتایج آن‌ها از جمله ظرفیت اتصال و نمودارهای عرضی کرنش، تنش، و لغزش با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌های انجام شده به این شرح است:

۱- استفاده از FRP پیش‌تنیده در اتصال منجر به ایجاد تنش‌های فشاری در سطح بتن و به دنبال آن افزایش مقاومت اتصال FRP به بتن شده است. به‌عنوان مثال، مقاومت اتصال نمونه‌های تقویت‌شده با ورق FRP با ۲۰٪ پیش‌تنیدگی به روش EBR به میزان ۷۰٪ نسبت به نمونه‌های بدون پیش‌تنیدگی افزایش یافته است.

References- منابع

1. ACI Committee 440.2R-17., 2017. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures, *American Concrete Institute (ACI)*, <https://doi.org/10.14359/51700867>.
2. Ueda, T. and Dai, J., 2005. Interface bond between FRP sheets and concrete substrates: properties, numerical modeling and roles in member behaviour. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 7(1), pp.27-43. <https://doi.org/10.1002/pse.187>.
3. El-Hacha, R., Wight, R.G. and Green, M.F., 2001. Prestressed fibre-reinforced polymer laminates for strengthening structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3(2), pp.111-121. <https://doi.org/10.1002/pse.76>.
4. Lin, T. Y., and Burns, N. H., 1963. Design of prestressed concrete structures, *Book Design of prestressed concrete structures*, Series Design of prestressed concrete structures, ed., Editor eds., Wiley New York.
5. Michels, J., Zile, E., Czaderski, C. and Motavalli, M., 2014. Debonding failure mechanisms in prestressed CFRP/epoxy/concrete connections. *Engineering Fracture Mechanics*, 132, pp.16-37. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2014.10.012>.
6. Shabani, E., Mostofinejad, D. and Saljoughian, A., 2023. Bond behavior of prestressed FRP sheet-concrete joints: Comparison of EBROG and EBR

- methods. *Construction and Building Materials*, 400, p.132752.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132752>.
7. Moshiri, N., Czaderski, C., Mostofinejad, D. and Motavalli, M., 2021. Bond resistance of prestressed CFRP strips attached to concrete by using EBR and EBROG strengthening methods. *Construction and Building Materials*, 266, p.121209.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121209>.
 8. Moshiri, N., Martinelli, E., Czaderski, C., Mostofinejad, D., Hosseini, A. and Motavalli, M., 2023. Bond behavior of prestressed CFRP strips-to-concrete joints using the EBROG method: experimental and analytical evaluation. *Journal of Composites for Construction*, 27(1), p.04022104.
<https://doi.org/10.1061/jccof2.cceng-3851>.
 9. Garden, H.N. and Holloway, L.C., 1998. An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates. *Composites Part B: Engineering*, 29(4), pp.411-424.
[https://doi.org/10.1016/s1359-8368\(97\)00043-7](https://doi.org/10.1016/s1359-8368(97)00043-7).
 10. Shang, S., Zou, P.X., Peng, H. and Wang, H., 2005, December. Avoiding de-bonding in FRP strengthened reinforced concrete beams using prestressing techniques. In *Proceedings of the international symposium on Bond behaviour of FRP in structures (BBFS). Hong Kong, China* (pp. 321-28).
 11. Nordin, H. and Täljsten, B., 2006. Concrete beams strengthened with prestressed near surface mounted CFRP. *Journal of composites for construction*, 10(1), pp.60-68.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2006\)10:1\(60\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2006)10:1(60)).
 12. Gaafar, M.A. and El-Hacha, R., 2007. Prestressing concrete beams using NSM FRP technique. In *Proceedings of International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement in Concrete Structures. FRPRCS-8, Partas, Greece* (pp. 8-11).
 13. Kim, Y.J., Wight, R.G. and Green, M.F., 2008. Flexural strengthening of RC beams with prestressed CFRP sheets: Development of nonmetallic anchor systems. *Journal of Composites for Construction*, 12(1), pp.35-43.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2008\)12:1\(35\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2008)12:1(35)).
 14. Hajihashemi, A., Mostofinejad, D. and Azhari, M., 2011. Investigation of RC beams strengthened with prestressed NSM CFRP laminates. *Journal of Composites for Construction*, 15(6), pp.887-895.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000225](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000225).
 15. Czaderski-Forchmann, C., 2012. *Strengthening of reinforced concrete members by prestressed, externally bonded reinforcement with gradient anchorage* (Doctoral dissertation, ETH Zurich).
 16. Mostofinejad, D. and Mahmoudabadi, E., 2010. Grooving as alternative method of surface preparation to postpone debonding of FRP laminates in concrete beams. *Journal of composites for construction*, 14(6), pp.804-811.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000117](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000117).
 17. Mostofinejad, D. and Shameli, S.M., 2013. Externally bonded reinforcement in grooves (EBRIG) technique to postpone debonding of FRP sheets in strengthened concrete beams. *Construction and Building Materials*, 38, pp.751-758.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.030>.
 18. Saljoughian, A. and Mostofinejad, D., 2020. RC columns longitudinally strengthened via novel EBRIOG technique. *Structural Concrete*, 21(2), pp.570-586.
<https://doi.org/10.1002/suco.201900151>.
 19. Saljoughian, A. and Mostofinejad, D., 2018. Grooving methods in square RC columns strengthened with longitudinal CFRP under cyclic axial compression. *Engineering Structures*, 174, pp.724-735.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.007>.
 20. Saljoughian, A. and Mostofinejad, D., 2016. Axial-flexural interaction in square RC columns confined by intermittent CFRP wraps. *Composites Part B: Engineering*, 89, pp.85-95.
<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.10.047>.
 21. Saljoughian, A. and Mostofinejad, D., 2018. Grooving methods in square RC columns strengthened with longitudinal CFRP under cyclic axial compression. *Engineering Structures*, 174, pp.724-735.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.007>.
 22. ACI 211.1-91., 2009. Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight and mass concrete (Reapproved 2009), *American Concrete Institute*, Farming Hills, MI, USA.
<https://doi.org/10.14359/10987>.
 23. <http://www.sika.com>
 24. <http://www.quantomEPR3301.co.uk>

25. Moghaddas, A., Mostofinejad, D. and Ilia, E., 2019. Empirical FRP-concrete effective bond length model for externally bonded reinforcement on the grooves. *Composites Part B: Engineering*, 172, pp.323-338. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2019.05.068>.
26. ASTM D5868-01., 2014. Standard test method for lap shear adhesion for fiber reinforced plastic (FRP) bonding, *West Conshohocken, pa.* <https://doi.org/10.1520/D5868-01R14>.
27. ASTM C 39-05., 2009. Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens, *American Standard Test Method (ASTM)*.