

بهسازی اتصالات کناری تیر - ستون‌های بتن آرمه موجود دارای کمبود طول مهاری در میلگردهای طولی با کامپوزیت‌های FRP بادبزنی

فرهنگ فرحبد^{۱*}، امیر شهبابی فراهانی^۲

- ۱- استاد یار بخش سازه، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
- ۲- دانشجوی دوره دکترا عمران-زلزله، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

f.farahbod@bhrc.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۱/۰۳/۲۵

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۱۲/۰۷

چکیده

اتصالات تیر- ستون بتنی از مهمترین اعضای سازه بتنی هستند که وظیفه انتقال بارهای موجود را بر عهده دارند. این اتصالات برای عملکرد صحیح، نیازمند رعایت ضوابطی، از جمله طول مهاری میلگردهای تیر و ستون هستند. عدم رعایت طول مهاری باعث کاهش ظرفیت سازه و در نتیجه افزایش تغییرشکل‌های آن می‌شود. در این پژوهش سه نمونه اتصال کناری تیر- ستون بتن آرمه، در مقیاس واقعی و با اعمال بار جانبی رفت و برگشتی، آزمایش شدند. نمونه‌ها شامل یک نمونه شاهد دارای ضعف در طول مهاری میلگرد طولی تیر در محل اتصال به ستون، نمونه دوم دارای طول مهاری کافی از طریق مهار مکانیکی انتهایی و نمونه دیگر با ضعف طول مهاری و تقویت شده با کامپوزیت‌های FRP بادبزنی (برای بهسازی اتصال تیر- ستون) بودند. در تمام نمونه‌ها، نمودارهای چرخه‌ای بار تغییر مکان جانبی، مودهای خرابی، ضریب شکل‌پذیری و سختی استخراج و با یکدیگر مقایسه شدند. نتایج حاصل از این پژوهش نشان داد که عدم رعایت طول مهاری، باعث ایجاد آسیب شدید در چشمه اتصال می‌شود و ظرفیت پلاستیک مقطع بسیج نمی‌شود. حال آن که در نمونه با مهار انتهایی و تقویت شده به کمک الیاف FRP بادبزنی، بهبود عملکرد لرزه‌ای، تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و جبران کمبود طول مهاری ملاحظه می‌شود. مهار انتهایی میلگرد و تقویت نمونه با FRP، باعث افزایش ظرفیت باربری جانبی اتصال، به میزان حداکثر ۵۳ درصد نسبت به نمونه شاهد می‌شود. همچنین مقاومت پسماند در انتهای آزمایش (متناظر با دریافت ۶ درصد)، به ترتیب حدود ۸۴ و ۷۳ درصد افزایش می‌یابد. شکل‌پذیری نمونه با مهار انتهایی و نمونه تقویت شده با ورق‌های بادبزنی، به ترتیب ۳۴ و ۱۹ درصد بیشتر از نمونه شاهد است. همچنین طول مهاری ناکافی، سختی اتصال نمونه شاهد را تا ۴۵ درصد، نسبت به نمونه مهار شده و تقویت شده کاهش می‌دهد. نتایج حاصل از سه نمونه آزمایش شده نشان داد، که تقویت اتصال با الیاف FRP بادبزنی، می‌تواند کمبود طول مهاری میلگردهای تیر را به صورتی موثر برطرف نماید.

واژگان کلیدی: طول مهاری، کامپوزیت FRP، الیاف بادبزنی، مقاومت چسبندگی، بهسازی لرزه‌ای، اتصال تیر- ستون خارجی.

۱- مقدمه

اتصالات تیر ستون بتنی یکی از بخش‌های مهم سازه‌های بتنی است که پایداری سازه، در هنگام زلزله‌های شدید، بدون عملکرد صحیح آن‌ها امکان‌پذیر نیست. آیین‌نامه‌های طراحی، ضوابط متعددی را برای طراحی و کنترل اتصالات مطرح نموده‌اند [1]؛ که از آن جمله می‌توان به کنترل برش در چشمه اتصال و ضوابط میلگردگذاری اشاره نمود. یکی از ضوابط مهم در این اعضا، رعایت طول مهاری میلگردهای تیر و ستون است. از آنجایی که آرماتورهای تیر در اتصالات خارجی بتن‌آرمه، باید در داخل اتصال مهار شوند، رعایت ضوابط طول مهاری در این اعضا اهمیت ویژه‌ای دارد. با این وجود، در برخی از سازه‌های موجود، میلگرد تیر، نیازمند طول مهاری بیشتری از ابعاد چشمه اتصال است؛ اما در برخی مواقع، هنگام طراحی و ساخت به این نکته توجه نشده است. به عنوان نمونه در زلزله سال ۲۰۰۱ در وان ترکیه، خرابی‌های متعددی به علت این نقیصه، گزارش شده است [2]. در نتیجه بحث بهسازی این نوع اتصالات تیر ستون بتنی نیازمند توجه بیشتری است.

تاکنون پژوهش‌های متعددی در مورد بهسازی اتصالات بتنی و همچنین مسایل تئوری طول مهاری انجام شده است که هر کدام از جنبه‌ای این مسئله را بررسی نموده‌اند.

الینگاوسن و همکاران (۱۹۸۳) با انجام صد و بیست و پنج تست بیرون‌کشیدن میلگرد رابطه‌ای ارایه نمودند [3]. ایشان در ادامه خلال یک گزارش، با ارایه مشخصات آزمایش‌ها و نتایج به جزییات مدل مطرح شده پرداختند. این پژوهشگران از میلگردهایی با قطرهای ۱۹، ۲۵ و ۳۲ استفاده نمودند. همچنین طول مهاری نمونه‌ها به اندازه کافی نبوده است [4]. آیین‌نامه CEB-FIP MC (۱۹۹۰) با بهره‌گیری از مدل الینگاوسن مدلی برای رفتار چسبندگی لغزش ارایه داد و در آن چهار بخش، شامل شاخه صعودی، تنش ثابت حداکثر، شاخه نزولی و تنش پس‌ماند لحاظ شده است [5]. ساچی‌اوگلو و همکاران (۱۹۹۲) ضمن بررسی لغزش میلگرد در بتن در حالت بار یکنواخت، تنش و

کرنش در میلگرد را در مقاطع مختلف بررسی نمودند. در این پژوهش میلگرد آج‌دار مستقیم و خم شده بررسی شدند. چهار ناحیه در هنگام لغزش میلگرد بررسی و مشاهده شد که شامل مخروط بیرون‌کشیدگی، ناحیه سخت‌شدگی میلگرد، ناحیه جاری شدن میلگرد و محدوده الاستیک آن است. برای هر ناحیه روابطی ارایه شده است. همه نتایج این پژوهشگران برای میلگردهای با طول مهاری کافی معتبر می‌باشد [6]. اسکات (۱۹۹۶) در مورد سازوکار داخلی اتصالات خارجی تیر ستون تحقیق کرد [7]. او هفده نمونه را مورد آزمایش قرار داد. پارامترهای مورد بررسی عبارت بودند از: عمق تیر، درصد آرماتور کششی تیر، جزییات آرماتورگذاری کششی تیر و بار ستون. وی نتیجه گرفت که تیر با درصد کمتر آرماتور و خم آرماتور انتهایی عملکردی مناسب داشته و مفصل در تیر به وجود آمده است. در صورتی که انتهای آرماتور به پایین خم شود یا خم ۱۸۰ درجه داشته باشد عملکرد بهتری نسبت به خم به بالا دارد. پروین و گراناتا در سال ۲۰۰۰ در مورد اتصالات خارجی تقویت شده خمشی با FRP با ساخت سه نمونه تحقیق کردند [8]. این پژوهش نشان داد که استفاده از این الیاف می‌تواند عملکرد اتصالات تیر و ستون را بهبود دهد. این تقویت‌ها، افزایش ظرفیت خمشی اتصالات تیر و ستون و کم کردن تنش‌ها در آرماتور و بتن را نشان داد؛ به علاوه استفاده از دورپیچ باعث جلوگیری از کنده شدن الیاف شد. در سال ۲۰۰۲ پانتلایدس و همکاران در مورد تقویت اتصالات با FRP در دو دسته نمونه تحقیق نمودند [9]. آنها به این نتیجه رسیدند که استفاده از این الیاف در اتصالاتی که آرماتور عرضی کافی ندارند، مفید است. این اتصال قبل از تقویت تنها به ۶۶ درصد از مقاومت برشی مورد انتظار آن می‌رسید. حال آن‌که استفاده از این الیاف باعث بالا رفتن مقاومت، شکل‌پذیری، دررفت سازه و کاهش ترک‌های در اطراف اتصال می‌شد. آنتوپولوس و تریانتافیلو (۲۰۰۳) تحقیقی در مورد تقویت اتصالات بتنی گوشه و خارجی انجام دادند [10]. آنها هجده اتصال بتنی را با کمبود آرماتور برشی در هسته اتصال را با مقیاس دو سوم، تحت بار رفت و

[17]. ایشان بیان داشتند که استفاده از میلگرد صاف باعث تغییر سازوکار خرابی اتصال می‌شود و لغزش میلگرد باعث این خرابی است. بیسکایا و سوارز (۲۰۲۰) در مورد تنش چسبندگی و ارتباط بین میلگرد و بتن، با انجام ۳۳ آزمایش، تحقیق کردند [18]. در نهایت این پژوهشگران رابطه‌ای جدید برای تنش چسبندگی پیشنهاد دادند و آن را با روش‌های اجزای محدود کنترل کردند.

۲- بیان مسئله

همان‌گونه که بررسی مقالات و نتایج آن‌ها برمی‌آید، پژوهشگران مختلف اتصالات تیر و ستون بتنی را از جنبه‌های مختلف بررسی نموده‌اند. با این حال تمرکز اصلی ایشان بر موضوعاتی مانند تقویت برشی و خمشی اتصالات بوده است. همچنین دسته دیگری از پژوهشگران در موضوع طول مهاری و لغزش میلگرد پژوهش کرده‌اند اما هیچ پژوهش قابل توجهی در مورد رفع مشکل طول مهاری در این اعضا و به ویژه در ناحیه چشمه اتصال صورت نگرفته است. نکته قابل توجه این است که به علت اهمیت مقاومت‌های برشی و خمشی در اعضای بتنی، معمولاً پژوهشگرانی که در این زمینه پژوهش کرده‌اند، اولیتی به مسایلی مانند طول مهاری میلگردهای طولی نداده‌اند. این در حالی است که عدم رعایت طول مهاری، باعث می‌شود که اعضا، به ظرفیت مقاومتی خود نرسند. در اتصالات تیر ستون بتنی خارجی، در واقعیت، معمولاً میلگردهای ستون و تیر متعامد به صورت ممتد است؛ اما میلگردهای تیر در جهت دیگر، ادامه پیدا نموده و باید در داخل چشمه اتصال مهار شوند. طول چشمه اتصال برابر عرض ستون است. در نتیجه طول مهاری مستقیم میلگرد (پیش از قلاب) که از روابط پیشنهادی آیین‌نامه‌ای [1] به دست می‌آید، باید از طول موجود در چشمه اتصال کمتر باشد؛ در غیر این صورت طول مهاری مورد نیاز تامین نمی‌شود و در نتیجه میلگردها به ظرفیت خود نرسیده و با بالا رفتن نیرو دچار لغزش می‌شوند. این اشتباه که در اتصالات تیر-ستون (به ویژه

برگشتی با تقویت FRP بررسی کردند. در انتها مشخص شد که استفاده از FRP باعث بهبود رفتار برشی اتصال می‌شود و همچنین استهلاک انرژی نیز افزایش می‌یابد. البته تیرهای متعامد اثر مثبت الیاف را کاهش می‌دهند. هسکت و همکاران (۲۰۰۷) ضمن بررسی تحلیلی روابط قبلی رابطه جدید و ساده شده‌ای برای چسبندگی میلگرد در مقابل لغزش آن ارائه کردند. آن‌ها با کاهش پارامترهای موثر و آوردن نتایج برخی پژوهش‌های قبلی، رابطه خود را ساده‌تر و دقیق‌تر بیان کردند [11]. FIB MC (۲۰۱۰) رابطه ارائه شده در نسخه قبلی آن را اندکی اصلاح و ارائه نمود. این رابطه همچنان بر پایه تحقیقات الینگاوسن و همکاران است و بخش‌های مختلف آن، تغییر بنیادی نکرده است و تنها ضرایب و موارد جزئی تغییر کرده است [12]. ریزی و همکاران (۲۰۱۶) در مورد اتصالات خارجی، با ساخت دو نمونه آزمایشگاهی تحقیق کردند [13]. ایشان بیان نمودند که عملکرد لرزه‌ای اتصال بسیار به عملکرد غیر خطی اعضا بستگی دارد. این تحقیق بیشتر در مورد اتصالات خارجی بدون آرماتور عرضی در چشمه اتصال پرداخته بود. این پژوهشگران نوع خرابی اتصال را وابسته به آرماتورهای طولی، عرضی و جزییات هسته اتصال تشخیص داده‌اند. ادیبی و همکاران (۲۰۱۷) در مورد اتصالات خارجی با استفاده از میلگرد بدون آج تحقیق نموده و رفتار آن را بررسی کردند [14]. سپس با بهسازی آن به وسیله نبشی‌هایی، رفتار کلی و نمودار هیستریزیس آن را بهبود دادند. این پژوهشگران در تحقیق دیگری، بهسازی اتصالات میانی را، با کمک نبشی و کابل‌های پیش‌تنیده انجام داده و شکل‌پذیری و جذب انرژی آن را به طور موثری افزایش دادند [15]. یو و شین (۲۰۱۸) در مورد چسبندگی سطحی میلگرد در بتن ۸۰ تا ۱۸۰ مگاپاسگال تحقیق کردند [16]. ایشان نتیجه گرفتند که چسبندگی سطحی میلگرد با زیاد شدن مقاومت فشاری، افزایش قطر میلگرد و همچنین افزایش کاور افزایش می‌یابد. ادیبی و همکاران (۲۰۲۰) با انجام پنج آزمایش، تفاوت عمل‌کرد لرزه‌ای اتصالات با میلگردهای آجدار و بدون آج را بررسی کردند

است. از آنجایی که ارتفاع طبقات سه متر و دهانه‌ها هم سه متری است، نمونه انتخابی، ابعادی برابر ارتفاع سه متری ستون و طول یک و نیم متری تیر دارد. پوشش بتن برابر ۵۰ میلی‌متر است. آرماتورهای طولی و عرضی تیر و ستون و سایر جزئیات بر مبنای ACI318-19 طراحی شده‌اند [1].

شکل ۱ مشخصات هندسی و آرماتورگذاری نمونه شاهد و تقویت شده (ابعاد به میلی‌متر)

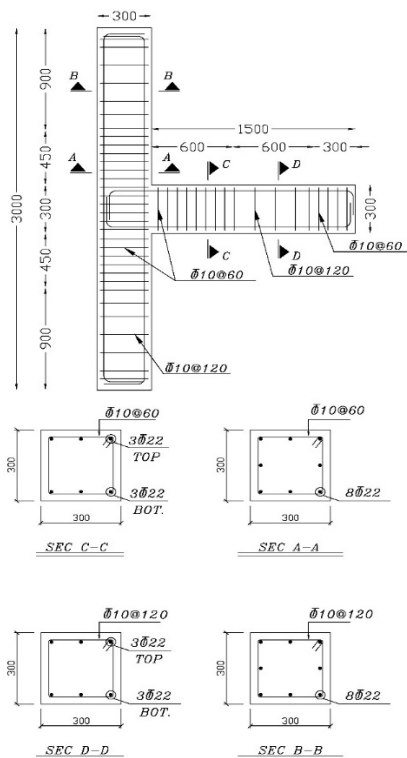


Fig. 1. Dimensions and reinforcement of samples (units are in mm)

در چشمه اتصال خاموت‌ها طبق فواصل ذکر شده اجرا شده‌اند و در نتیجه نمونه‌ها مشکلی از بابت ضعف برشی ندارند. مطابق محاسبات آیین‌نامه‌ای، با شرایط موجود در این آزمایش، طول مهار برای آرماتورهای طولی تیر برابر ۴۱۷ میلی‌متر به دست می‌آید؛ این در حالی است که به علت وجود کاور بتن ستون و خاموت‌های آن، حداکثر ۲۵۰ میلی‌متر برای مهار آرماتورهای طولی در چشمه اتصال موجود است. در نتیجه طول مهار کافی وجود ندارد. با این حال قلاب انتهایی میلگرد مطابق ضوابط اجرا می‌شود. در نمونه اول (نمونه شاهد - TDN) همین

کناری) برخی از سازه‌های قدیمی و جدید رخ می‌دهد، پاسخ سازه را تغییر داده و ضعیف می‌کند.

این پژوهش با تعریف سه نمونه آزمایشگاهی اتصال تیر- ستون بتنی در اندازه واقعی به بررسی اثر مخرب کمبود طول مهار در اتصال و اصلاح و بهسازی آن با کمک الیاف FRP بادبزی پرداخته است. نکته بسیار مهم در طراحی این اعضا، عدم وجود کاستی دیگری، غیر از طول مهار است؛ در این صورت می‌توان اثر آن را به صورت دقیق و جداگانه بررسی کرد.

۳- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

در راستای اهداف تعیین شده در این پژوهش، باید نمونه‌هایی تهیه شود تا بتوان اثر کمبود طول مهار را مشاهده نمود. سپس با تقویت آن، این مشکل برطرف شده و رفتار نمونه مطابق انتظار و طراحی آیین‌نامه شود. به علاوه باید نمونه دیگری وجود داشته باشد که از نظر ظاهر و مشخصات طراحی دقیقاً مشابه نمونه اولیه باشد ولی مشکل طول مهار را نداشته باشد تا بتوان به کمک آن، اثر گذاری تقویت را تایید نمود. در این پژوهش سه نمونه آزمایشی تیر ستون بتن آرمه در اندازه واقعی طراحی و ساخته شد. این نمونه‌ها، شامل یک نمونه شاهد، یک نمونه با مهار مکانیکی انتهایی میلگرد طولی تیر و یک نمونه تقویت شده با الیاف FRP بادبزی است.

در **Error! Reference source not found.** جزئیات آرماتورگذاری نمونه شاهد مشاهده می‌شود. همان‌گونه که در شکل فوق مشخص است، ابعاد تیر و ستون، ۳۰۰ در ۳۰۰ میلی‌متر است و از میلگرد آجدار قطر ۲۲ میلی‌متر در نمونه‌ها استفاده شده است. خاموت‌ها نیز میلگرد قطر ۱۰ میلی‌متر هستند و با فواصل نشان داده شده در **Error! Reference source not found.** ساخته شده‌اند. برای محاسبه و ارایه جزئیات نمونه‌ها، یک سازه ۳ طبقه مدل شد و یک اتصال کناری از آن انتخاب شد. بارهای ثقلی و جانبی طبق ضوابط اعمال شده‌اند؛ در نتیجه مدلی که از این سازه به دست می‌آید کاملاً واقع‌گرایانه

اتصال بتنی بدون هیچگونه تقویت خارجی ساخته و آزمایش شده است.

شکل ۲. مهار میلگردهای طولی در پشت ستون نمونه TNN

(به قطر ۱۰ میلی‌متر) سوراخ شود و الیاف از درون آن عبور کند. طول الیاف ۶۰۰ میلی‌متر و عرض آن ۲۵۰ میلی‌متر است. ۳۰۰ میلی‌متر از آن در داخل ستون قرار می‌گیرد و در هر طرف ۱۵۰ میلی‌متر به حالت افشان شده قرار گرفته و با رزین به سطح بتن چسبانده می‌شود (برای ایجاد الیاف بادبزی، بعد از برش الیاف به ابعاد ذکر شده، در طولی به ابعاد ۱۵۰ میلی‌متر از هر طرف نخ‌های عرضی آن برداشته می‌شود؛ سپس سطح الیاف با رزین آغشته می‌شود و بعد از لوله کردن آن، از سوراخ ایجاد شده رد می‌شود (شکل ۳). شکل ۴ تصویر شماتیک تقویت اتصال با الیاف FRP بادبزی است.

شکل ۳. مراحل آماده سازی الیاف FRP بادبزی (تصویر بالا) و آغشته کردن آن به رزین (تصویر پایین)



Fig. 3. Preparation of FRP anchor (top picture) and impregnate it with resin (bottom picture)

همانگونه که گفته شد وظیفه اصلی تقویت اتصال در زمینه کمبود طول مهار، بر عهده الیاف بادبزی است. با این حال، بنا بر تجربه‌های قبلی، یکی از مودهای خرابی الیاف FRP چسبیده شده، کنده و جدا شدن آن از سطح است.

در نمونه دوم (نمونه مهار شده - TNN)، میلگردهای طولی تیر با گذر از داخل هسته اتصال، در پشت نمونه با مهره، مهار می‌شود (شکل ۲). دلیل انجام این کار این است که لغزش میلگرد به علت طول مهار نا کافی رخ ندهد و عملاً اثر کمبود آن، حذف شود. برای اطمینان از عدم رخ دادن تمرکز تنش و لغزش، میلگردها از داخل یک ورق فولادی به ابعاد ۳۰۰×۳۰۰×۱۰ میلی‌متر عبور کرده و سپس رزوه شده و با مهره مهار می‌شوند.

شکل ۲. مهار میلگردهای طولی در پشت ستون نمونه TNN



Fig. 2. Anchorage of rebars on rear side of column of TNN sample

نمونه سوم (نمونه تقویت شده - TDS) از نظر ساخت، دقیقاً مشابه نمونه شاهد (TDN) است. تنها تفاوت موجود، تقویت این نمونه به کمک الیاف FRP بادبزی است. این نمونه با نصب چهار سری الیاف بادبزی در بالا و پایین تیر ساخته می‌شود. پیش از چسباندن الیاف سطح بتن آماده شده و یک لایه از کاور بتن برداشته می‌شود و سطح سنگدانه‌ها مشخص می‌شود.

برای اجرای الیاف بادبزی، ستون، در محدوده بالا و پایین تیر و در فواصل بین میلگردهای طولی و عرضی می‌بایست در دو نقطه

تهیه شده به ترتیب در دستگاه قرار داده شد، که میانگین مقاومت فشاری استوانه‌های استاندارد (۳۰×۱۵۰ میلی‌متر) آنها برابر ۲۳ مگاپاسکال به دست آمد.

شکل ۴ تصویر شماتیک تقویت نمونه با الیاف بادبزنی: الف) نمای تیر، ب) مقطع اتصال

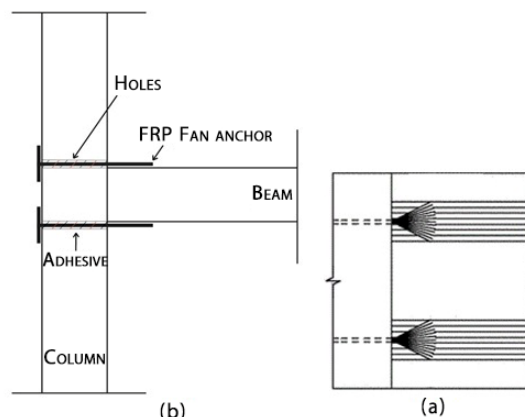


Fig. 4. schematic figure of retrofitting by FRP anchors: a) beam elevation, b) joint section

۴-۲- میلگرد

مشخصات میلگردهای مصرفی در جدول ۲ نشان داده شده است. همه میلگردها از نوع آج‌دار هستند. ϵ_{max} کرنش حداکثر میلگرد در تست کشش است [19].

جدول ۲ مشخصات میلگردهای مصرفی

Diameter (mm)	Designation	Type	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_{max}
10	S340	Deformed	418	622	0.32
22	S400	Deformed	483	642	0.31

Table 2 Specification of rebars

برای یافتن مقاومت، از هر قطر میلگرد سه نمونه تحت آزمایش کشش قرار گرفت که مقاومت تسلیم و نهایی آنها به طور متوسط برابر ۴۱۸ و ۶۲۲ مگاپاسکال برای میلگرد سایز ۱۰ و ۴۸۳ و ۶۴۲ مگاپاسکال برای سایز ۲۲ به دست آمد.

جدول ۱ مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

CFRP retrofitting	insufficient development length of longitudinal rebars	Beam and column Rebars diam. (mm)	Column dim. (mm)	Beam dim. (mm)	Sample name	No
x	✓	22	300x300	300x300	TDN	1
x	x	22	300x300	300x300	TNN	2
✓	✓	22	300x300	300x300	TDS	3

Table 1. specifications of experimental samples

در این حالت الیاف مورد نظر به بیشترین مقاومت و کارایی خود نمی‌رسند. برای جلوگیری از این مود خرابی، یک لایه دورپیچ (تیر یا ستون) از الیاف FRP، به دور قسمت افشان شده الیاف بادبزنی، اجرا می‌شود. این دورپیچ (که ابعادی برابر ۱۰۰ در ۱۴۰۰ میلی‌متر دارد)، وظیفه تقویتی نداشته و تنها برای جلوگیری از جداشدگی الیاف بادبزنی است. شکل ۵ مراحل نصب و اجرای الیاف را (شکل ۳) نشان می‌دهد. با توجه به موارد ذکر شده، جزییات نمونه‌های ساخته شده بر مبنای جدول ۱ است.

۴-۳- الیاف FRP

الیاف FRP استفاده شده در این پژوهش از نوع الیاف کربن و به صورت تک جهته است. این الیاف ساخت شرکت Quantum بوده و با نام تجاری Wrap 200C عرضه می‌شود. ورقه‌های FRP استفاده شده ضخامت ۰,۱۱۲ میلی‌متر و عرض ۵۰۰ میلی‌متری دارند [20]. ویژگی‌های این الیاف با انجام آزمایش کشش طبق ضوابط ASTM D3039 انجام شده و در جدول ۳ گزارش شده است [21]. ابعاد نمونه آزمایشی ۵۰ در ۳۰۰ میلی‌متر بوده و به صورت کنترل جابه‌جایی آزمایش شده است. برای هر ردیف سه آزمایش انجام و میانگین‌گیری شده است. با توجه به نتایج، الیاف بادبزنی با عرض ۲۵۰ میلی‌متر، بعد از اعمال رزین، مقاومتی برابر ۱۰۷ کیلونیوتون دارد. چسب مورد استفاده برای نصب الیاف FRP رزین اپوکسی دو جزیبی با نام EPR3301 ساخت شرکت Quantum است.

۴- مشخصات مصالح مصرفی

۴-۱- بتن

در این آزمایش‌ها از بتن آماده معمولی برای ساخت تمام نمونه‌ها استفاده شده است. بعد از گذشت ۲۸ روز از بتن‌ریزی و عمل‌آوری لازم، برای یافتن مقاومت فشاری استوانه‌ای، سه نمونه

شکل ۵ مراحل آماده‌سازی و تقویت نمونه TDS با FRP : الف) سوراخ کردن نمونه و آماده سازی سطح بتن، ب) عبور الیاف بادبزنی از داخل سوراخ‌ها، پ) چسباندن الیاف FRP بادبزنی روی سطح بتن، ت) چسباندن دورپیچ FRP روی افشانه‌های بادبزنی، ث) نمونه آماده شده بعد از نصب الیاف تقویتی



Fig. 5. Preparation and retrofitting of TDS sample with FRP : a) preparation of the surface and piercing, b) pass the FRP dowel through the holes, c) pasting FRP to the surface, d) pasting strips on the dowels, e) the specimen after retrofitting with FRP

غلطکی است. از طرف دیگر، همان‌گونه که در جزئیات ابزاربندی آزمایش‌ها در شکل ۶ نشان داده شده است، بار جانبی از طریق دو جک هیدرولیکی در بالای ستون، در جهت مثبت و منفی اعمال می‌شود. ضمناً در هر طرف بالای ستون، یک عدد نیروسنج (Loadcell) و دو جابه‌جایی‌سنج (LVDT) سیمی، به منظور سنجش میزان نیرو و جابه‌جایی به صورت دائمی و دقت بالا نصب می‌شود. برای سنجش میزان دقت و رفع خطاهای احتمالی یک جابه‌جایی‌سنج نیز در انتهای تیر نصب می‌شود.

از آنجایی که در نمونه‌های فاقد طول مهاري كافي، ميلگردهای تیر دچار لغزش می‌شوند، زاویه بین اتصال صلب بین تیر و ستون تغییر پیدا می‌کند. در نتیجه روی تیر یک جابه‌جایی‌سنج نصب می‌شود تا بتوان جابه‌جایی ستون نسبت به تیر را در بر اتصال را به دست آورد.

بارگذاری جانبی به صورت رفت و برگشتی و طبق ضوابط ACI374.1-05 است [22]. بارگذاری به صورت کنترل تغییرمکان بوده و دامنه تغییرمکان جانبی نسبی (دریافت) در

جدول ۳. مشخصات الیاف FRP

Type	Dim. (mm)	Thickness (mm)	Tensile strength (N/mm ²)	Final strain %
Sheet	300x50	0.112	4036	2.3
Composite	300x50	1	428	1.9

Table 3. FRP specification

این رزین طبق دستور سازنده باید به نسبت یک به سه ترکیب و در مدت کوتاهی استفاده شود. گیرش اولیه حدود ۳ ساعت طول می‌کشد اما برای گیرش نهایی حدود ۷ روز زمان لازم است.

۵- ابزاربندی و چگونگی انجام آزمایش

اتصالات مورد آزمایش شامل نصف دهانه تیر، چشمه اتصال و نصف ارتفاع ستون در هر طرف چشمه اتصال است. نقاط میانی تیر و ستون، محل نقطه عطف لنگر خمشی در قابی تحت اثر بار جانبی است. پس طبق قواعد تقارن، این نقاط در پایین ستون به صورت تکیه‌گاه مفصلی و در انتهای تیر به صورت تکیه‌گاه

بررسی رفتار کلی آن باشد. این موضوع در تقویت سازه‌های تقویت شده با الیاف FRP پیچیده‌تر است. پس در این بخش، جزئیات ترک‌خوردگی و مود خرابی حاکم بر نمونه‌ها بررسی می‌شود.

در نمونه شاهد (TDN) اولین ترک در سیکل پنجم (دریافت ۰٫۲۵ درصد رخ می‌دهد. این ترک در چشمه اتصال و به صورت قطری به وجود آمده و نقطه ابتدایی آن محل اتصال روی تیر به ستون است. به علت کمبود طول مهاري این ترک قابل پیش‌بینی است. در سیکل‌های بعدی این ترک عمیق‌تر و طولی‌تر می‌شود. اولین ترک خمشی روی تیر در دریافت ۰٫۷۵ درصد رخ داده و اولین ترک ستون اندکی پس از آن به وجود می‌آید. به صورت هم‌زمان ترک‌های قطری چشمه اتصال بیشتر و عمیق‌تر می‌شوند. با وجود این‌که با افزایش دریافت مقداری ترک در تیر و ستون به وجود می‌آید اما بیشترین ترک‌ها در محدوده چشمه اتصال رخ می‌دهد.

شکل ۸ تنظیمات آزمایش نمونه‌ها و نحوه مهاربندی خارج از صفحه آن‌ها



Fig. 8. Test setup of specimens and out of plane lateral support

در شکل وضعیت نمونه در دریافت ۲٫۲ درصد ملاحظه می‌گردد. ترک‌های قطری به وجود آمده در نتیجه کمبود طول مهاري است که باعث لغزش میلگرد و ترک خوردن بتن می‌شود.

با توجه به نتایج حاصل از نیروسنج‌ها، به علت لغزش میلگرد، نیروهای حاصل بسیار کمتر از نتایج تحلیلی (بدون احتساب اثر کمبود طول مهاري) هست؛ که این امر نشان دهنده اهمیت این مؤلفه است. هر چند در تیر و ستون ترک‌هایی به علت خمش

تاریخچه بارگذاری به صورت ضرایبی از دریافت تعیین می‌شود.

شکل ۶. ابزاربندی آزمایش‌ها

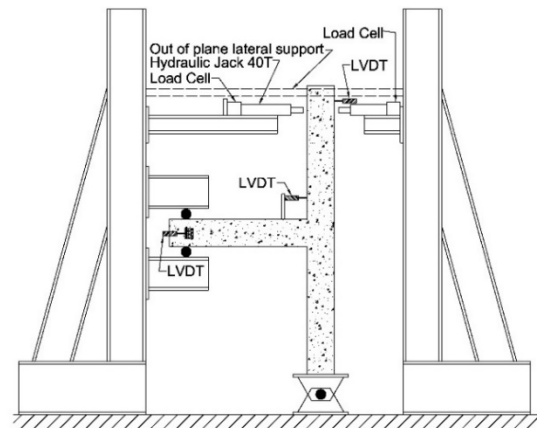


Fig. 6. Test setup of samples

در دامنه‌های اولیه رفتار اتصال به صورت خطی است و سپس به تدریج وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. رفت و برگشت در هر دریافت، سه بار تکرار می‌شود. هر چند آیین‌نامه‌ها حداکثر دریافت سازه‌ها را محدود می‌نمایند اما برای بررسی رفتار سازه، آزمایش تا دریافت ۶ درصد ادامه پیدا کرده است. دستورالعمل بارگذاری رفت و برگشتی مطابق شکل ۷ است.

شکل ۷. پروتکل بارگذاری رفت و برگشتی مطابق [22] ACI374.1-05

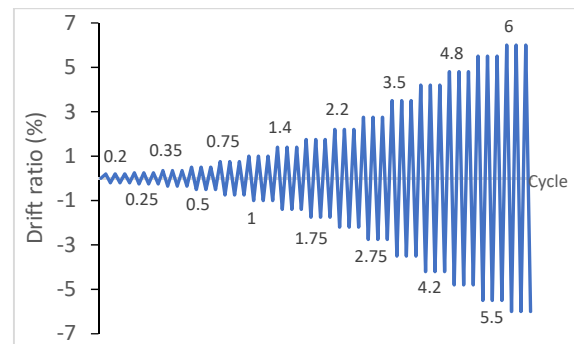


Fig. 7. lateral loading based on ACI374.1-05 [22]

در نهایت نمونه‌ها پس از گذشت حدود سه و نیم ماه از ساخت آن‌ها آزمایش شدند. نمونه ساخته، نصب و ابزاربندی شده مطابق شکل ۸ می‌باشد.

۶- بررسی و مقایسه نتایج آزمایشگاهی

۶-۱- رفتار کلی و مود شکست نمونه‌ها

تجزیه و تحلیل چگونگی توزیع ترک، نوع آن و همچنین سازوکار شکست یک سازه بتن‌آرمه می‌تواند گام مهمی در

نیروی جانبی پیش‌بینی شده رخ دهد. در این نمونه اولین ترک در دررفت ۰,۳۵ و به صورت قطری در چشمه اتصال رخ می‌دهد.

شکل ۱۱. نمونه TDN در دررفت ۶ درصد

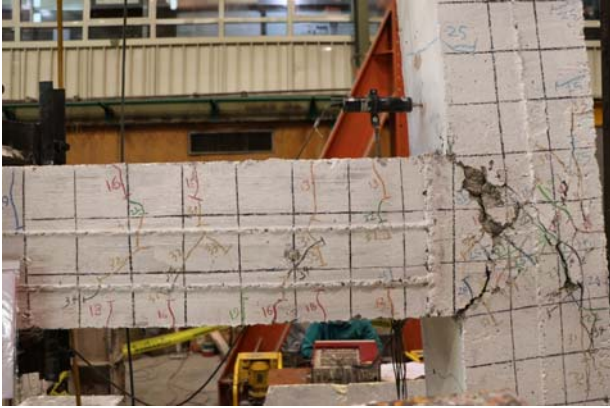


Fig. 11. TDN sample at 6% drift

برخلاف نمونه TDN ترک ایجاد شده در دررفت‌های بعدی به صورت جزئی توسعه پیدا می‌کند. اولین ترک خمشی تیر و ستون در دررفت ۰,۵ درصد رخ می‌دهد. در دررفت‌های بعدی، بیشتر ترک‌های ایجاد شده در ناحیه تیر است. این ترک‌ها بیشتر به صورت متقارن در بالا و پایین تیر به وجود می‌آیند. با توجه به عملکرد شکل‌پذیر نمونه، ترک‌های مربوط به مفصل پلاستیک در دررفت ۳,۵ درصد مشخص است (شکل ۱۰).

شکل ۱۰. وضعیت ناحیه مفصل پلاستیک نمونه TNN در دررفت ۳,۵ درصد



Fig. 12. Plastic hinge of TNN sample at 3.5% drift

با افزایش جابه‌جایی جانبی، نمونه دچار ترک‌های بیشتری در تیر

رخ می‌دهد اما تمرکز ترک‌ها در چشمه اتصال دیده می‌شود و به طور مرتب ترک در بر اتصال بین تیر و ستون عمیق‌تر و عریض‌تر می‌شود. انجام آزمایش تا دررفت ۶ درصد ادامه پیدا می‌کند.

شکل ۹. نمونه TDN در دررفت ۲,۲ درصد



Fig. 9. TDN sample at 2.2% drift

در این دررفت با وجود جابه‌جایی بسیار زیاد، ظرفیت پلاستیک مقطع بسیج نمی‌شود و نیروی جانبی در چشمه اتصال مستهلک می‌شود. همچنین افت نیرو به صورت ناگهانی رخ می‌دهد.

شکل ۹. ترک ایجاد شده در بر اتصال در دررفت ۶ درصد در نمونه TDN



Fig. 10. The crack of the joint at 6% drift of TDN sample

شکل ۹ نشان دهنده ترک ایجاد شده در بر اتصال در انتهای آزمایش و شکل نشانگر وضعیت نهایی اتصال است.

در نمونه مهار شده (TNN) به علت مهار مکانیکی انتهایی میلگردها، انتظار می‌رود که رفتاری شکل‌پذیر به همراه تحمل

شدن الیاف سرعت بیشتری می‌گیرد و به دنبال آن مقاومت دچار افت می‌شود. با این حال تا پایان تست و دریافت ۶ درصد، مقاومت سازه تنها حدود ۱۰ درصد افت می‌کند.

شکل ۱۲. نمونه TDS در دریافت ۳,۵ درصد

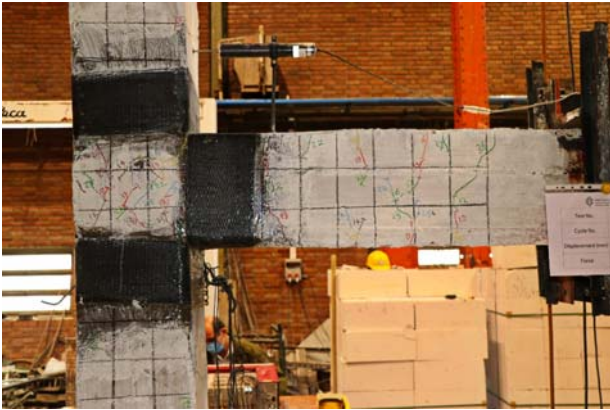


Fig. 14. TDS sample at 3.5% drift

شکل ۱۳. نمونه TDS بعد از اتمام آزمایش

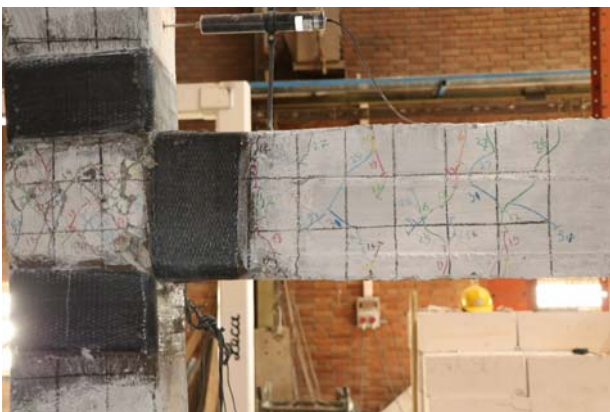


Fig. 15. TDS sample after the test

اتصال مورد آزمایش با این الگوی تقویت، عمل کرد شکل‌پذیری نشان داده و به خوبی کمبود طول مهار در آن جبران شده است؛ به علاوه ثابت شد که دورپیچ FRP که برای به تاخیر انداختن جداشدن الیاف بادبزی استفاده شده بود، نقش موثری داشته و باعث تاخیر در افت مقاومت اتصال شده است. شکل ۱۳ تصویر اتصال بعد از اتمام آزمایش است.

۶-۲- رفتار چرخه‌ای (هیستریزیس) نمونه‌ها

به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر ستون دو بعدی و سه بعدی، رفتار چرخه‌ای (هیستریزیس) بار-تغییر مکان به عنوان

و ناحیه مفصل پلاستیک می‌گردد (مفصل پلاستیک در محدوده ۲۰۰ میلی‌متر از بر ستون تشکیل شده است). ستون با وجود داشتن تعدادی ترک خمشی، دچار آسیب جدی نمی‌شود. در نهایت آزمایش در دریافت ۶ درصد متوقف می‌شود. عملکرد کلی نمونه کاملاً شکل‌پذیر و مطابق انتظارات است.

در نمونه تقویت شده (TDS) تلاش می‌شود ضعف طول مهار موجود به کمک الیاف FRP بادبزی جبران شده و نمونه، مانند نمونه TNN مقاومت کافی به همراه عمل کرد شکل‌پذیر داشته باشد. ذکر این نکته ضروری است که نمونه مهار شده (TNN) از حالت واقعی (یعنی حالتی که طول مهار به طور عادی تامین شده باشد)، عمل کرد بهتری دارد؛ چرا که به واسطه مهار مکانیکی، هیچ‌گونه لغزشی رخ نمی‌دهد.

شکل ۱۱. وضعیت نمونه TNN بعد از انجام آزمایش



Fig. 13. TNN sample after the test

بر خلاف دو نمونه قبلی اولین ترک روی تیر و در دریافت ۰,۵ درصد، و سپس در سیکل بعدی همان دریافت، به صورت قطری در چشمه اتصال رخ می‌دهد. این امر، نشان دهنده جبران کمبود طول مهار توسط الیاف بادبزی است. با افزایش تغییرمکان نمونه، ترک‌ها در تیر، ستون و مقدار اندکی در چشمه اتصال توسعه پیدا می‌کنند. در دریافت ۳,۵ درصد، با توجه به افزایش نیرو و جابه‌جایی نمونه، قسمتی از FRP بادبزی متصل به روی تیر، اندکی دچار جداشدگی می‌شود. شکل ۱۲ ترک خوردگی نمونه در دریافت ۳,۵ را نشان می‌دهد. از دریافت ۴,۸ درصد کنده

شکل ۱۵. نمودار چرخه‌ای نمونه TDS در مقابل TDN

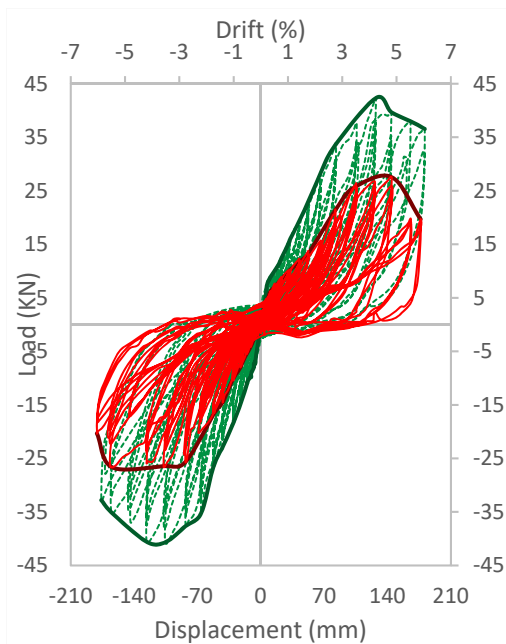


Fig. 17. TDS vs TDN sample hysteresis diagram

مهم‌ترین خروجی مطالعات آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به کمک این نمودارها امکان بررسی میزان شکل‌پذیری، سختی و حداکثر مقاومت، به عنوان پارامترهای اساسی عملکرد سازه تحت اثر بارهای جانبی فراهم می‌شود. در ادامه، رفتار چرخه‌ای بار- تغییر مکان جانبی نمونه‌های دو بعدی تقویت نشده و تقویت شده، نشان داده شده است. لازم به ذکر است جابه‌جایی توسط دو LVDT سیمی که در تراز بالای ستون نصب شده، اندازه‌گیری و اعداد حاصل از این دو تغییر مکان سنج میانگین‌گیری شده است. نیروسنج‌های نصب شده در بالای نمونه، نیز نیروی اعمالی و یا به عبارتی برش ستون را اندازه‌گیری می‌کند. همان‌گونه که در شکل ۱۴ و شکل ۱۵ مشخص است، در نمونه شاهد، سختی اولیه بسیار کمتر از دو نمونه دیگر است؛ در نتیجه در یک بار جانبی معین، تغییر شکل جانبی آن بسیار بیشتر است.

شکل ۱۶. نمودار چرخه‌ای نمونه TNN در مقابل TDN

شکل ۱۴. نمودار چرخه‌ای نمونه TNN در مقابل TDN

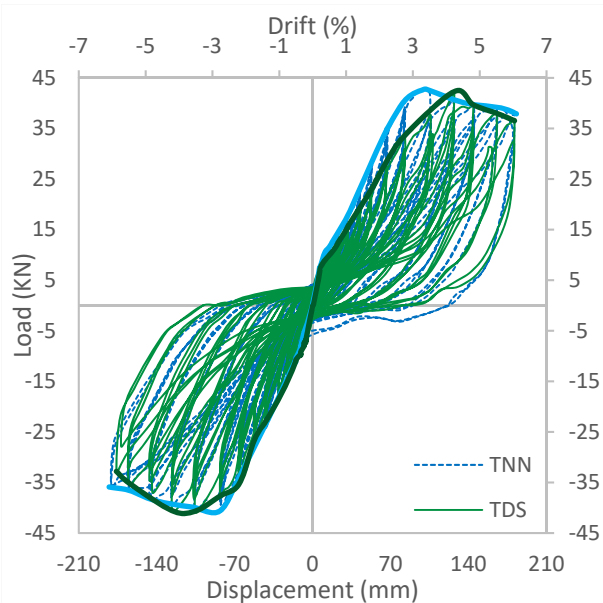


Fig.18. TDS vs TNN sample hysteresis diagram

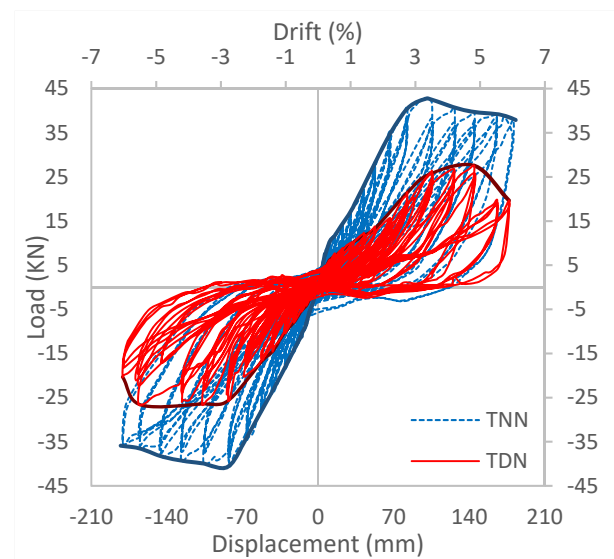


Fig. 16. TNN vs TDN sample hysteresis diagram

جدول ۴. بار حداکثر و میزان افزایش ظرفیت نمونه‌های آزمایشگاهی

Percentage of load increase	Average load in drift 6%	Drift corresponding to maximum load		average percentage of maximum load increase	Average of max. load (KN)	Maximum load increase percentage		Max Load (KN)		Specimen ID
		Negative direction	Positive direction			Negative direction	Positive direction	Negative direction	Positive direction	
-	20	5.5	4.8	-	27.11	-	-	26.65	27.57	TDN
84	36.89	2.75	3.5	53.8	41.70	53	55	40.71	42.69	TNN
73	34.67	3.5	4.2	53.1	41.50	53	54	40.66	42.34	TDS

Table 4 Maximum load and increase in capacity of samples

جدول ۵. شکل‌پذیری نمونه‌ها

Average ductility coefficient	Ductility coefficient		Final displacement (mm)		Yield Displacement (mm)		Specimen ID
	Negative direction	Positive direction	Negative direction	Positive direction	Negative direction	Positive direction	
1.49	1.62	1.37	178.38	166.70	110.15	121.53	TDN
2.22	2.21	2.24	182.78	182.92	82.63	81.73	TNN
1.96	2.01	1.90	176.23	181.19	87.47	95.2	TDS

Table 1 Samples ductility

چرخه‌ای از بابت جذب انرژی می‌شود.

۳-۶- بار حداکثر و میزان افزایش ظرفیت در باربری

مقادیر بار حداکثر و دررفت متناظر آن برای نمونه‌های آزمایش شده در جدول ۴ آورده شده است. نمونه‌ای شاهد (TDN) با نمونه مهار شده انتهایی (TNN) و تقویت شده با FRP بادبزی (TDS)، حدود ۵۴ درصد اختلاف در باربری حداکثر دارد. از نظر مقادیر نیرو در جهات مثبت و منفی بارگذاری نیز اختلافی جزئی ملاحظه می‌گردد، که به علت خطاهای ساخت است پس قابل چشم‌پوشی است. در هر دو نمونه مهار شده انتهایی و تقویت شده با الیاف بادبزی (TDS و TNN) جهات منفی مقادیر کمتری را نشان می‌دهند. دررفت متناظر با بار حداکثر در

در نمونه‌های مهار شده انتهایی و تقویت شده، پس از رسیدن به مقاومت حداکثر، افت مقاومت در سیکل‌های بعدی، به آرامی صورت می‌گیرد. در صورتی که در نمونه شاهد پس از رسیدن به مقاومت حداکثر، افت مقاومتی شدید و رفتاری ترد ملاحظه می‌شود. در این نمونه همچنین باریک‌شدگی (Pinching) زیادی مشاهده می‌شود. در مقایسه نمونه مهار شده (TNN) و تقویت شده با الیاف بادبزی (TDS) در شکل ۱۶، مقاومت حداکثر در ناحیه مثبت و منفی تقریباً برابر است؛ اما سختی اولیه نمونه TNN، در جهت مثبت مقداری بیشتر است. همچنین افت مقاومت در نمونه TDS بعد از رسیدن به اوج مقاومت، اندکی از نمونه TNN کمتر است. به طور خلاصه می‌توان گفت که تقویت نمونه با الیاف FRP بادبزی، یا مهار انتهایی آن باعث افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و بهبود شکل کلی نمودار

شکل ۱۷. مقدار سختی در دریفت‌های مختلف

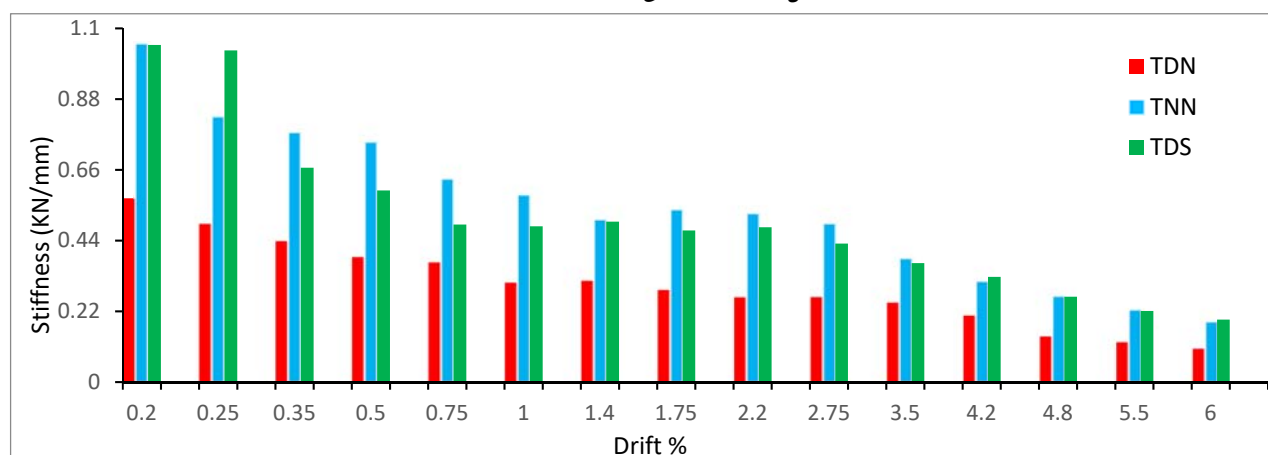


Fig. 19. Stiffness of samples in different drifts

خطی، بدون کاهش قابل توجه در مقاومت تعریف می‌شود. بررسی شکل‌پذیری با ضریب شکل‌پذیری مطابق رابطه زیر انجام می‌شود:

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

که Δ_y و Δ_u به ترتیب متناظر با مقادیر جابه‌جایی نهایی و تسلیم هستند. در این تحقیق تغییر مکان تسلیم با دو خطی سازی منحنی پوش نمونه‌ها انجام شده است. این روش نیازمند سه نقطه (برای رسم نمودار دوخطی) می‌باشد. نقطه اول برابر نیرو و تغییر شکل اولیه است (که برابر صفر می‌باشند). نقطه دوم (نیرو و تغییر مکان تسلیم (Δ_y, V_y)) نقطه‌ای است، که روی خطی قرار دارد که ابتدای نمودار پوش (نقطه دوم) را به بار $0.6V_y$ متصل می‌کند. شیب ناحیه الاستیک منحنی دو خطی به صورت سختی سکانتی این نقطه‌ها تعیین می‌شود. نیروی جانبی و تغییر مکان متناظر با ۲۰ درصد افت مقاومت (Δ_u, V_u) نیز به عنوان نیروی جانبی و تغییر مکان نهایی (نقطه سوم) در نظر گرفته شده است. از آنجا که در دو نمونه TDS و TNN، نیروی جانبی تا دریفت نهایی آزمایش، ۲۰ درصد افت پیدا نمی‌کند، نیرو و تغییر مکان نهایی (در شش درصد دریفت) ملاک تعیین V_u و Δ_u است. نقاط اول و سوم به راحتی مشخص می‌شوند، اما نقطه دوم به صورتی تعیین می‌شود که سطح زیر منحنی اصلی (پوش) و منحنی دو

نمونه شاهد (TDN) اعداد ۴٫۸ و ۵٫۵ درصد هستند، حال آنکه در نمونه‌های (TNN) و (TDS) بین ۲٫۷۵ تا ۴٫۲ درصد نتیجه شده است که نشان دهنده سختی بیشتر دو نمونه مذکور نسبت به نمونه شاهد دارای لغزش در میلگردهای طولی تیر است. نکته مهم این است که این اعضا تا رسیدن به دریفت حداکثر آیین نامه‌ای دچار افت نمی‌شوند. در مورد نیروی پسماند در دریفت ۶ درصد نیز اختلاف بسیار زیادی بین نمونه شاهد (تقویت نشده) و دو نمونه دیگر وجود دارد. در نمونه‌های مهار شده انتهایی حدود ۸۴ درصد و در نمونه تقویت شده بیش از ۷۳ درصد افزایش در بار نهایی متناظر با دریفت ۶ درصد، نسبت به نمونه شاهد مشاهده می‌شود. این امر نشان دهنده این است که در نمونه شاهد بعد از رسیدن به حداکثر بار (که مقدار آن هم از حد مورد انتظار (به علت نقص در طول مهاری) کمتر است) با شدت زیادی افت می‌کند و مقاومت خود را از دست می‌دهد.

از مجموع موارد اعلام شده در این بخش می‌توان نتیجه گرفت که تقویت نمونه‌ها به کمک الیاف FRP بادبزی می‌تواند جای خالی طول مهاری کافی را پر کند و به خوبی این نقص را در اتصال جبران نماید.

۶-۴- شکل‌پذیری

شکل‌پذیری قابلیت مواد تشکیل دهنده سازه، سیستم سازه‌ای و یا اجزاء آن در تحمل تغییر شکل‌های بزرگ در محدوده غیر

خطی شده، با دقت مناسبی یکسان باشند. با یافتن Δ_y و Δ_x رابطه (1) محاسبه می‌شود [23]. خلاصه محاسبات در جدول 5 ارائه شده است. طول مهارى ناکافی باعث افت شدید شکل‌پذیری سازه می‌شود. برای نمونه TDS (شاهد) میانگین شکل‌پذیری ۱,۴۹ است. دلیل اختلاف ضریب شکل‌پذیری در طرفین آسیب دیدن نمونه به علت لغزش در دررفت‌های بالا است. در نمونه مهار شده انتهایی (TNN) ضریب شکل‌پذیری به ۲,۲۲ رسیده است که افزایش حدود ۴۹ درصدی (نسبت به نمونه شاهد) را نشان می‌دهد. در نمونه تقویت شده با الیاف بادبزنی (TDS) نیز، این ضریب به ۱,۹۶ رسیده که نسبت به نمونه شاهد حدود ۳۲ درصد افزایش داشته است. با این‌که در نمونه تقویت شده شکل‌پذیری زیاد شده است، اما همچنان از نمونه مهار شده کمتر است. توضیح این‌که به علت محدود شدن میلگردها در پشت نمونه در TNN، عملاً لغزش در میلگردهای طولی تیر رخ نمی‌دهد. در نتیجه آسیب کمتری به وجود می‌آید و شکل‌پذیری بیشتری مشاهده می‌شود.

در دررفت ۰,۲۵ درصد، نمونه با الیاف FRP (TDS) کاهش سختی بیشتری را از نمونه مهار شده (TNN) تجربه می‌کند، اما در دررفت‌های بعدی (از ۰,۳۵ تا ۳,۵ درصد) این نمونه TDS است که سختی بیشتری دارد. در دررفت‌های بالاتر نیز دو نمونه TDS و TNN سختی نسبتاً برابری دارند. در همه دررفت‌ها نمونه شاهد حدود ۴۵ درصد سختی کمتری نسبت به نمونه تقویت شده TDS دارد. این امر نشان دهنده اثرگذاری این نوع تقویت روی نمونه ساخته شده است. در واقع، در صورت تقویت نمونه شاهد با الیاف FRP بادبزنی، اتصال از نظر سختی و مقاومت می‌تواند مانند نمونه‌ای عمل کند که از نظر طول مهارى دچار نقص نیست.

۶-۵- سختی

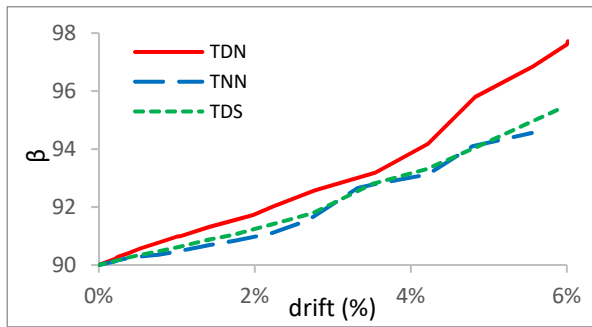
سختی در اعضای سازه‌های بتن آرمه، در بارگذاری‌های جانبی شدید کاهش می‌یابد (مواردی از قبیل ترک‌های خمشی و برشی، تغییر شکل‌های برشی هسته اتصال، رفتار غیر خطی بتن، تسلیم فولادهای طولی، گسیختگی و یا کمانش آن‌ها). در منحنی‌های هیستریزس، سختی را می‌توان در یک سیکل بارگذاری، به صورت شیب خطی که حداکثر نیرو در جهات مثبت و منفی را به هم وصل می‌کند محاسبه نمود:

$$K_i = \frac{P_i}{d_i^+ - d_i^-} \quad (2)$$

K_i سختی، P_i مقدار نیرو و d_i جابه‌جایی در دررفت i است و علامت مثبت و منفی روی آن‌ها بیانگر جهت نیرو می‌باشد. همانطور که از شکل ۱۷ مشخص است، سختی اولیه نمونه شاهد بسیار کمتر از دو نمونه دیگر است (۰,۵۷ در مقابل ۱,۰۵

۶-۶- زاویه بین تیر و ستون در بر اتصال

در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، اتصال تیر و ستون به صورت گیردار (اتصال صلب) است. طبق تعریف در اتصال گیردار، زاویه بین تیر و ستون باید ۹۰ درجه باقی بماند. در حالی که در اتصالات مفصلی، این زاویه تحت نیرو و لنگرهای اعمالی تغییر می‌نماید. یکی از مشکلات کمبود طول مهارى در سازه‌های بتنی و به خصوص در چشمه اتصال، لغزیدن میلگرد است. این اتفاق باعث خواهد شد تا زاویه بین تیر و ستون از ۹۰ درجه تغییر کند و عملاً اتصال به صورت کاملاً گیردار عمل نکند. نتیجه این امر، کم شدن ظرفیت اتصال تیر و ستون بتنی خواهد بود. واضح است که در ابتدای آزمایش در هر سه نمونه زاویه بین تیر و ستون ۹۰ درجه در بالا و پایین تیر بوده است. اما با افزایش نیروی اعمالی تغییری در این زاویه در سیکل‌های مختلف مشاهده می‌شود. انتظار می‌رود در نمونه TDN به علت کمبود در طول مهارى این

شکل ۱۹. زاویه β در نمونه‌های آزمایشگاهیFig. 21. β angle in samples

از نظر شهودی نیز، نمونه شاهد (TDN) بعد از اتمام آزمایش آسیب شدیدی در این ناحیه دیده است. این اتفاق باعث افزایش جابه‌جایی سازه در زلزله و افت مقاومت آن می‌شود (شکل ۹)؛ در صورتی که در دو نمونه دیگر آسیب به شدت کمتر است (

شکل ۲۰).

شکل ۱۹ نشان دهنده این است که زاویه بین تیر و ستون، که در اتصالات صلب باید ۹۰ درجه باشد، به علت لغزش میلگردها تغییرات شدید کرده و صلبیت اتصال کاهش می‌یابد. این اتفاق، باعث افزایش جابه‌جایی جانبی اتصال و کاهش مقاومت آن می‌شود.

نتیجه این که استفاده از الیاف بادبزنی به شدت به اتصال، در حفظ یکپارچگی و صلب ماندن آن کمک کرده و همچنین از ایجاد ترک‌های عمیق در بر اتصال جلوگیری کرده است.

شکل ۲۰. چشمه اتصال بعد از اتمام آزمایش در نمونه TDS



Fig. 22 Beam column joint after the test in TDS sample

تغییر زاویه مشهود باشد و در نمونه TNN حداقل تغییر وجود داشته باشد. در این تحقیق در هر سه نمونه، با استفاده از یک تغییر مکان سنج (LVDT) مقدار تغییر شکل نسبی تیر نسبت به ستون و سپس تغییر زاویه محاسبه شده است.

طبق شکل ۱۸، تغییر مکان سنج موجود، مقدار تغییر مکان نقطه خاصی از ستون را اندازه می‌گیرد (با توجه به حرکت همزمان تیر و ستون در بارگذاری، اگر تغییر زاویه وجود نداشته باشد، مقدار گزارش شده توسط این LVDT همواره مساوی صفر است). سپس با کمک این مقدار و محاسبات هندسی زاویه جدید به دست می‌آید:

$$\rightarrow \beta = 90 + \tan^{-1}\left(\frac{c}{a}\right) \times \frac{180}{\pi} \quad (3)$$

مطابق تصویر، مقدار زاویه α مشخص است. زاویه β هم با یافتن زاویه γ به دست می‌آید. از طرفی، طول a مشخص است و طول c توسط LVDT گزارش می‌شود. در نهایت زاویه به دست آمده از واحد رادیان، تبدیل به درجه می‌شود.

شکل ۱۸. محاسبه تغییر زاویه در بر ستون

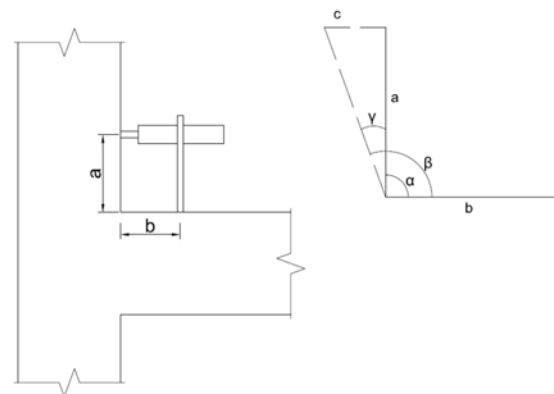


Fig. 20. Calculation of beam-column angle variation

در شکل ۱۹ پوش زاویه β که در واقع حداکثر زاویه بین تیر و ستون در هر سیکل است، نشان داده شده است. باید به این نکته دقت شود که در نمونه‌های TDS و TNN به علت تشکیل مفصل پلاستیک، به ترتیب دردریفت‌های ۵٫۹ و ۵٫۶ درصد، LVDT مربوطه جدا شده و نتیجه‌ای پس از آن گزارش نشده است.

۷- نتیجه گیری

در این مطالعه اتصالات تیر ستون بتنی خارجی (کناری)، که دچار کمبود در طول مهاری میلگردها بودند، مورد بررسی قرار گرفتند. همچنین تلاش شد با کمک الیاف FRP بادبزنی، مشکل کمبود طول مهاری میلگرد در اتصال جبران شود. اتصالات مورد بحث، با بارگذاری جانبی رفت و برگشتی، تا دریفت ۶ درصد مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از این تحقیق به شرح زیر می‌باشد:

۱- نمونه شاهد (TDN) با اعمال نیروی جانبی دچار آسیب شدید در ناحیه چشمه اتصال و ترک‌های عمیق در این ناحیه شد. تشکیل مفصل پلاستیک تا دریفت ۶ درصد مشاهده نشد. همچنین افت شدید نیرو در دریفت‌های بالا رخ داد. در طرف مقابل در نمونه‌های مهار شده (TNN) و تقویت شده (TDS)، چشمه اتصال آسیب بسیار کمتری دیده و با تشکیل مفصل پلاستیک، نیروی جانبی را مستهلک نموده‌اند. در پایان آزمایش این دو نمونه، افت مقاومت کمتر از ۱۰ درصد و عمل کرد بسیار شکل پذیر بود.

۲- مهمترین دستاورد این تحقیق اثبات اثرگذاری استفاده از الیاف FRP بادبزنی در اصلاح و بهسازی لرزه‌ای اتصالات تیر ستون بتنی با کمبود طول مهاری در میلگردهای طولی تیر بود. ۳- در صورت کمبود طول مهاری در تیر، ناحیه بر اتصال دچار ترک‌های عمیق شده و این ترک‌ها باعث افزایش جابه‌جایی جانبی و افت مقاومت سازه شد. در نمونه شاهد اولین ترک در دریفت ۰,۲۵ درصد رخ داد. با افزایش نیروی جانبی اعمالی، این ترک گسترش یافت. با تقویت نمونه، اولین ترک در دریفت ۰,۵ درصد رخ داده و گسترش ترک بسیار محدود شد.

۴- تقویت نمونه با الیاف بادبزنی مقاومت حداکثر را حدود ۵۳ درصد افزایش داد و دریفت متناظر با بار حداکثر را از حدود ۴,۸ تا ۵,۵ درصد به ۳,۵ تا ۴,۲ درصد رسید.

۵- مقاومت اتصال در دریفت ۶ درصد، در صورت تقویت با

الیاف FRP بادبزنی حدود ۷۳ درصد و در صورت مهار انتهایی میلگرد، حدود ۸۴ درصد نسبت به حالت تقویت نشده (شاهد) افزایش می‌یابد.

۶- میزان شکل‌پذیری نمونه تقویت شده نسبت به نمونه تقویت نشده (شاهد)، حدود ۳۲ درصد افزایش یافت.

۷- سختی اولیه نمونه تقویت شده و مهار شده انتهایی، تقریباً برابر است و سختی نمونه شاهد حدود ۴۵ درصد کمتر از این دو است. این تفاوت با اختلافی جزئی تا انتهای آزمایش وجود دارد.

۸- در نمونه شاهد، به علت لغزش میلگرد، زاویه بین تیر و ستون با شدت بیشتری از نمونه‌های مهار شده و تقویت شده از زاویه ۹۰ درجه تغییر می‌نماید.

۹- تقویت اتصال دچار کمبود طول مهاری با الیاف FRP بادبزنی می‌تواند مقاومت، سختی و شکل‌پذیری اعضا را به مقدار مورد انتظار در طراحی رسانده و عملکرد لرزه‌ای آن‌ها را به صورت مطلوبی بهبود دهد.

سپاس‌گزاری

بدین‌وسیله از شرکت رادیاب و آقای مهندس نجفی بابت تأمین الیاف FRP مورد نیاز از شرکت کواتوم، تقدیر و سپاس‌گزاری می‌شود.

مراجع

- [1] A. C. 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-19) and Commentary (ACI 318RM-19)," American Concrete Institute, 2019.
- [2] E. Damcia, Rasim Temura, Gebraail Bekdaşa and B. Sayinb, "Damages and causes on the structures during the October 23 , 2011 Van earthquake in Turkey," *Case Studies in Construction Materials*, vol. 3, pp. 112-131, 2015.
- [3] R. Eligehausen, V. Ciampi and V. Bertero, "Analytical model for deformed-bar bond

- prestressed by cross ties," *Engineering Structures*, 2017.
- [15] M. Adibi, M. S. Marefata, K. Karbasi Arani and H. Zare, "External retrofit of beam-column joints in old fashioned RC structures," *Earthquakes and Structures*, vol. 12, pp. 237-250, 2017.
- [16] D.-Y. Yoo and H.-O. Shin, "Bond performance of steel rebar embedded in 80–180 MPa ultra-high-strength concrete," *Cement and Concrete Composites*, 2018.
- [17] M. Adibi, J. Shafaei and F. Aliakbari, "Experimental evaluation of external beam-column joints reinforced by deformed and plain bar," *Earthquakes and Structures*, vol. 18, pp. 113-127, 2020.
- [18] H. C. Biscaia and S. Soares, "Adherence prediction between ribbed steel rebars and concrete: A new perspective and comparison with codes," *Structures*, 2020.
- [19] A. C. 408, "ACI 408R-03 , Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension," 2003.
- [20] Q. uk, "QUANTOM® FRP (Carbon Fibers,...)," Quantom, 2021. [Online]. Available: www.radyab.co.
- [21] "ASTM D3039/D3039M, Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials," ASTM International, Conshohocken, PA, 2014.
- [22] A. C. 374, Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary ,ACI 374.1-05, 2005.
- [23] American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings, 2017.
- under generalized excitations," *Transactions of IABSE Colloquium on Advanced Mechanics of Reinforced Concrete*, 1981.
- [4] R. Elingeausen, E. Popov and V. Bertero, "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations," Earthquake engineering research center , Report No. UCB/EERC-83/23, 1983.
- [5] C. E. -. I. D. Beton, CEB - FIP model code, 1990.
- [6] Alsiwat and Saatcioglu, "Reinforcement anchorage slip under monotonic loading," *Struct. Eng.*, vol. 118, 1992.
- [7] R. H. Scott, "Intrinsic Mechanisms in Reinforced Concrete Beam-Column Connection Behavior," *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, Vols. May-June, pp. 1-11, 1996.
- [8] Parvin and Granata, "Investigation on the effects of fiber composites at concrete joints," *Composites: Part B*, pp. 499-509, 2000.
- [9] C. P. PANTELIDES, C. CLYDE and L. D. REAVELEY, "REHABILITATION OF R/C BUILDING JOINTS WITH FRP COMPOSITES," *12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*, 2002.
- [10] Antonopoulos and Triantafillou, "Experimental Investigation of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints," *JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION*, pp. 39-49, 2003.
- [11] M. Haskett, D. John Oehlers and M. Ali, "Local and global bond characteristics of steel reinforcing bars," *Engineering Structures*, no. 30, pp. 376-383, 2008.
- [12] I. F. f. S. Concrete, fib Model Code for Concrete Structures, Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur, 2010.
- [13] M. T. D. Risi, P. Ricci, G. M. Verderame and G. Manfredi, "Experimental assessment of unreinforced exterior beam-column joints with deformed bars," *Engineering Structures*, vol. 112, p. 215–232, 2016.
- [14] M. Adibi, M. S. Marefat, A. Esmaeily, K. K. Arani and A. Esmaeily, "Seismic retrofit of external concrete beam-column joints reinforced by plain bars using steel angles

Retrofitting of the existing external RC beam-column joints with insufficient development length of longitudinal rebars by anchor dowel FRP composites

F. Farahbod^{1*}, A. Shahrabi Farahani²

1. Assistant Professor of structural engineering, Road, Housing and Urban development research center (BHRC)

2. Ph.D. Student of earthquake engineering, Road, Housing and Urban development Research center (BHRC)

* f.farahbod@bhrc.ac.ir

Abstract

Beam-column joints are one of the most important members of the concrete structures that are responsible for transferring existing loads. These joints require compliance with the criteria such as the development length of the beam and column rebar for proper operation. The lack of sufficient development length reduces the structure's capacity and increases its deformation. This study tested three full-scale specimens of exterior reinforced concrete beam-column joints under cyclic lateral loads. Specimens included a control sample with an insufficient development length of the longitudinal beam rebar at the joint to the column, the second sample with a sufficient development length through end mechanical anchorage, and the last one with an insufficient development length strengthened with FRP fan anchors to improve the beam-column connection. To install the FRP composite anchors, the column must first be drilled, and then the FRP fans pass through the holes in the column and attach to the concrete surface behind the column with a suitable adhesive. In all specimens, lateral load-displacement hysteresis diagrams, failure modes, ductility coefficient, and stiffness were extracted and compared. This study showed that the lack of sufficient development length leads to severe damage in the joint and the plastic hinge is not formed, and shear cracks occur in the joint. However, in the sample with end anchorage and strengthened with FRP fans, improvement of seismic performance, formation of plastic hinge in the beam, and the lack of development length compensation are observed. The pinching effect in the hysteresis diagram of the control specimen is noticed, and the maximum load capacity is much less than the others. End anchorage of the rebar and strengthening of the specimen with FRP increases the lateral bearing capacity of the joint by 53% compared to the control specimen; also, the residual capacity increases by about 84% and 73%, respectively, at the end of the test (corresponding to 6% drift). The ductility of the sample with end anchorage and the sample strengthened with FRP fan anchor is 34% and 19% higher than the control specimen, respectively. Insufficient development length also reduces the stiffness of the control beam-column joint by up to 45% compared to the anchored and retrofitted specimen. Another result of insufficient development length of rebar of the beam is the angle between beam and column. In the fixed connections, this angle should remain constant, while in the control specimen, this angle changes dramatically. This angle varies much less by retrofitting the connection with the FRP fan or end anchorage of the rebar. Finally, the results of three tested samples showed that strengthening the connection with the FRP fan anchor can effectively eliminate the lack of development length of rebar in the beams and increase the load capacity, stiffness, and ductility of the connection.

Keyword: Development length, FRP fan anchor, rebars end anchorage, bonding strength, seismic strengthening, exterior beam-column joint.