

## تقویت برشی اتصالات کناری تیر - ستون بتن آرمه با استفاده از کامپوزیت‌های CFRP

داود مستوفی نژاد

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

علیرضا اخلاقی \*

دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

### چکیده

اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی یکی از کلیدی‌ترین اعضا در مسیر انتقال بارهای جانبی بوده که بروز ضعف در عملکرد آن‌ها سبب انهدام کل سازه می‌گردد. استفاده از کامپوزیت‌های FRP (Fiber Reinforced Polymer) در تقویت و ترمیم این اعضا به عنوان یک راهکار مؤثر جایگاه ویژه‌ای در صنعت ساختمان به خود اختصاص داده است، اما جدا شدگی کامپوزیت‌های FRP از سطح بتن به بزرگ‌ترین چالش پیش روی محققین تبدیل شده است. در تحقیق حاضر از روش شیار زنی برای نصب کامپوزیت‌های CFRP (Carbon-FRP) به همراه FRP باد بزنی در محل قطع آن استفاده شد و توانایی این روش در تعویق و یا حذف جدا شدگی کامپوزیت‌های FRP در تقویت برشی اتصالات تیر - ستون بتن آرمه بررسی گردید. بدین منظور ۳ اتصال کناری تیر - ستون نیم مقیاس بتن آرمه تحت اثر بارهای رفت و برگشتی آزمایش شد. نتایج نشان داد که روش به کار گرفته شده موجب حذف کامل پدیده‌ی جدا شدگی گردیده و افزایش چشمگیر در ظرفیت باربری، شکل پذیری و استهلاک انرژی مشاهده شد.

واژه‌های کلیدی: اتصال تیر - ستون بتن آرمه، تقویت برشی، کامپوزیت CFRP، شیار زنی، FRP باد بزنی.

## ۱- مقدمه

روش‌های مختلفی مانند روکش بتنی و روکش فولادی با ورق‌های ساده و موج‌دار مورد بررسی و آزمایش قرار گرفتند که به دلایلی هم‌چون افزایش وزن سازه، خوردگی و مشکلات اجرایی محققان را به سوی استفاده از روش‌ها و مصالح جایگزین سوق داد [۲-۵]. کامپوزیت‌های FRP<sup>۱</sup> یکی از مصالحی است که در سال‌های اخیر جایگاه خاصی در تقویت و بهسازی سازه‌ها یافته است. مقاومت بالا، مدول الاستیسیته‌ی مناسب، وزن کم، مقاومت در برابر خوردگی، سهولت نصب، ایجاد تغییرات اندک در هندسه‌ی سازه و امکان کاربرد در اشکال مختلف از جمله ویژگی‌های این مواد می‌باشد. تا کنون مطالعات متعددی در زمینه‌ی تقویت و ترمیم اتصالات تیر-ستون بتن آرمه با استفاده از کامپوزیت‌های FRP انجام شده است [۶-۱۳]. قباره و سید تقویت اتصال کناری تیر به ستون با الیاف شیشه را مورد بررسی قرار دادند. طرح تقویت به صورت پوشاندن ناحیه‌ی هسته توسط یک صفحه‌ی U شکل بود و به منظور جلوگیری از جدا شدن صفحه از سطح بتن، از دو ورق و میله‌ی فولادی استفاده شد. نتایج به دست آمده از آزمایش حاکی از افزایش مقاومت و شکل‌پذیری نمونه‌ی تقویت شده نسبت به نمونه‌ی مینا دارد و اگر چه جدا شدگی ورق شیشه در آزمایش گزارش شده است؛ ولی به دلیل وجود مهار مکانیکی شکست زودرس اتصال رخ نداده است [۶]. پژوهش‌گران مذکور در تحقیق دیگری به ارزیابی رفتار ۶ نمونه اتصال کناری تیر-ستون تحت اثر بارهای رفت و برگشتی که فاقد آرماتور عرضی در ناحیه‌ی هسته‌ی اتصال بودند، پرداختند. الگوهای تقویت شامل محصور نمودن ناحیه‌ی هسته و ستون با استفاده از صفحات U شکل GFRP<sup>۲</sup>، تأمین مقاومت برشی به کمک ورق‌های X شکل و وجود و یا عدم وجود مهار مکانیکی می‌باشد. اهمیت وجود مهار مکانیکی در جلوگیری از شکست زودرس به دلیل جدا شدگی ورق از سطح بتن از جمله نتایج مهم به دست آمده در این تحقیق بود؛ به نحوی که رفتار نمونه‌ی فاقد مهار مکانیکی به دلیل جدا شدن ورق FRP در همان مراحل اولیه‌ی بارگذاری، همانند نمونه‌ی مینا گزارش شده است [۷]. آنتونوپلوس و تریانتافیلو در تحقیق جامعی تعداد ۱۸ اتصال خارجی تیر-ستون با مقیاس دو سوم را تحت بارهای چرخه‌ای مورد آزمایش قرار دادند. نمونه‌ها

عملکرد صحیح اتصالات در قاب‌های خمشی بتن آرمه برای حفظ پایداری این سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های شدید ضروری است. تا قبل از سال ۱۹۷۰ میلادی به دلیل عدم درک صحیح از رفتار اتصالات تیر-ستون بتنی ضوابط خاصی در آیین‌نامه‌ها برای طراحی آن‌ها وجود نداشت. در آن زمان تصور بر آن بود که پس از ارزیابی تنش‌ها در اعضای مجاور اتصال، نیازی به کنترل تنش در هسته‌ی اتصال که عموماً مقطع بزرگ‌تری نسبت به تیر و ستون دارد، نمی‌باشد؛ ولی با انجام تحقیقات آزمایشگاهی متعدد بر اتصالات بتن آرمه و خسارت‌های وارد شده به سازه‌ها به دلیل شکست ناحیه‌ی اتصال در اثر زلزله‌های گذشته، ضعف فرض مذکور نمایان شد. تنش‌های برشی و چسبندگی شدیدی در اتصالات تیر-ستون قاب-های خمشی بتنی تحت اثر بارهای جانبی ایجاد می‌گردد و بنابراین ضروری است تا این نواحی به نحوی مناسب توسط فولادهای عرضی محصور شوند [۱]. قاب‌های خمشی طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های قبل از ۱۹۷۰ میلادی فاقد اتصالات شکل‌پذیر بوده و بنابراین شکست برشی اتصال در اثر زلزله کاملاً محتمل می‌باشد؛ در نتیجه شکل‌پذیری و استهلاک انرژی سازه کاهش یافته که این موضوع منجر به فرو ریزش کل سازه خواهد شد. نبود ضوابط مناسب طراحی هسته‌ی اتصالات تیر-ستون بتنی در آیین‌نامه‌های قدیمی از یک سو و عدم اجرای صحیح ضوابط موجود در آیین‌نامه‌های کنونی از سوی دیگر، سبب شده که هم‌چنان این نواحی از عوامل اصلی تخریب قاب‌های بتنی در اثر وقوع زلزله باشند. فقدان آرماتور عرضی، عدم رعایت طول مهاری آرماتور طولی مثبت تیر به دلیل مد نظر قرار نگرفتن اثر بارهای جانبی رفت و برگشتی و تیر قوی-ستون ضعیف از جمله ضعف‌های عمده‌ی اتصالات سازه‌های بتنی می‌باشد. وضعیت اتصالات کناری نسبت به اتصالات میانی به دلیل عدم محصور شدگی جانبی توسط تیرهای عرضی بحرانی‌تر بوده و توجه بیش‌تری طلب می‌نماید.

## ۲- مروری بر مطالعات پیشین

در راستای تقویت و ترمیم اتصالات تیر-ستون در قاب‌های خمشی بتن آرمه مقاوم در برابر زلزله تحقیقات گسترده‌ای انجام شده و

2 - Glass FRP

1 - Fiber reinforced polymer

تحقیقات متعدد در این حوزه، هم‌چنان ضرورت به کارگیری یک روش آماده سازی سطحی جامع در راستای تقویت برشی اتصالات تیر- ستون فاقد آرماتور عرضی در هسته‌ی اتصال وجود دارد؛ به نحوی که این روش قادر باشد تا علاوه بر امکان استحصال ظرفیت کامل ورق FRP با تعویق و یا حذف پدیده‌ی جدا شدگی از سطح بتن، محصور شدگی لازم برای هسته‌ی اتصال را با حفظ سیستم تقویت در تغییر شکل‌های پلاستیک بزرگ ایجاد نموده تا شکل پذیری و استهلاک انرژی اتصال با ایجاد مفصل خمشی پلاستیک در تیر تأمین شود.

باتوجه به آن که عمدتاً جدا شدگی ورق FRP از سطح بتن به دلیل عدم کفایت بستر نصب می‌باشد؛ در راستای افزایش چسبندگی ورق تقویت و سطح بتن، روش شیار زنی به‌عنوان یک روش آماده سازی سطحی توسط مستوفی نژاد و محمود آبادی پیشنهاد گردید [۱۴]. در این روش با انتقال تنش‌های بین لایه‌ای به عمق بتن و لایه‌های مقاوم‌تر، جداشدگی کامپوزیت به تعویق و در مواردی حذف شده و افزایش چشمگیری در بار حداکثر تیرهای تقویت شده با این روش نسبت به تیرهای تقویت شده با روش‌های آماده سازی سطحی متداول مشاهده شده است. تا کنون مطالعات گسترده‌ای پیرامون عملکرد روش شیار زنی در تقویت خمشی [۱۴ و ۱۵] و برشی تیر [۱۶] و تقویت فشاری ستون [۱۷] تحت اثر بارهای یک طرفه انجام شده و قابلیت این روش در تعویق و یا حذف جدا شدگی به اثبات رسیده است. اما در تحقیق حاضر به بررسی عملکرد روش شیار زنی با بهره‌گیری از تکنیک نصب خارجی ورق روی شیار<sup>۲</sup> در تقویت برشی اتصالات کناری تیر- ستون بتن آرمه با استفاده از کامپوزیت‌های CFRP تحت اثر بارهای رفت و برگشتی و تغییر مود شکست از برشی در هسته‌ی اتصال به خمشی در تیر پرداخته شده است. هم‌چنین کارآیی FRP با بزنی در مهار مود خرابی جدا شدگی انتهایی ورق در اتصالات تیر- ستون مورد بررسی قرار گرفته است. در این راستا، اتصالات کناری تیر- ستون تقویت شده به صورت برشی تحت اثر بارهای رفت و برگشتی جانبی مورد آزمایش قرار گرفته و با استخراج منحنی‌های چرخه‌ای، رفتار این اتصالات با اتصال مبنای تقویت نشده مقایسه و کفایت طرح‌های تقویت پیشنهادی ارزیابی شده است. لازم به ذکر است که در این تحقیق

به گونه‌ای طراحی شدند که مود شکست آن‌ها برشی باشد و به این ترتیب میزان مشارکت FRP در مقاومت برشی نمونه‌ها ارزیابی گردید. متغیرهای مورد بررسی عبارت بودند از: کارآیی تسمه در مقابل صفحات، تعداد تسمه یا تعداد لایه، مهار مکانیکی، نوع الیاف (شیشه و کربن)، میزان بار محوری ستون و اثر تیر عرضی. نتایج آزمایش‌ها نشان دادند که مود گسیختگی اکثر نمونه‌ها به دلیل جدا شدگی ورق FRP اتفاق افتاده، مگر آن که از مهار مناسب جهت جلوگیری از جدا شدن ورق FRP از سطح بتن استفاده شده باشد [۹]. لی- ترانگ و همکاران در پژوهش دیگری ۸ اتصال کناری با مقیاس یک سوم را تحت اثر بارهای چرخه‌ای مورد آزمایش قرار دادند. جزئیات آرماتورگذاری عرضی یک اتصال مطابق ضوابط لرزه‌ای بوده و در سایر نمونه‌ها این ضوابط رعایت نگردید. شش اتصال تحت الگوهای متفاوت به صورت نصب صفحات کامپوزیتی T شکل، L شکل و X شکل بر روی سطح تیر، ستون و هسته‌ی اتصال تقویت شده برای جلوگیری از جدا شدن ورق‌ها از نوارهای U شکل استفاده گردید. نتایج آزمایش نشان داد که اگر چه جدا شدن صفحات CFRP<sup>۱</sup> از سطح بتن در تمامی نمونه‌ها مشاهده شده است، ولی الگوهای مختلف تقویت قادر به افزایش مقاومت و شکل پذیری نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه‌ی مبنای باشند [۱۳].

### ۳- بیان موضوع تحقیق

مروری بر مطالعات انجام شده در زمینه‌ی تقویت برشی اتصالات فاقد آرماتور عرضی در هسته نشان می‌دهد که جدا شدگی سیستم تقویت از سطح بتن چالش اصلی محققین بوده که برای رفع آن به استفاده از مهارهای مکانیکی متوسل شده‌اند؛ ولی علاوه بر آن که اجرای اغلب سیستم‌های مهارهای مکانیکی پیشنهادی دشوار بوده و در مواردی غیر عملی است، در بسیاری از موارد جداشدگی کامپوزیت‌های FRP حتی با وجود مهار مکانیکی گزارش شده است [۶-۸، ۱۱ و ۱۳]. جدا شدگی سیستم تقویت در هر مرحله از بارگذاری سبب انتقال مفصل پلاستیک از تیر به هسته‌ی اتصال شده و ایجاد مفصل برشی در این ناحیه سبب کاهش مقاومت، شکل پذیری، سختی و استهلاک انرژی می‌گردد. بنابراین باوجود

<sup>2</sup> - Externally bonded reinforcement on grooves (EBROG)

<sup>1</sup> - Carbon FRP

شده مورد آزمایش قرار گرفته است. نمونه‌های تحت بررسی شامل هسته‌ی اتصال، نصف طول دهانه‌ی تیر و نصف ارتفاع ستون در دو سمت هسته‌ی اتصال می‌باشد؛ که در واقع نقاط میانی تیر و ستون، محل نقطه‌ی عطف لنگر خمشی در قاب تحت اثر بار جانبی است. هم‌چنین، فولاد عرضی در ناحیه‌ی هسته‌ی اتصال نمونه‌های آزمایشگاهی اجرا نشد.

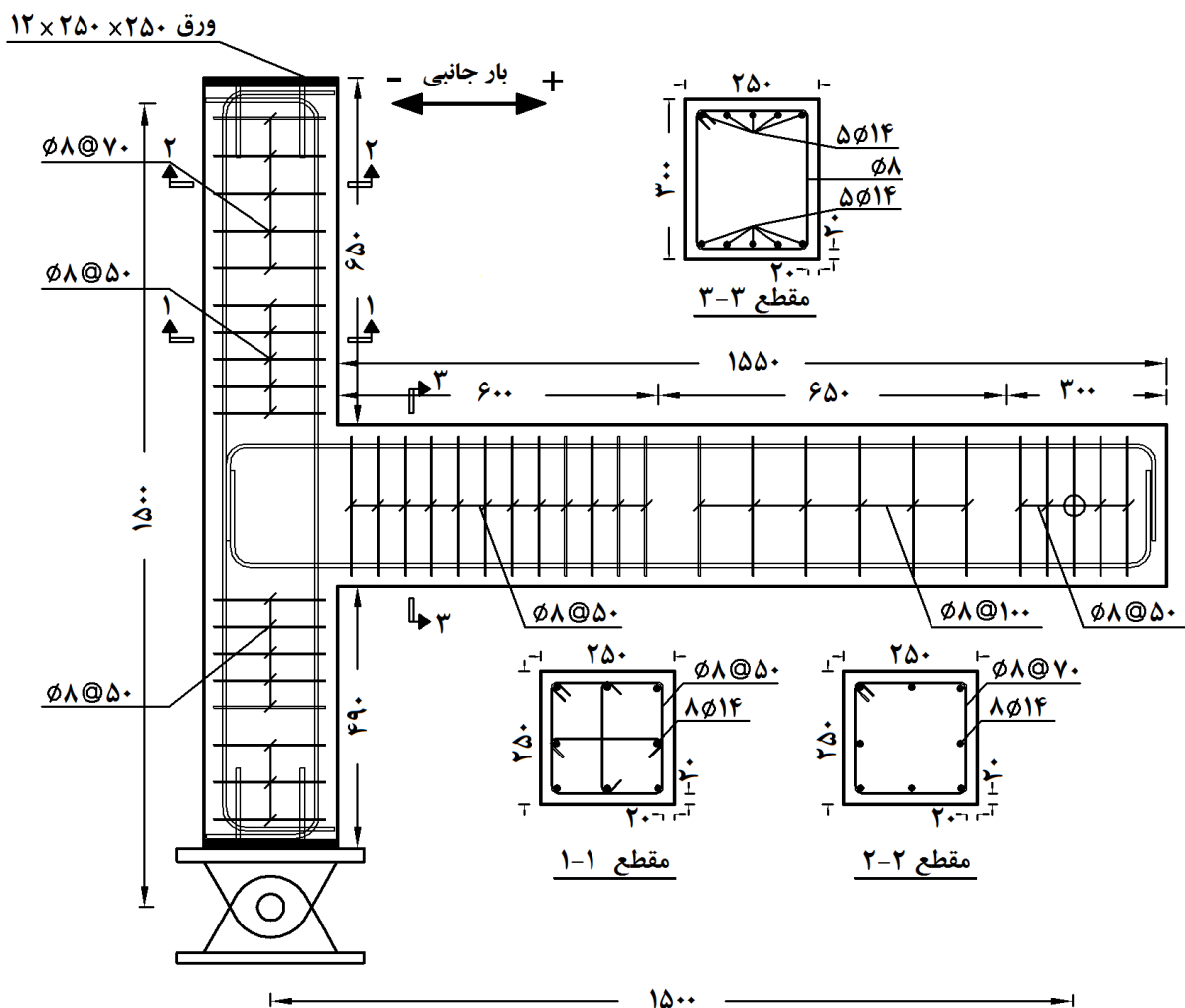
در شکل ۱ جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌ی مینا نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل ملاحظه می‌گردد، عرض و ارتفاع مقطع تیر به ترتیب برابر ۲۵۰ و ۳۰۰ میلی‌متر، ستون به شکل مربع و با ابعاد ۲۵۰ میلی‌متر و پوشش بتن تیر و ستون ۲۰ میلی‌متر می‌باشد. هم‌چنین ارتفاع ستون از محور دوران تکیه گاه تا محور بارگذاری آن برابر ۱۵۰۰ میلی‌متر و طول تیر از محور ستون تا محور تکیه گاه نیز برابر ۱۵۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد.

تنها ضعف برشی هسته‌ی اتصال در نظر گرفته شده و نواقص دیگری هم‌چون عدم رعایت طول مهاری آرماتور طولی مثبت تیر در بر اتصال و یا عدم رعایت ضابطه‌ی تیر ضعیف- ستون قوی خارج از اهداف مطالعه‌ی حاضر می‌باشد.

#### ۴- برنامه‌ی آزمایشگاهی

##### ۴-۱- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

در راستای اهداف تعریف شده در این مطالعه لازم است تا نمونه‌ای مورد آزمایش قرار گیرد که شکست برشی هسته‌ی اتصال محتمل باشد و سپس با تقویت برشی هسته‌ی اتصال، این مود شکست حذف شده و مود شکست نمونه به تشکیل مفصل پلاستیک در تیر تبدیل گردد. در این تحقیق ۳ عدد اتصال کناری نیم مقیاس تیر- ستون بتن آرمه مشتمل بر یک نمونه‌ی مینا و دو نمونه‌ی تقویت



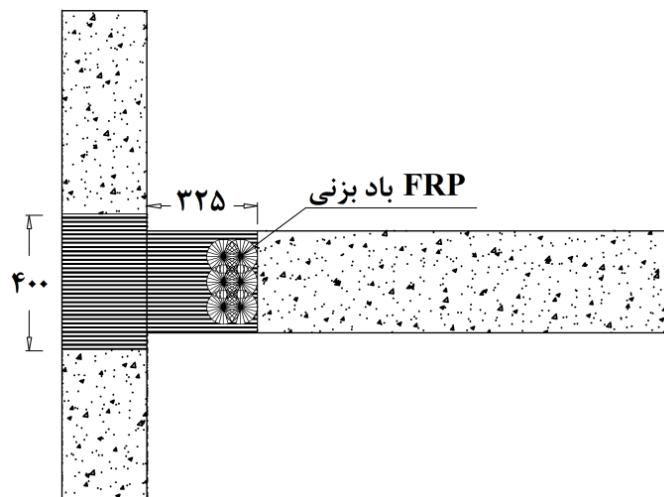
شکل ۱- مشخصات هندسی و جزئیات آرماتورگذاری اتصال مینای نمونه‌های تقویت شده‌ی برشی (کلیدی ابعاد بر حسب میلی‌متر)

فولادی به ابعاد  $250 \times 250$  و ضخامت  $1/2$  میلی متر که ۴ آرماتور با قطر ۱۶ میلی متر به طول ۲۰۰ میلی متر به آن جوش شده بود، در هنگام بتن ریزی در انتهای ستون قرار گرفت تا از شکست‌های احتمالی موضعی در این نواحی جلوگیری گردد.

#### ۴-۲- مشخصات نمونه‌های تقویت شده و نحوه آماده سازی

نمونه‌های مورد مطالعه در این تحقیق با نصب سه لایه ورق CFRP به صورت U شکل دور هسته‌ی اتصال تقویت شده و ورق‌های تقویت مطابق شکل ۲ به اندازه‌ی ۳۲۵ میلی متر در طول تیر از بر ستون ادامه یافت. راستای الیاف به صورت افقی و در امتداد طول تیر بود. هدف از امتداد کامپوزیت‌های FRP در تیر کاهش تنش-های برشی و نرمال در نقطه‌ی قطع ورق بود. به علاوه، در نمونه‌ی RDS-3H325F از FRP بادبزنی در در نقطه‌ی قطع ورق در سطح تیر استفاده شد. در شکل ۲ مشخصات کلیه‌ی نمونه‌های تجربی شامل نمونه‌ی مینا و نمونه‌های تقویت شده به همراه مقاومت فشاری بتن در روز آزمایش ارائه شده است.

مقاومت فشاری بتن در مرحله‌ی طراحی برابر ۳۰ مگا پاسکال و تنش تسلیم فولاد طولی و عرضی برابر ۴۰۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شد. بدین ترتیب، مقدار فولاد تحتانی و فوقانی تیر برابر  $0.35 \rho_b$  محاسبه گردید و فولاد طولی تیر ۵ عدد آرماتور به قطر ۱۴ میلی متر و به صورت سراسری اجرا گردید. با قرار دادن این میزان آرماتور طولی در تیر، نیروی هسته‌ی اتصال از مقاومت برشی اتصال طراحی شده بر اساس ضوابط آیین نامه نیز فراتر رفته و انتظار می‌رود شکست این اتصال که فاقد فولاد عرضی در ناحیه‌ی هسته نیز بوده و به مراتب ضعیف تر از اتصال طراحی شده بر اساس ضوابط آیین نامه‌ی می-باشد، پس از ایجاد ترک‌های قطری در ناحیه‌ی هسته و سپس شکست برشی هسته رخ دهد. اعضای تیر و ستون در برابر برش به نحوی مسلح شدند که شکست نمونه به صورت برشی در این نواحی اتفاق نیفتد. هم‌چنین، خاموت گذاری ویژه در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع تیر و در انتهای ستون مطابق ضوابط لرزه‌ای آیین نامه‌ی ACI 318-11 انجام شد [۱۸]. فولاد طولی ستون ۸ عدد آرماتور با قطر ۱۴ میلی متر اجرا گردید و بدین صورت نسبت مجموع ظرفیت خمشی ستون به ظرفیت خمشی تیر حدود  $1/7$  می‌باشد. صفحات



نام نمونه	مقاومت فشاری بتن در زمان آزمایش (MPa)	تعداد لایه	سطح ورق (mm <sup>2</sup> )	عرض لایه (mm)	FRP بادبزنی در نقطه‌ی قطع ورق در تیر
DCS	۴۳/۶	-	-	-	-
RDS-3H325	۴۳/۰	۳	۲۰۴	۴۰۰	-
RDS-3H325F	۴۳/۰	۳	۲۰۴	۴۰۰	✓

شکل ۲- جزئیات نمونه‌های تجربی (کلیه‌ی ابعاد بر حسب میلی متر)

آماده سازی سطحی هر دو نمونه‌ی تقویت شده برای نصب کامپوزیت‌های FRP منطبق با روش شیار زنی انجام شد و شیارهای افقی به عرض و عمق ۱۰ میلی‌متر و فاصله‌ی خالص ۳۰ میلی‌متر در سطح نمونه ایجاد شده و لبه‌های تیز ستون با شعاع حداقل ۱۳ میلی‌متر گرد شدند (شکل ۳-الف). به منظور نصب FRP بادبزنی در نمونه‌ی RDS-3H325F، سوراخ‌های ایجاد شده در بتن با رزین پر شده و FRP بادبزنی درون آن قرار گرفت

(شکل ۳-ب). پس از نصب اولین لایه‌ی ورق کامپوزیت بر روی شیارهای پر شده با اپوکسی (شکل ۳-ج)، FRP بادبزنی بر روی آن مطابق شکل ۳-د نصب شد. FRP بادبزنی با رول کردن بافته‌های کربن پس از آغشته نمودن قسمت میانی آن به رزین ساخته شد. مجموع سطح مقطع CFRP بادبزنی دست ساز در نقطه‌ی قطع ورق FRP طولی برابر  $170 \text{ mm}^2$  بود. در ادامه، لایه‌های بعدی کامپوزیت CFRP اجرا گردید (شکل ۳-ه).



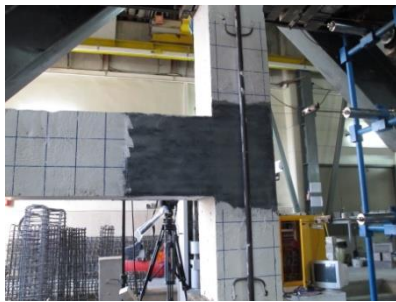
ج) نصب اولین لایه‌ی کامپوزیت CFRP



ب) نصب FRP بادبزنی در بتن



الف) آماده سازی سطحی



ه) نصب لایه‌های بعدی کامپوزیت CFRP



د) نصب FRP بادبزنی بر لایه‌ی اول کامپوزیت CFRP

شکل ۳- نمونه‌ی تقویت شده RDS-3H325F

جدول ۱- مشخصات مکانیکی فولادهای طولی و عرضی مصرفی در ساخت نمونه‌ها

قطر میلگرد (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش حداکثر (MPa)	کرنش نهایی (%)	مدول الاستیسیته (GPa)
۸	۴۶۰	۷۱۹	۲۱/۷۶	۲۰۰
۱۴	۴۷۳	۶۲۷	۲۲/۹۲	۲۰۶

### ۳-۴- مشخصات مصالح مصرفی

۳/۰۹ می‌باشند. نمونه‌ها با استفاده از قالب یک‌پارچه‌ای که به صورت افقی بر کف مستقر شده بود، ساخته شدند. مقاومت فشاری بتن در زمان انجام آزمایش نمونه‌ها به وسیله‌ی ۳ عدد نمونه‌ی استاندارد استوانه‌ای به قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر تعیین شد. میلگرد مصرفی برای ساخت نمونه‌ها از نوع آج‌دار AIII و با قطر ۱۴ میلی‌متر به عنوان فولاد طولی تیر و ستون، و قطر ۸ میلی‌متر به عنوان فولاد عرضی می‌باشد. مشخصات مکانیکی میلگردها با انجام

در ساخت نمونه‌ها از بتن آماده با نسبت آب به سیمان ۰/۴۲، سیمان ساروج تیپ ۱ با عیار  $350 \text{ kg/m}^3$ ، شن و ماسه به ترتیب با نسبت اختلاط وزنی  $700 \text{ kg/m}^3$  و  $1100 \text{ kg/m}^3$  در نظر گرفته شد. حداکثر بعد دانه‌ها با توجه به بعد قالب و فاصله‌ی میلگردها ۱۲ میلی‌متر انتخاب شد. بنابراین دانه‌های شن دارای محدوده‌ی ابعادی ۵-۱۲ و دانه‌های ماسه دارای محدوده‌ی ابعادی ۰-۵ میلی‌متر و مدول نرمی

ستون و غلتکی در انتهای تیر می‌باشد. تکیه گاه ستون بر روی عرشه‌ی قاب بارگذاری نصب شد؛ به طوری که فاقد مؤلفه‌ی جابجایی بوده و دوران آن از طریق یک پین تأمین شد. تأمین شرایط غلتکی اتصال تیر با دو پین و یک میله‌ی رابط انجام شده است. یکی از پین‌ها بر روی عرشه‌ی قاب نصب شده و به کمک میله‌ی رابط، امکان حرکت در صفحه‌ی بارگذاری را فراهم می‌نماید؛ و پین دیگر که دقیقاً در زیر تیر قرار می‌گیرد، دوران انتهای تیر را ممکن می‌سازد.

بار محوری ثابتی به میزان  $0.1 f_c' A_g$  که تقریباً معادل با  $187/5 \text{ kN}$  است، در طول آزمایش به ستون اعمال شده و بار جانبی رفت و برگشتی نیز به بالای ستون وارد می‌گردد. بار محوری از طریق یک جک با ظرفیت  $500 \text{ kN}$  و پس کشیدگی میله‌های خارجی مقاومت بالا ایجاد شده و بار جانبی به صورت شبه استاتیکی به وسیله‌ی دستگاهی با ظرفیت  $250 \text{ kN}$  و کورس  $180$  میلی‌متر ( $\pm 90$  میلی‌متر) اعمال گردید که نمایی از سیستم تکیه گاهی و دستگاه بارگذاری در شکل ۴ نشان داده شده است.

تاریخچه‌ی بارگذاری به کار گرفته شده در این مطالعه بر مبنای بارگذاری پیشنهادی  $ACI 374.1-05$  می‌باشد [۲۰]. بارگذاری به صورت کنترل تغییر مکان بوده و دامنه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی اعمالی در تاریخچه‌ی بارگذاری به صورت ضرابی از تغییر مکان جانبی نسبی تعیین می‌شود. اولین دامنه‌ی تغییر مکان اعمالی باید به گونه‌ای انتخاب شود که نمونه رفتار الاستیک از خود نشان دهد؛ بنابراین جابجایی نسبی معادل  $0.2$  درصد به عنوان دامنه‌ی اولین سیکل اعمالی مطابق توصیه‌ی  $ACI 374.1-05$  انتخاب گردید. بر اساس این دستور العمل، میزان افزایش سیکل‌های متوالی نباید از  $1/25$  برابر دامنه‌ی سیکل قبلی کم‌تر بوده و یا از  $1/5$  برابر سیکل قبلی بیش‌تر باشد. در هر سطح تغییر مکان ۳ سیکل تکرار شده و در مجموع ۱۳ سطح تغییر مکان جانبی نسبی (تغییر مکان جانبی) شامل  $0.2\%$  (۳ میلی‌متر)،  $0.25\%$  (۳.۷۵ میلی‌متر)،  $0.35\%$  (۵.۲۵ میلی‌متر)،  $0.50\%$  (۷.۵ میلی‌متر)،  $0.75\%$  (۱۱.۲۵ میلی‌متر)،  $1.00\%$  (۱۵ میلی‌متر)،  $1.40\%$  (۲۱ میلی‌متر)،  $1.75\%$  (۲۶ میلی‌متر)،  $2.20\%$  (۳۳ میلی‌متر)،  $2.75\%$  (۴۱ میلی‌متر)،  $3.5\%$  (۵۲ میلی‌متر)،  $4.5\%$  (۶۷ میلی‌متر) و  $5.3\%$  (۷۹.۵ میلی‌متر) به نمونه اعمال گردید.

آزمایش کشش ساده تعیین گردید. هم‌چنین، میزان افزایش طول میلگرد فولادی در طول مدت بارگذاری با نصب اکستنسئومتر بر روی نمونه انجام شد و کرنش نمونه به صورت دقیق و بدون وجود اثرات لغزش‌های احتمالی نمونه در فک‌های نگهدارنده تعیین گردید. از هر قطر آرماتور سه نمونه مورد آزمایش قرار گرفته و میانگین نتایج حاصل از آن شامل تنش تسلیم، تنش حداکثر، کرنش نهایی و مدول الاستیسیته در جدول ۱ خلاصه شده است. الیاف کامپوزیتی مورد استفاده در این تحقیق از نوع الیاف کربن (CFRP) و به صورت تک جهت می‌باشد. این الیاف ساخت شرکت سیکای<sup>۱</sup> سوئیس بوده و با نام تجاری SikaWrap-300C شناخته می‌شود. ویژگی‌های مکانیکی این الیاف در جدول ۲ ارائه شده است. ورق‌های CFRP مورد استفاده دارای ضخامت  $0.17$  میلی‌متر بوده و به صورت رول‌هایی با طول  $100$  متر و عرض  $0.5$  متر می‌باشند [۱۹].

چسب مورد استفاده جهت نصب ورق FRP نوعی رزین اپوکسی دو جزئی با نام تجاری Sikadur-330 محصول شرکت سیکای سوئیس می‌باشد. این رزین از دو جزء تشکیل شده است که طبق پیشنهاد کارخانه‌ی سازنده با نسبت‌های  $4:1$  ترکیب می‌شوند. از این رزین برای اشباع سازی الیاف FRP و نیز به عنوان پوشش اولیه برای ترمیم سطح بتن و پر کردن حفرات کوچک‌تر (حفراتی که با ملات تعمیری پر نشده‌اند) قبل از نصب FRP استفاده می‌شود. مدت زمان لازم برای گیرش رزین متأثر از دمای محیط بوده و در شرایط متعارف بین  $5$  تا  $7$  روز می‌باشد. هم‌چنین در روش شیار زنی، شیارهای ایجاد شده با رزین اپوکسی دو جزئی با نام تجاری Sikadur-31 محصول شرکت سیکا پر می‌گردند. در جدول ۲ مشخصات مکانیکی رزین مصرفی ارائه شده است.

#### ۴-۴- شرایط تکیه گاهی و نحوه‌ی انجام آزمایش

همان‌گونه که قبلاً نیز اشاره گردید، اتصالات مورد آزمایش شامل هسته‌ی اتصال، نصف طول دهانه‌ی تیر و نصف ارتفاع ستون در دو سمت هسته‌ی اتصال می‌باشد که در واقع نقاط میانی تیر و ستون، محل نقطه‌ی عطف لنگر خمشی در قاب تحت اثر بار جانبی است. بنابراین تکیه گاه‌های منطبق با این رفتار به صورت مفصلی در پایین

<sup>1</sup> Sika

جدول ۲- مشخصات مکانیکی اجزای کامپوزیت FRP مصرفی در تحقیق حاضر [۱۹]

نوع	نوع مصرفی	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته کششی (GPa)	کرنش نهایی (%)	ضخامت (mm)
الیاف	Sika Wrap-300C	۳۹۰۰	۲۳۰	۱/۵	۰/۱۷
چسب	Sikadur-330	۳۰	۴/۵	۱/۵	-
چسب	Sikadur-31	۱۵-۲۰	۴/۳	-	-
کامپوزیت	-	۴۲۰	۳۳	-	۱



شکل ۴- سیستم تکیه گاهی و دستگاه بارگذاری

## ۵- نتایج آزمایش‌ها

### ۱-۱- رفتار کلی و مود شکست نمونه‌ها

نسبی  $0/75$  مشاهده گردید. تعداد ترک‌های برشی در هسته‌ی اتصال با ادامه‌ی روند بارگذاری افزایش یافته و از تغییر مکان جانبی نسبی  $1/75$ ، عمدتاً ترک‌های قطری ایجاد شده در هسته‌ی اتصال در روند بارگذاری و باربرداری باز و بسته می‌شدند و پهنای ترک‌های خمشی ایجاد شده در تیر کاهش یافت. در شکل ۵- الف نحوه‌ی ترک خوردگی در تیر و سطوح هسته‌ی اتصال در تغییر مکان جانبی نسبی  $2/2$  نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل ملاحظه می‌گردد، بست‌های فشاری قطری بتن، بین ترک‌های متوالی ایجاد شده در ناحیه‌ی هسته‌ی اتصال تشکیل شده است. هم‌چنین، در وجه جانبی هسته ترک‌های شکاف خوردگی در محل فولادهای طولی ستون مشاهده می‌شود؛ این ترک‌ها به دلیل انتقال تنش آرماتورهای طولی به پوسته‌ی بتن هسته و نبود فولاد عرضی در این ناحیه ایجاد شده است. با شروع خرد شدن بتن در تغییر مکان جانبی نسبی  $2/75$ ، افت مقاومت در نمونه ایجاد شد. در تغییر مکان جانبی نسبی  $3/5$  خرد شدگی بتن هسته و جدا

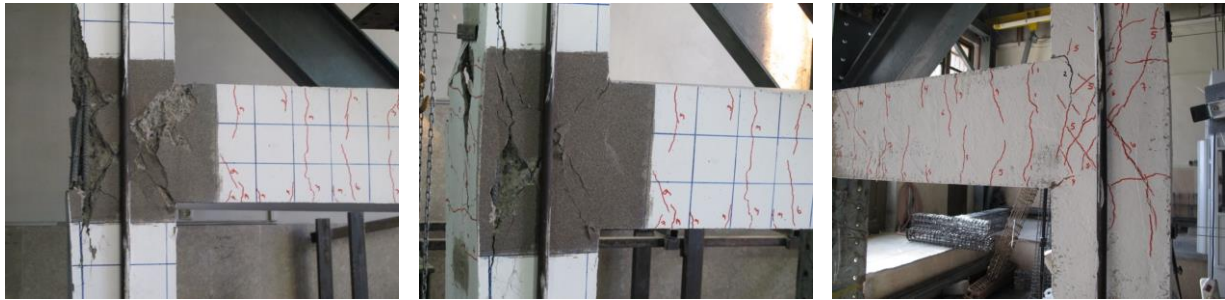
تجزیه و تحلیل چگونگی توزیع ترک و نوع آن و هم‌چنین مکانیزم شکست یک سازه‌ی بتن آرمه می‌تواند گام مهمی در جهت بررسی رفتار غیر خطی آن باشد. این موضوع، در سازه‌های تقویت شده با کامپوزیت‌های FRP، به مراتب پیچیده‌تر و دشوارتر است. لذا در این قسمت به بررسی جزئیات ترک خوردگی و مود خرابی حاکم بر شکست نمونه‌ها پرداخته می‌شود.

در نمونه‌ی مبنا (DCS) اولین ترک به صورت خمشی در تیر در مجاورت با ستون در تغییر مکان نسبی  $0/2$  ایجاد شد. با ادامه روند بارگذاری و افزایش دامنه‌ی سیکل‌های جانبی تا تغییر مکان جانبی نسبی  $0/75$ ، ترک‌های عمدتاً خمشی در تیر ایجاد شد؛ اما در این تغییر مکان اولین ترک برشی قطری X شکل در هسته اتصال به دلیل عدم وجود فولاد عرضی در این ناحیه مشاهده شد. اولین ترک خمشی در ستون در تغییر مکان جانبی



تغییر شکل‌های ستون و به ویژه تیر، در جابجایی‌های بزرگ کم بوده و این اعضا تقریباً بدون آسیب ماندند؛ اما عمده‌ی تغییر شکل اتصال به صورت برشی در ناحیه‌ی هسته اتفاق افتاد. بنابراین انتظار می‌رود رفتار نمونه با توجه به تشکیل مفصل برشی در ناحیه‌ی هسته اتصال ترد باشد و میزان شکل پذیری و استهلاک انرژی آن کم باشد. این نحوه‌ی گسیختگی کاملاً منطبق با اهداف تعیین شده در مطالعه بود.

شدن بتن این ناحیه و حتی قسمتی از ستون مطابق شکل ۵-ب اتفاق افتاد که جدا شدن بتن به دلیل اتساع متفاوت هسته و اعضای متصل به آن می‌باشد. با ادامه‌ی بارگذاری، تمامی آسیب در ناحیه‌ی هسته‌ی اتصال متمرکز بوده و خرد شدن قسمت‌های بیش‌تری از بتن این ناحیه اتفاق افتاد. آزمایش در تغییر مکان جانبی نسبی  $4/5\%$  با توجه به افت قابل ملاحظه‌ی مقاومت اتصال متوقف شد. الگوی نهایی شکست این نمونه در شکل ۵-ج نشان داده شده است. میزان



الف) ترک خوردگی در تغییر مکان جانبی نسبی  $2/2\%$   
ب) ترک خوردگی و خرد شدگی در تغییر مکان جانبی نسبی  $3/5\%$   
ج) الگوی نهایی شکست اتصال

شکل ۵- نحوه‌ی گسترش ترک و الگوی نهایی شکست اتصال مینا DCS

اتصال در تغییر مکان جانبی نسبی  $3/5\%$  تکمیل شد (شکل ۶-ب). در این حین، ترک‌های برشی قطری در چشمه‌ی اتصال ایجاد شده و پهنای ترک‌های خمشی تیر کم‌تر شدند. با انتقال مفصل پلاستیک از تیر به هسته‌ی اتصال، رفتار نمونه مانند نمونه‌ی شاهد شده و ناحیه‌ی هسته دچار آسیب شد (شکل ۶-ج). مود جدا شدگی انتهایی ورق بر اثر تمرکز تنش ناشی از عدم پیوستگی ورق ایجاد می‌شود؛ به طوری که تنش‌های نرمال بین سطح بتن و ورق FRP سبب جدایش پوسته از روی صفحه‌ی آرماتورهای طولی داخلی مقطع شده و در حقیقت، این آرماتورها سبب شکست پیوستگی<sup>۱</sup> بتن پوسته و هسته‌ی مقطع می‌شوند. نتایج به دست آمده از این نمونه نشان داد که اگر چه شیارهای طولی با ایجاد چسبندگی قوی بین لایه‌ی FRP و بتن، احتمال جدایش سطحی ورق را در تیر و یا هسته‌ی اتصال کم کرده است، اما مود دیگری به صورت جدا شدگی انتهایی ورق در نمونه‌های تقویت شده حاکم بوده و این مود شکست از عمق بتن و ناشی از ضعف آن در تحمل نیروهای کششی ناشی از تنش‌های نرمال بین لایه‌ای می‌باشد. بنابراین، به کارگیری یک تکنیک مؤثر برای اتصال پوسته‌ی بتن

در نمونه‌ی RDS-3H325 اولین ترک به صورت خمشی در نزدیکی نقطه‌ی قطع ورق کامپوزیت در تیر در تغییر مکان جانبی نسبی  $0/2\%$  اتفاق افتاد. با افزایش دامنه‌ی سیکل‌های اعمالی، ترک‌ها به صورت خمشی و یا خمشی-برشی در طول تیر گسترش یافتند. ترک‌های موئین در تغییر مکان جانبی نسبی  $0/75\%$  در ستون مشاهده شد. در ناحیه‌ی تقویت شده با ورق FRP نیز ترک‌های خمشی در سطح بالا و پایین تیر از تغییر مکان جانبی نسبی  $0/5\%$  ایجاد شد. در این نمونه تا قبل از دریافت  $2/2\%$  عمدتاً ترک‌های خمشی تیر و به ویژه ترک نزدیک به نقطه‌ی قطع FRP عریض شده و در سیکل‌های رفت و برگشتی باز و بسته می‌شدند؛ اما در این تغییر مکان جدایش ورق FRP از سطح بتن آغاز شد. همان گونه که در شکل ۶-الف ملاحظه می‌گردد، جدا شدن پوسته‌ی بتن به همراه کامپوزیت FRP در ناحیه‌ی کششی مقطع تیر از محل وقوع اولین ترک خمشی آغاز شده و با تشکیل یک ترک جدید در امتداد آرماتورهای طولی تیر به سمت ستون و هسته‌ی اتصال ادامه یافت. با ادامه‌ی بارگذاری، روند جدا شدن عمقی کامپوزیت نیز ادامه یافته و جدایش آن از سطح هسته‌ی

<sup>1</sup> - Bond breaking

FRP در تیر بیش تر شده و عمده‌ی آسیب به صورت بروز ترک-های خمشی- برشی و خرد شدگی بتن در این نقطه متمرکز بود. در تغییر مکان جانبی نسبی  $4/5\%$  بتن تیر در ناحیه‌ی فشاری خرد شد که در شکل ۷-ب نشان داده شده است. آزمایش در تغییر مکان جانبی نسبی  $5/2\%$  به دلیل محدودیت کورس جک متوقف شد. مفصل پلاستیک به صورت کامل از هسته‌ی اتصال به نقطه‌ی قطع کامپوزیت FRP در این نمونه منتقل شد. اگر چه در لبه‌های فوقانی و تحتانی ورق تقویت در سیکل‌های رفت و برگشتی تمایل به جدا شدگی عمقی وجود داشت، اما وجود FRP باد بزنی مانع از بروز این پدیده شد. به علاوه، بازرسی‌های انجام شده بر روی نمونه نشان داد که هیچ گونه جدا شدگی سطحی بین ورق FRP و بتن ایجاد نشده و عملکرد روش شیار زنی در مهار پدیده‌ی جدا شدگی سطحی کاملاً موفق بود.

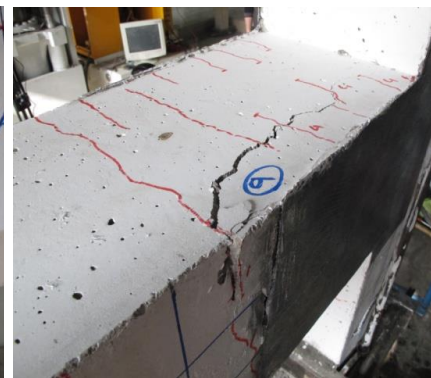
به لایه‌های عمقی تر به منظور تعویق و یا حذف پدیده‌ی جدا شدگی عمقی در نقطه‌ی قطع ورق FRP ضروری می‌باشد. در نمونه‌ی RDS-3H325F از FRP باد بزنی برای مقابله با پدیده‌ی جدا شدگی عمقی استفاده شد. هدف از آزمایش این نمونه، ارزیابی عملکرد مجموعه‌ی شیارهای طولی و FRP باد بزنی در تقویت برشی اتصالات بود. با شروع بارگذاری جانبی، اولین ترک به صورت خمشی در نقطه‌ی قطع کامپوزیت در تیر در تغییر مکان جانبی نسبی  $0/25\%$  اتفاق افتاد. در شکل ۷-الف ترک‌های سطح فوقانی تیر در تغییر مکان جانبی نسبی  $2/75\%$  نشان داده شده است. نگاهی بر نحوه‌ی ترک‌های ایجاد شده در این نمونه و قیاس آن با نمونه‌های تقویت شده‌ی قبلی نشان می‌دهد که FRP بادبزنی به نحو مؤثری مانع از جدا شدگی انتهایی ورق شده است. با ادامه‌ی بارگذاری رفت و برگشتی، پهنای اولین ترک در نقطه‌ی قطع ورق



ج) الگوی نهایی شکست اتصال



ب) جدا شدن FRP از سطح تیر

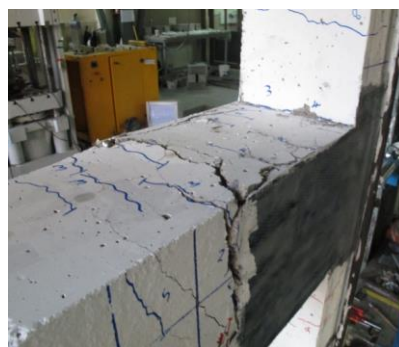


الف) شروع جدایش FRP در تغییر مکان جانبی نسبی  $2/2\%$

شکل ۶- نحوه‌ی گسترش ترک و الگوی نهایی شکست اتصال تقویت شده‌ی RDS-3H325



ج) الگوی نهایی شکست اتصال



ب) خرد شدگی بتن در ناحیه‌ی قطع کامپوزیت FRP در تغییر مکان نسبی جانبی



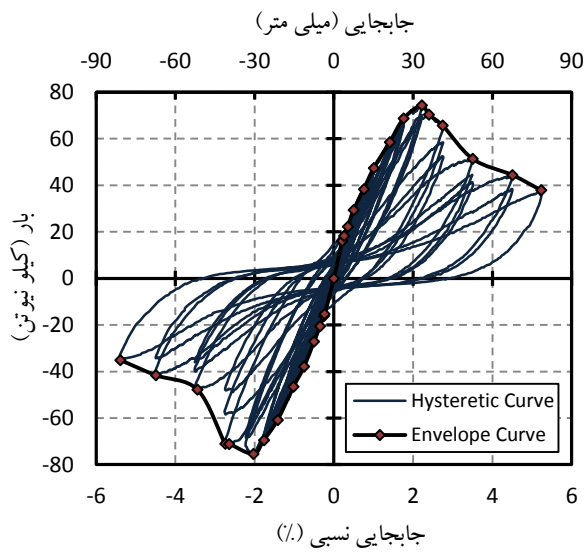
الف) ترک‌های ناحیه‌ی فوقانی تیر در قسمت تقویت شده در تغییر مکان جانبی نسبی  $2/75\%$

شکل ۷- نحوه‌ی گسترش ترک و الگوی نهایی شکست اتصال تقویت شده‌ی RDS-3H325F

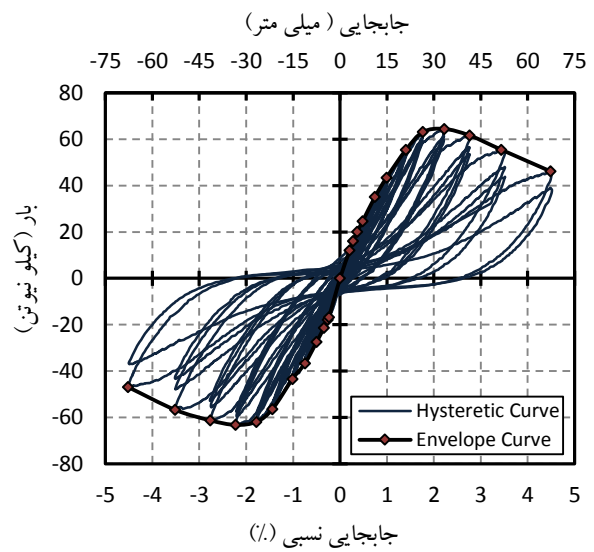
## ۲-۵- رفتار چرخه‌ای بار-تغییر مکان

در حقیقت نشان‌دهنده‌ی برش ستون می‌باشد. هم‌چنین جابجایی توسط جابجایی سنجی که در همین تراز نصب شده، اندازه‌گیری گردید. نگاهی بر پاسخ هیستریزس نمونه‌ی مینا، DCS، نشان می‌دهد که پس از خرد شدن بتن ناحیه‌ی هسته در تغییر مکان جانبی ۴۱ میلی‌متر (دریافت ۲/۷۵٪)، افت مقاومت در نمونه مشاهده شده و در تکرارهای هر سیکل نیز افت مقاومت وجود دارد. رفتار کلی نمونه به صورت ترد همراه با کاهش سختی و باریک شدن شگونی<sup>۱</sup> شدید در طول آزمایش بوده که همان گونه که قبلاً نیز بیان شد، به دلیل تشکیل مفصل برشی در هسته‌ی اتصال می‌باشد.

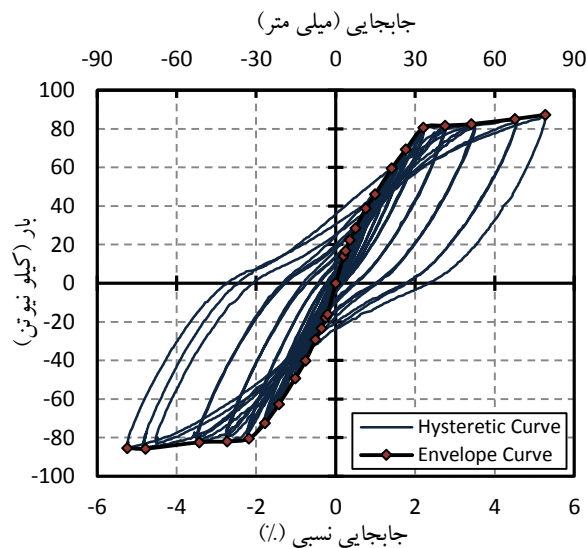
رفتار چرخه‌ای بار-تغییر مکان مهم‌ترین خروجی مطالعات آزمایشگاهی در راستای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای نمونه‌های مختلف می‌باشد. به کمک این نمودار امکان بررسی میزان شکل‌پذیری و استهلاک انرژی، به‌عنوان دو پارامتر اساسی عملکرد سازه تحت اثر بارهای جانبی فراهم می‌شود. در شکل‌های ۸-الف تا ج رفتار چرخه‌ای بار-تغییر مکان نمونه‌ی مینا و نمونه‌های تقویت شده نشان داده شده است. خاطر نشان می‌گردد که بار توسط نیرو سنج S شکل نصب شده بین دستگاہ و کلاهک اعمال بار به ستون اندازه‌گیری شده و



ب) نمونه‌ی تقویت شده‌ی RDS-3H325



الف) نمونه‌ی مینا، DCS



ج) نمونه‌ی تقویت شده‌ی RDS-3H325F

شکل ۸- رفتار چرخه‌ای بار-جابجایی نمونه‌های تجربی

<sup>1</sup> - Pinching

کاملاً مؤثر این مجموعه از منظر باربری و شکل پذیری را به اثبات می‌رساند. مقایسه باربری این نمونه با نمونه‌ی مینا در تغییر مکان جانبی نسبی  $4/5\%$  افزایش  $84/1\%$  درصدی را نشان می‌دهد. همچنین، افت مقاومت در تکرارهای هر سیکل نسبت به تکرار اول در نمونه‌ی RDS-3H325F مشاهده نگردد.

## ۶-۲- شکل پذیری

شکل پذیری قابلیت مواد به کار رفته در سازه، سیستم سازه‌ای و یا اجزاء آن در تجربه‌ی تغییر شکل‌های بزرگ در محدوده‌ی غیر الاستیک بدون کاهش قابل توجه در مقاومت تعریف می‌شود. در این قسمت به بررسی عملکرد سیستم تقویت از دیدگاه شکل پذیری پرداخته می‌شود. بررسی شکل پذیری در این مطالعه با ضریب شکل پذیری تغییر مکانی و مطابق رابطه‌ی زیر انجام می‌شود:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

که  $\Delta_u$  و  $\Delta_y$  به ترتیب متناظر با مقادیر جابجایی نهایی و تسلیم می‌باشند. در این تحقیق تغییر مکان تسلیم با دو خطی سازی منحنی پوش نمونه‌ها بر اساس شیوه‌ی سختی کاهش یافته انجام می‌شود [۲۱]. در این روش تغییر مکان متناظر با کوچک‌ترین دو مقدار تسلیم آرماتور و یا  $75\%$  درصد بار حداکثر بر روی منحنی رفتاری سازه تعیین شده و شیب ناحیه‌ی الاستیک منحنی دو خطی به صورت سختی سکانتی این نقطه تعیین می‌شود. تغییر مکان متناظر با  $15\%$  درصد افت مقاومت در تمامی تکرارهای منحنی چرخه‌ای نیز به عنوان تغییر مکان نهایی در نظر گرفته شده است. در جدول ۴ مقادیر شکل پذیری نمونه‌ها ارائه شده است. مروری بر اعداد این جدول نشان می‌دهد که شکل پذیری نمونه‌ی RDS-3H325F حداقل به میزان  $67/2\%$  درصد نسبت به نمونه مینا افزایش یافته که این موضوع به توانایی روش شیار زنی و FRP باد بزنی در حذف جدا شدگی سطحی و عمقی ورق FRP از سطح بتن و تبدیل مود شکست از برشی در هسته‌ی اتصال به خمشی در تیر باز می‌گردد.

## ۶-۳- استهلاک انرژی

میزان انرژی مستهلک شده یکی دیگر از پارامترهای مهم در ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر بارهای جانبی می‌باشد.

اگر چه بهبود مقاومت در نمونه‌ی تقویت شده‌ی RDS-3H325 نسبت به نمونه‌ی مینا مشاهده می‌شود، اما پس از جدا شدن انتهای ورق رفتار هر دو نمونه مشابه نمونه‌ی مینا شده و افت مقاومت همراه با کاهش سختی و باریک شدگی شدید در پاسخ هیستریزس آنها وجود دارد. نمونه‌ی تقویت شده‌ی RDS-3H325F با عملکرد فوق العاده‌ی مجموعه‌ی شیارهای طولی و FRP باد بزنی در حفظ سیستم تقویت تا آخرین مرحله‌ی آزمایش، موجب تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در تیر در نقطه‌ی قطع ورق تقویت شد و مطابق شکل ۸-ج یک رفتار کاملاً شکل پذیر، بدون افت مقاومت و همراه با چرخه‌های چاق در منحنی بار- تغییر مکان مشاهده شد.

## ۶- مقایسه‌ی نتایج نمونه‌های تجربی

### ۶-۱- بار حداکثر و میزان افزایش ظرفیت در باربری

مقادیر بار حداکثر و دریفت متناظر با آن و مقاومت جانبی نمونه‌های تجربی در دریفت  $4/5\%$  در جدول ۳ آورده شده است. میانگین بار حداکثر نمونه‌ی مینا، DCS، و تغییر مکان جانبی نسبی متناظر با آن به ترتیب برابر  $63/8$  kN و  $2/2\%$  بوده و سپس به  $46/0$  kN در دریفت  $4/5\%$  تقلیل یافته است. میانگین بار جانبی حداکثر برابر میانگین بار حداکثر در دو راستای مثبت و منفی بارگذاری بوده و در ادامه به اختصار، بار حداکثر نامیده می‌شود. افت مقاومت در تکرارهای دوم و سوم در هر دریفت در رفتار چرخه‌ای این نمونه مشاهده می‌شود؛ به طوری که نسبت حداکثر بار در تکرار سوم نسبت به تکرار اول در دریفت  $3/5\%$  افت  $21/7\%$  را نشان می‌دهد. اگر چه در نمونه‌ی RDS-3H325 افزایش باربری به میزان  $17/4\%$  درصد نسبت به نمونه‌ی مینا مشاهده شده است، اما با جدا شدن سیستم تقویت افت قابل ملاحظه‌ای در باربری نمونه حاصل شد. بار حداکثر نمونه‌ی RDS-3H325F و تغییر مکان جانبی نسبی متناظر با آن به ترتیب برابر  $86/5$  kN و  $5/2\%$  بوده است که میزان افزایش باربری معادل  $35/6\%$  درصد را نسبت به نمونه‌ی مینا داشته است. نکته قابل توجه در خصوص این نمونه آن است که بار حداکثر در بیش‌ترین جابجایی اعمال شده به نمونه اتفاق افتاده که این مهم با حفظ سیستم تقویت در تغییر شکل‌های بزرگ توسط مجموعه‌ی شیارهای طولی و FRP باد بزنی حاصل شده و عملکرد

جدول ۳- بار حداکثر و میزان افزایش ظرفیت نمونه‌های تجربی

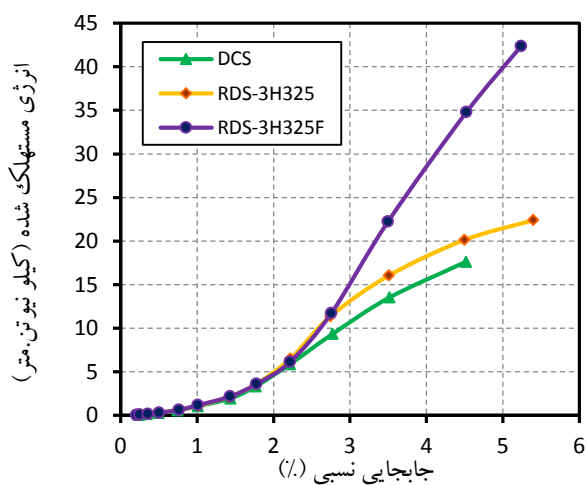
کد نمونه	بار حداکثر (kN)				میانگین بار حداکثر (kN)	درصد افزایش بار	دریافت متناظر با بار		درصد افزایش
	راستای مثبت	راستای منفی	راستای مثبت	راستای منفی					
DCS	۶۴/۴	۶۳/۲	۲/۲	۲/۲	۶۳/۸	-	۴۶/۰	۲/۲	-
RDS-3H325	۷۵/۴	۷۴/۳	۲/۰	۲/۲	۷۴/۹	۱۷/۴	۴۲/۶	۲/۲	۱۷/۴
RDS-3H325F	۸۵/۷	۸۷/۳	۵/۲	۵/۲	۸۶/۵	۳۵/۶	۸۴/۷	۵/۲	۳۵/۶

\* میانگین بار در دو راستای مثبت و منفی لحاظ شده است.

جدول ۴- ضریب شکل پذیری تغییر مکانی

کد نمونه	تغییر مکان تسلیم (mm)		تغییر مکان نهایی (mm)		ضریب شکل پذیری		درصد افزایش ضریب شکل پذیری	
	راستای مثبت	راستای منفی	راستای مثبت	راستای منفی	راستای مثبت	راستای منفی	راستای مثبت	راستای منفی
DCS	۲۳/۲	۲۲/۹	۴۰/۳	۴۰/۵	۱/۷۴	۱/۷۷	-	-
RDS-3H325	۲۶/۲	۲۶/۰	۳۶/۲	۳۴/۶	۱/۳۸	۱/۳۳	-۲۴/۹	-۲۰/۷
RDS-3H325F	۲۷/۲	۲۶/۳	۷۹/۱	۷۸/۶	۲/۹۱	۲/۹۹	۶۸/۹	۶۷/۲

مستهلك نمايد. قابليت استهلاك انرژی بیشتر نمونه‌ی RDS-3H325F با توجه به تغییر مود شکست و انتقال مفصل پلاستیک به نقطه‌ی قطع ورق تقویت در تیر و عدم وقوع جدا شدگی سطحی یا عمقی می باشد.



شکل ۹- منحنی انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی نمونه‌های تجربی

استهلاك انرژی در سازه‌های بتنی برابر مجموع انرژی مستهلک شده توسط آرماتورهای فولادی، انرژی مستهلک شده در هنگام ایجاد ترک جدید و انرژی ناشی از اصطکاک بین سطوح یک ترک می‌باشد. اعضای خاص در سازه می‌توانند با ورود به محدوده‌ی تغییر شکل‌های بزرگ، سبب استهلاك انرژی شده و اثرات نیروی زلزله را در سازه کاهش دهند. انرژی مستهلک شده در اثر رفتار چرخه‌ای یک نمونه در یک سیکل مشخص برابر با سطح محصور بین نمودار آن حلقه می‌باشد. هر چه منحنی چرخه-ای چاق تر باشد، انرژی مستهلک شده توسط سازه بیشتر خواهد بود. انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی برابر با مجموع انرژی مستهلک شده در سیکل‌های متوالی می‌باشد. شکل ۹ منحنی استهلاك انرژی تجمعی نمونه‌های تجربی را در برابر تغییر مکان جانبی نسبی نشان می‌دهد. نمونه‌ی RDS-3H325 اندکی بیش تر از نمونه‌ی RDS-3H325F است؛ اما نمونه‌ی RDS-3H325F می‌توانست در نهایت به میزان ۱۴۰٪ بیش تر از نمونه‌ی مینا انرژی

Earthquake Engineering Research, SUNY/Buffalo, 124, 1989.

[3]. Alcocer, S.M., and Jirsa, J.O., "Strength of reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing", *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 3, pp. 249-261, 1993.

[4]. Hakuto, S., Park, R., and Tanaka, H., "Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 1, pp. 11-25, 2000.

[5]. Ghobarah, A., Aziz, T.S., and Biddah, A., "Rehabilitation of reinforced concrete frame connections using corrugated steel jacketing", *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 3, pp. 282-294, 1997.

[6]. Ghobarah, A., and Said, A., "Seismic rehabilitation of beam-column joints using FRP laminates", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 1, pp. 113-129, 2001.

[7]. Ghobarah, A., and Said, A., "Shear strengthening of beam-column joints", *Engineering Structures*, Vol. 24, No. 7, pp. 881-888, 2002.

[8]. El-Amoury, T., and Ghobarah, A., "Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets", *Engineering Structures*, Vol. 24, No. 11, pp. 1397-1407, 2002.

[9]. Antonopoulos, C.P., and Triantafillou, T.C., "Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 7, No. 1, pp. 39-49, 2003.

[10]. Ha, G.-J., Cho, C.-G., Kang, H.-W., and Feo, L., "Seismic improvement of RC beam-column joints using hexagonal CFRP bars combined with CFRP sheets", *Composite Structures*, Vol. 95, No. 0, pp. 464-470, 2013.

[11]. Al-Salloum, Y.A., and Almusallam, T.H., "Seismic response of interior RC beam-column joints upgraded with FRP sheets. I: Experimental study", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 11, No. 6, pp. 575-589, 2007.

[12]. Ghobarah, A., and El-Amoury, T., "Seismic rehabilitation of deficient exterior concrete frame joints", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 9, No. 5, pp. 408-416, 2005.

[13]. Le-Trung, K., Lee, K., Lee, J., Lee, D.H., and Woo, S., "Experimental study of RC beam-column joints strengthened using CFRP composites", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 41, No. 1, pp. 76-85, 2010.

[14]. Mostofinejad, D., and Mahmoudabadi, E., "Grooving as alternative method of surface preparation to postpone debonding of FRP laminates in concrete beams", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 14, No. 6, pp. 804-811, 2010.

## ۷- نتیجه گیری

در این مطالعه به تقویت برشی اتصالات تیر- ستون بتن آرمه با استفاده از کامپوزیت‌های CFRP پرداخته شد. با توجه به آن که جدا شدگی ورق تقویت از سطح بتن مهم‌ترین چالش طرح‌های تقویت با کامپوزیت‌های FRP محسوب شده و مانع استحصال کامل ظرفیت کششی این مواد می‌گردد؛ در این تحقیق به منظور حذف جدا شدگی سطحی و عمقی، روش آماده سازی سطحی شیار زنی به همراه FRP باد بزنی در نقطه‌ی قطع ورق در تیر به کار برده شد. نتایج حاصل از تحقیق حاضر را می‌توان در موارد ذیل خلاصه نمود.

۱- مهم‌ترین دست آورد تحقیق حاضر تغییر مود شکست از مفصل برشی در هسته‌ی اتصال به مفصل خمشی در تیر به نقطه‌ی قطع FRP بوده که این مهم با مهار جداشدگی سطحی و عمقی کامپوزیت‌های FRP از سطح بتن توسط ترکیب روش شیار زنی و FRP باد بزنی و حفظ سیستم تقویت در تغییر شکل‌های بزرگ حاصل شده است.

۲- افزایش ظرفیت باربری به میزان ۳۵ درصد نسبت به نمونه‌ی مبنا در نمونه‌ی RDS-3H325F مشاهده شد. به علاوه، افزایش ۸۴ درصدی بار در تغییر مکان جانبی نسبی ۴/۵٪ نسبت به نمونه‌ی مبنا با حفظ سیستم تقویت در تغییر شکل‌های بزرگ ثبت شد.

۳- میزان شکل‌پذیری اتصال تقویت شده‌ی RDS-3H325F که در آن جدا شدگی ورق تقویت اتفاق نیفتاد، نسبت به نمونه‌ی مبنا افزایش یافته و ضریب شکل‌پذیری جابجایی تا حد ۶۸/۹٪ رشد داشت.

۴- میزان استهلاک انرژی نمونه‌های تقویت شده تا حد ۱۴۰٪ افزایش یافت که به دلیل کارایی سیستم تقویت در مهار جدا شدگی و انتقال کامل مفصل پلاستیک به پس از نقطه‌ی قطع ورق در طول تیر بود.

## ۸- مراجع

[1]. Park, R., and Paulay, T., *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons, New York, 1975.

[2]. Corazao, M., and Durrani, A.J., "Repair and strengthening of beam-to-column connections subjected to earthquake loading," Technical Report NCEER-89-0013, US National Center for



- [15]. Mostofinejad, D., and Hajrasouliha, M., "Effect of concrete strength and groove dimension on performance of grooving method to postpone debonding of FRP sheets in strengthened concrete beams", Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B: Engineering, Vol. 37, No. C2, pp. 219-232, 2013.
- [16]. Mostofinejad, D., and Tabatabaei Kashani, A., "Experimental study on effect of EBR and EBROG methods on debonding of FRP sheets used for shear strengthening of RC beams", Composites Part B: Engineering, Vol. 45, No. 1, pp. 1704-1713, 2013.
- [17]. Mostofinejad, D., and Moshiri, N., "Compressive strength of CFRP composites used for strengthening of RC columns: Comparative evaluation of EBR and grooving methods", Journal of Composites for Construction, Vol., No., pp. 04014079, 2014.
- [18]. ACI Committee 318-11, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary (ACI 318R-11), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011.
- [19]. Sika Group, Woven carbon fiber fabric for structural strengthening, Switzerland, 2006.
- [20]. ACI Committee 374.1, Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary, ACI 374.1-05, Farmington Hills, MI, 2005.
- [21]. Priestley, M., and Park, R., "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading", ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 1, pp. 61-76, 1987.

## Shear Strengthening of Exterior RC Beam-column Joints with CFRP Sheets

Davood Mostofinejad

Professor, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology

Alireza Akhlaghi \*

PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology

### Abstract

Beam-column connections are key members in moment frames resisting seismic loads which their failure may lead to total collapse of structure. Application of fiber reinforced polymer (FRP) composites has been received much attention in seismic rehabilitation of these members. However, the main challenge facing this technique is the premature debonding of FRP composites off the concrete substrate posed. The present study was conducted to investigate the capability of grooving method (GM) coupled with FRP fan at termination point of FRP composites in postponing or completely elimination of undesirable debonding failure mode in shear strengthened reinforced concrete (RC) joints. To do so, three half-scale RC beam-column subassemblies were tested under reversed cyclic lateral load. Results revealed that GM, coupled with FRP fan at termination point of FRP composites, was able to eliminate altogether the debonding failure mode and remarkable improvement in terms of load-carrying capacity, ductility, and energy dissipation was achieved.

**Keywords:** Reinforced concrete beam-column joint, Shear strengthening, CFRP composite, Grooving method, FRP fan.

---

\* Corresponding Author: Akhlaghi@cv.iut.ac.ir