مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۴)
دوره‌ی ۲ - ۳۱، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۴۱-۵۰

Original Article

بررسی تجربی اثر تعبیه‌ی شیارهای سطحی در شکل‌پذیری اتصالات بتنی ضعیف تقویت‌شده با ورق‌های کامپوزیت FRP

علیرضا ستاری‌فرد (کارشناس ارشد)
محمدکاظم شربتدار* (دانشیار)
احمد دالوند (دانشجوی دکتری)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

در این مطالعه، یک بررسی تجربی بر روی مقاوم‌سازی اتصالات بتنی با استفاده از ورق‌های FRP انجام شده است. نوآوری به‌کاررفته در این مطالعه، استفاده از شیارهای سطحی در چشمه‌ی اتصال و ناحیه‌ی شکل‌پذیر تیر به منظور افزایش چسبندگی بین ورق‌های FRP و سطح بتن و جلوگیری از پدیده‌ی جداشدگی این ورق‌هاست. به همین منظور، ۴ اتصال بتنی ساخته و تحت بارگذاری چرخه‌یی آزمایش شدند. دو اتصال به‌عنوان نمونه‌های مرجع، یکی نمونه‌ی ضعیف و دیگری نمونه‌ی استاندارد، ساخته و دو اتصال باقی‌مانده به وسیله‌ی ورق‌های FRP مقاوم‌سازی شدند. مطابق نتایج به‌دست‌آمده ملاحظه شد نمونه‌های تقویت‌شده، ظرفیت باربری و شکل‌پذیری مطلوبی معادل نمونه‌ی استاندارد به‌دست آوردند. همچنین شیوه‌ی شیارزنی به‌کاررفته در یکی از نمونه‌ها جهت نصب ورق‌های تقویتی، از جداشدگی ورق‌ها پیش از رسیدن به ظرفیت باربری نهایی آن‌ها جلوگیری کرد.

واژگان کلیدی: اتصال بتن‌آرمه، ورق‌های FRP، مقاوم‌سازی، ظرفیت باربری، شیارزنی.

ar-sattari@outlook.com
msharbatdar@semnan.ac.ir
ahmad.dalvand@gmail.com

۱. مقدمه

برای تأمین شکل‌پذیری کافی اعضاء و نیز اتصالات بتنی در برابر بارهای وارده، ضوابط ویژه‌یی در آئین‌نامه‌های مختلف وارد شده است، که رعایت آن‌ها در ساخت سازه‌های بتن‌آرمه ضروری است. خاموت‌گذاری فشرده در ناحیه‌ی بحرانی تیر به منظور شکل‌پذیرکردن آن از الزامات آئین‌نامه‌یی است. رعایت خاموت‌گذاری فشرده‌ی ناحیه‌ی بحرانی ستون در داخل چشمه‌ی اتصال به منظور افزایش شکل‌پذیری اتصالات، از ضوابط مهم آئین‌نامه در اجرای سازه‌های بتنی است.[۱و۲] در بسیاری از ساختمان‌های بتن‌آرمه که در نیم قرن اخیر در دنیا ساخته شده‌اند، ضوابط لرزه‌یی و شکل‌پذیری رعایت نشده است. در زلزله‌های اخیر مانند زلزله‌ی کوکیلی (ترکیه) و چی - چی (تایوان) در سال ۱۹۹۹، عدم رعایت خاموت‌گذاری ویژه در نواحی بحرانی تیر و ستون و نیز در چشمه‌ی اتصال، موجب بروز شکست‌های برشی در این نواحی شده است. عدم خاموت‌گذاری ویژه در این نواحی، موجب کاهش محصورشدگی بتن می‌شود و در نتیجه، شکل‌پذیری سازه کاهش می‌یابد. همچنین بیشتر خسارات مشاهده‌شده در چشمه‌ی اتصال، ناشی از عدم خاموت‌گذاری و یا ناکافی‌بودن خاموت‌های ستون در چشمه‌ی اتصال است. این نقیصه‌ی خاموت‌گذاری موجب ایجاد مفصل خمیری برشی در چشمه‌ی اتصال می‌شود. بنابراین مقاوم‌سازی ساختمان‌ها برای جلوگیری از آسیب‌های احتمالی هنگام زلزله امری ضروری به‌نظر می‌رسد.[۳و۴] آسیب‌دیدگی ناشی از زلزله در برخی از ساختمان‌های بتنی به گونه‌یی است که بازسازی دوباره‌ی سازه بسیار پرهزینه است. لذا با استفاده از روش‌های مقاوم‌سازی می‌توان سازه را با هزینه‌یی به مراتب کمتر، در برابر بارهای وارده ایمن کرد. یکی از اولین و رایج‌ترین راه‌حل‌ها برای بهسازی قاب‌های بتنی، محبوس‌کردن ستون و ناحیه‌ی اتصال موجود در بتنی جدید همراه با میلگردهای طولی و عرضی است.[۵] از دیگر روش‌های تعمیر اتصالات بتنی آسیب‌دیده، تخلیه‌ی هسته‌ی بتن اتصال و تیر و ستون متصل به آن و جایگزینی آن‌ها با ملات مقاومت بالای بدون انقباض (۷۰ مگاپاسکال) است.[۶] همچنین مطالعاتی درخصوص استفاده از بتن‌های توانمند (HPFRCC)[۱] در مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی صورت گرفته است.[۷و۸] یکی دیگر از روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی، تزریق تحت فشار اپوکسی است.[۹] در دهه‌ی ۱۹۸۰ و اوایل دهه‌ی ۱۹۹۰، ژاکت‌های فولادی جهت تقویت اتصالات به‌کارگرفته می‌شدند. روش‌های بهسازی به‌صورت چسباندن ورق‌های فولادی به‌صورت خارجی به اعضاء بتنی به دلیل ابعاد کم و سرعت بالای نصب، مقبولیت زیادی دارد.[۱۰و۱۱] در اواخر دهه‌ی ۱۹۹۰ و در سال‌های اخیر، از کامپوزیت‌های پلیمری مسلح‌شده با الیاف (FRP)[۲] برای بهسازی لرزه‌یی اتصالات

---

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۱۰/۱۱، اصلاحیه ۱۳۹۲/۳/۸، پذیرش ۱۳۹۲/۴/۲۶.

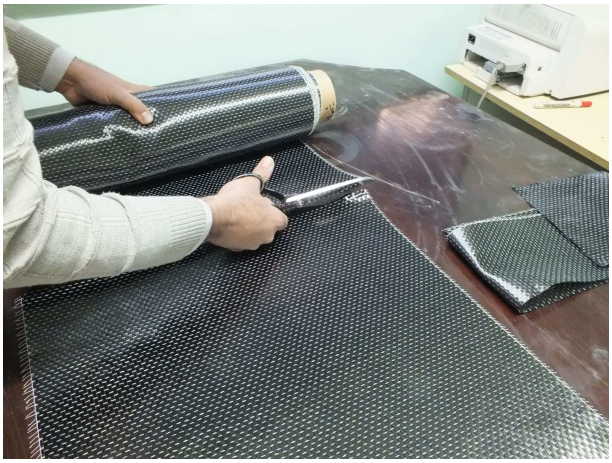
استفاده شده است.[۱۲و۱۳] پژوهش‌های بسیاری در زمینه‌ی مقاوم‌سازی خمشی و نیز مقاوم‌سازی برشی اتصالات بتن‌آرمه با ورق‌های FRP انجام شده است، که در آن‌ها ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و پارامترهای دیگر در اتصالات مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.[۱۴-۱۷] استفاده از میلگردهای الیاف کربن (CFRP)[۳] و شیوه‌ی کاشت میلگرد در سطح (NSM)[۴] نیز از روش‌های جدید در مقاوم‌سازی اعضاء بتنی هستند.[۱۸] استفاده از ورق‌های FRP به‌صورت دورپیچ، به منظور مقاوم‌سازی تیرها و ستون‌ها، معمولاً با مشکلات اجرایی همراه است. به دلیل سخت‌بودن استفاده از ورق‌های FRP به‌صورت دورپیچ، معمولاً این ورق‌ها در یک یا چند وجه از عضو بتنی به‌طور موضعی نصب می‌شوند. به‌منظور نصب ورق‌ها در این حالت، از شیوه‌ی رایج آماده‌سازی سطحی معمولی جهت آماده‌ساختن سطح عضو بتنی استفاده می‌شود.[۱۹و۲۰] در صورت استفاده از این روش برای اتصال ورق‌های FRP به عضو بتنی، احتمال جداشدگی زودهنگام ورق‌ها از سطح بتن پیش از رسیدن به ظرفیت باربری نهایی آن‌ها زیاد است.[۲۱و۲۲] شیارزنی سطح بتن از روش‌های جدید آماده‌سازی سطح است. در روش شیارزنی پیش از نصب ورق‌های تقویتی، شیارهایی بر روی سطح بتن ایجاد می‌شود تا چسبندگی ورق‌های تقویتی با سطح عضو بتنی بیشتر شود.[۲۳] در این مطالعه، شیوه‌ی جدید شیارزنی جهت نصب ورق‌های تقویتی و نیز میزان تأثیر فاصله‌ی خاموت‌ها در چشمه‌ی اتصال و نواحی بحرانی تیر و ستون، و در نحوه‌ی شکست و رفتار اتصالات بررسی شده است. همچنین دو روش مقاوم‌سازی با ورق‌های FRP برای تقویت اتصالات ضعیف و نیز تأثیر آن‌ها در وضعیت شکست برشی، شکل‌پذیری اتصال و کاهش آسیب‌های ناحیه‌ی اتصال بررسی شده است.

۲. برنامه‌ی آزمایشگاهی

در این نوشتار، ۴ اتصال تیر ـ ستون خارجی بتن‌آرمه طراحی، ساخته و تحت بار چرخه‌یی تا ظرفیت باربری نهایی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. دو نمونه‌ی اول به‌عنوان نمونه‌های مرجع و دو نمونه‌ی دیگر نیز به عنوان نمونه‌های تقویت‌شده با ورق‌های FRP در نظرگرفته شده‌اند. به منظور نصب ورق‌های FRP، در نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی اول از شیوه‌ی آماده‌سازی سطحی معمولی و در نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی دوم از شیوه‌ی شیارزنی سطح بتن استفاده شده است. رفتار چرخه‌یی این ۴ اتصال بررسی و پارامترهای مقاومتی مهمی همچون: ظرفیت باربری، شکل‌پذیری، کاهش سختی، و جذب انرژی در آن‌ها ارزیابی شده‌اند.

۱.۲. خصوصیات مصالح

در بتن‌ریزی کلیه‌ی نمونه‌ها از سیمان پرتلند تیپ II استفاده شده است. مقاومت استوانه‌یی استاندارد ۷ روزه‌ی بتن به‌کاررفته در اتصالات ۲۳ مگاپاسکال و مقاومت استوانه‌یی استاندارد ۲۸ روزه، ۳۱ مگاپاسکال بوده و در نمونه‌های آزمایشگاهی از سنگ‌دانه‌هایی با بُعد بیشینه‌ی ۱۰ میلی‌متر استفاده شده است. میلگردهای طولی ستون، دارای مقاومت تسلیم ۵۱۰ مگاپاسکال و مقاومت نهایی ۵۸۸ مگاپاسکال و میلگردهای طولی تیر نیز دارای مقاومت تسلیم ۴۴۴ مگاپاسکال و مقاومت نهایی ۶۷۷ مگاپاسکال بوده است. خاموت‌های فلزی نیز دارای مقاومت تسلیم ۳۹۸ مگاپاسکال و مقاومت نهایی ۵۸۶ مگاپاسکال بود. الیاف به‌کاررفته در تقویت اتصالات از نوع الیاف کربنی (CFRP) بوده که نمونه‌یی از آن در شکل ۱ و مشخصات مکانیکی‌اش



شکل ۱. الیاف CFRP به کار برده‌شده در تقویت اتصالات.

در جدول ۱ ارائه شده است. این الیاف به‌صورت صفحه‌ی بافته شده بود که بعد از محاسبه‌ی سطح مقطع مورد نیاز، از قطعه‌ی اصلی بریده شدند.

۲.۲. مشخصات نمونه‌ها

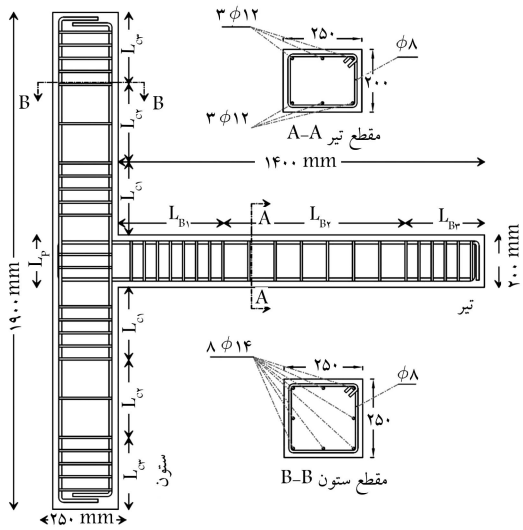
از ۴ اتصال ساخته‌شده در این کار آزمایشگاهی، در نمونه‌ی اول ضوابط شکل‌پذیری متوسط در مورد خاموت‌گذاری فشرده در ناحیه‌ی بحرانی تیر و ستون و چشمه‌ی اتصال رعایت شده و در ۳ نمونه‌ی دیگر این ضوابط رعایت نشده است. نمونه‌ی اول به‌عنوان مرجع استاندارد (SR) و یکی از ۳ نمونه‌ی (ضعیف) دیگر به‌عنوان نمونه‌ی مرجع ضعیف (WR) در نظرگرفته شده‌اند. دو نمونه‌ی ضعیف دیگر (RW۱ و RW۲) نیز با دو الگوی مقاوم‌سازی توسط ورق‌های FRP تقویت شده‌اند. در نمونه‌ی RW۱ از شیوه‌ی معمول آماده‌سازی سطحی جهت نصب ورق‌های FRP استفاده و در نمونه‌ی RW۲ از شیوه‌ی شیارزنی در نصب ورق‌ها استفاده شده است. اتصالات با مقیاس ۱:۲ ساخته شده و ابعاد کلیه‌ی نمونه‌ها یکسان است. طول ستون اتصالات ۱۹۰۰ میلی‌متر و ابعاد مقطع آن ۲۵۰ × ۲۵۰ میلی‌متر است. طول تیر اتصالات ۱۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع مقطع آن ۲۰۰ و عرض ۲۵۰ میلی‌متر است. ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌ها در شکل ۲ و جدول ۲ نشان داده شده است. مطابق شکل ۲، ستون اتصالات، ۸Φ۱۴ آرماتور طولی دارد. در بالا و پایین تیر نیز ۳Φ۱۲ به عنوان آرماتور کششی استفاده شده است. در نمونه‌ی SR و در ناحیه‌ی شکل‌پذیر تیر به طول ۴۰۰ میلی‌متر، خاموت‌ها به فاصله‌ی ۵۰ میلی‌متر و در خارج از ناحیه‌ی شکل‌پذیر به فاصله‌ی ۱۰۰ میلی‌متر هستند. خاموت‌های تیر در نمونه‌های WR، RW۱ و RW۲ در کل طول تیر، فاصله‌ی ۱۰۰ میلی‌متر دارند. در نمونه‌ی SR و در ناحیه‌ی شکل‌پذیر ستون، خاموت‌ها فاصله‌ی ۵۰ میلی‌متر و در خارج از ناحیه‌ی شکل‌پذیر فاصله‌ی ۱۵۰ میلی‌متر دارند. خاموت‌های ستون در نمونه‌های WR، RW۱ و RW۲ در کل طول ستون، فاصله‌ی ۱۵۰ میلی‌متر دارند. در نمونه‌ی SR ضابطه‌ی خاموت‌گذاری فشرده در ناحیه‌ی بحرانی ستون، در چشمه‌ی اتصال نیز اجرا شده است، در حالی که در ۳ نمونه‌ی دیگر این ضابطه رعایت نشده است.

۳.۲. آماده‌سازی سطح و شیارزنی

در نمونه‌ی RW۱ جهت نصب ورق‌های FRP، ابتدا سطح بتن کاملاً صاف و تمیز شده است. سپس یک لایه‌ی چسب بر روی سطح عضو بتنی ایجاد شده است،

جدول ۱. خصوصیات مصالح FRP.

نام محصول	نوع الیاف	مقاومت کششی (مگاپاسکال)	مدول کشسانی (گیگاپاسکال)	کرنش نهایی (درصد)	ضخامت الیاف (میلی‌متر)
YC-N۲۰۰	کربن مقاومت بالا	۳۵۵۰	۲۳۵	۱	۰/۱۱

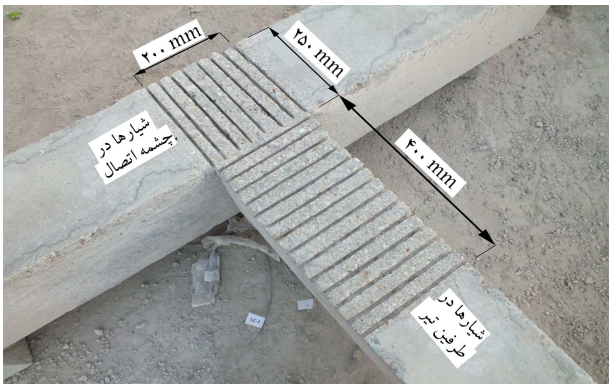


شکل ۲. جزئیات نمونه‌ها.

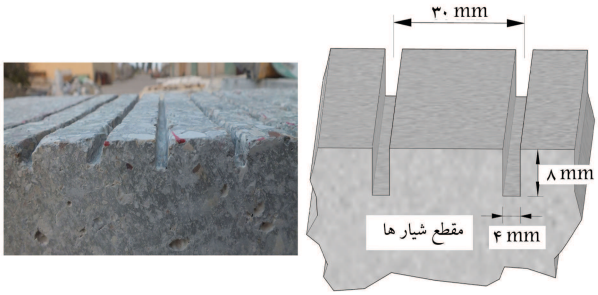
جدول ۲. طول قسمت‌های مختلف اتصال.

		$L_{B۱}$	$L_{B۲}$	$L_{B۳}$	$L_{C۱}$	$L_{C۲}$	$L_{C۳}$
طول (میلی‌متر)		۴۰۰	۷۰۰	۳۰۰	۲۷۵	۳۰۰	۲۷۵
فاصله‌ی خاموت‌ها (mm)	SR	۵۰	۱۰۰	۵۰	۵۰	۱۵۰	۵۰
	WR، RW۱، RW۲	۱۰۰	۱۰۰	۵۰	۱۵۰	۱۵۰	۵۰

تا خلل و فرج موجود در سطح پُر و سطحی کاملاً صاف و یکنواخت جهت نصب ورق‌ها حاصل شود. اما در شیوه‌ی شیارزنی که در نمونه‌ی RW۲ جهت نصب ورق‌های FRP به‌کار برده شده است، قبل از ایجاد لایه‌ی چسب اولیه، شیارهایی با ابعاد معین بر روی سطح بتن ایجاد می‌شوند. سپس این شیارها توسط یک لایه چسب اولیه پر می‌شود تا سطحی کاملاً صاف و یکنواخت جهت نصب ورق‌های تقویتی حاصل شود. ایجاد این شیارها موجب افزایش سطح تماس چسب با بتن می‌شود و در نتیجه مقاومت چسبندگی ورق‌های FRP با سطح بتن بیشتر می‌شود. چسباندن ورق‌های FRP با استفاده از روش شیارزنی موجب می‌شود تا ورق‌ها قبل از پارگی، دچار جداشدگی زودهنگام از سطح بتن نشوند. در استفاده از این روش در صورتی که نواحی انتهایی ورق‌های تقویتی توسط شیارها مهار شوند، می‌توان از بروز پدیده‌ی جداشدگی ورق‌ها جلوگیری کرد.[۲۳] جهت شیارها موازی با جهت الیاف ورق‌ها انتخاب شده است، تا چسبندگی و مقاومت پیوستگی الیاف با بتن بیشتر شود. زیرا این حالت، موجب هم جهت‌شدن انتقال تنش‌ها بین شیارها و الیاف می‌شود و توزیع تنش‌های بهتری را بین شیارها، چسب و الیاف ایجاد می‌کند. ابعاد، جهت و موقعیت قرارگیری شیارها در اتصال در شکل ۳ نشان داده شده‌اند. مطابق این شکل، شیارها در دو طرف تیر به‌صورت عمودی و با زاویه‌ی ۹۰ درجه و در



شکل ۳. الگوی شیارزنی سطح بتن در نمونه‌ی RW۲.



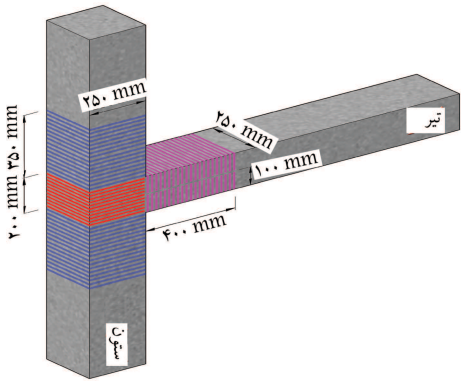
الف) مقطع شماتیک؛ ب) مقطع واقعی.

شکل ۴. مقطع شیارهای ایجادشده بر روی سطح نمونه‌ی RW۲.

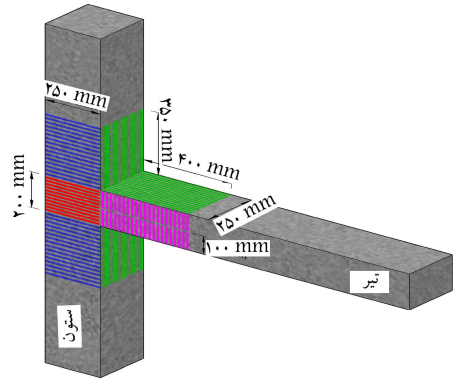
دو طرف چشمه‌ی اتصال به‌صورت افقی ایجاد شده‌اند. این شیارها در طول ۴۰۰ میلی‌متر از ناحیه‌ی بحرانی تیر ایجاد شده‌اند. همان‌طور که در شکل ۴ نشان داده شده است، عرض هر شیار ۴ میلی‌متر و عمق آن ۸ میلی‌متر است. فاصله‌ی مرکز تا مرکز شیارها از یکدیگر ۳۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

۴.۲. مقاوم‌سازی نمونه‌های ضعیف

نمونه‌های ضعیف RW۱ و RW۲، قبل از بارگذاری طبق ضوابط آیین‌نامه‌ی ACI-۴۴۰ با دو الگوی مقاوم‌سازی با ورق‌های FRP تقویت شده‌اند.[۲۴و۲۵] در شکل ۵، الگوی تقویت تیر و چشمه‌ی اتصال در نمونه‌ی RW۱ نشان داده شده است. مطابق این شکل، به منظور تقویت برشی و ایجاد محصورکنندگی در چشمه‌ی اتصال، از یک ورق U شکل، که جهت الیاف آن به‌صورت افقی و موازی با محور تیر است، استفاده شده است. به منظور تقویت برشی و محصورکنندگی ناحیه‌ی بتن فشاری در تیر، از دو ورق U شکل در بالا و پایین تیر، که جهت الیاف آن عمود بر محور تیر است، استفاده شده است. به علت دسترسی آسان به ستون، در بالا و پایین چشمه‌ی اتصال و به منظور ایجاد محصورشدگی بیشتر برای ستون و کاهش دوران ناحیه‌ی اتصال، از یک لایه‌ی دورپیچ ستون در این نواحی استفاده شده است. طول این دورپیچ برابر محیط مقطع ستون به علاوه‌ی ۱۰۰ میلی‌متر برای هم‌پوشانی



شکل ۵. الگوی تقویت برشی تیر و چشمه‌ی اتصال در نمونه‌ی RW۱.

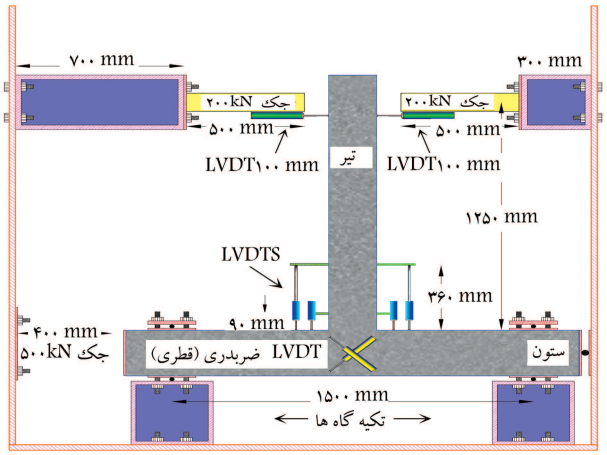


شکل ۶. الگوی تقویت برشی تیر و چشمه‌ی اتصال و تقویت خمشی تیر در نمونه‌ی RW۲.

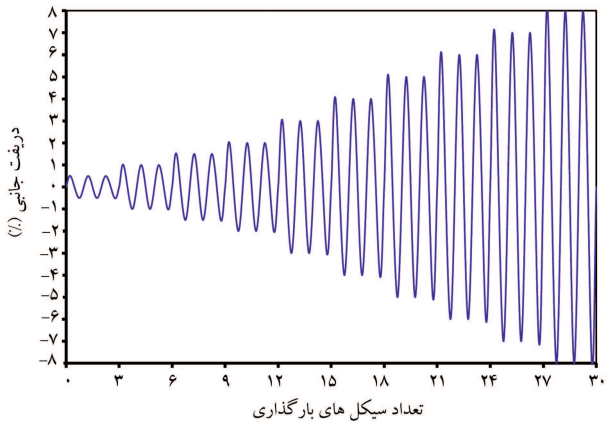
دو انتهای ورق است. در مقاوم‌سازی نمونه‌ی RW۲، علاوه بر الگوی مقاوم‌سازی نمونه‌ی RW۱، از تقویت خمشی تیر نیز استفاده شده است. در شکل ۶، الگوی تقویت در نمونه‌ی RW۲ همراه با ابعاد مربوط نشان داده شده است. در مقاوم‌سازی این نمونه از دو ورق L شکل روی سطوح بالا و پایین تیر در کنج اتصال استفاده شده است، که جهت الیاف آن موازی محور تیر است. این ورق‌ها بعد از اجرای الگوی مقاوم‌سازی نمونه‌ی RW۱ در نمونه‌ی RW۲، بر روی اتصال نصب شدند. نصب ورق‌ها به نحوی بود که یک ضلع ورق L شکل بر روی سطح رویی و یا زیرین تیر و ضلع دیگر آن بر روی ستون قرار گرفت. همچنین در نمونه‌ی RW۲ پیش از نصب ورق‌های تقویتی، از شیوه‌ی شیارزنی جهت آماده‌سازی سطح بتن استفاده شده است. این تذکر لازم است که در تمام موارد از یک لایه‌ی ورق FRP جهت تقویت استفاده شده است.

۵.۲. تنظیم نمونه‌ها برای آزمایش

در شکل ۷، جزئیات سیستم بارگذاری[5] برای آزمایش اتصالات نشان داده شده است. به منظور تعیین کرنش چشمه‌ی اتصال و دوران تیر، تغییرمکان‌سنج‌هایی (LVDTs)[6] مطابق شکل ۷، در محل‌های نشان داده‌شده نصب و از دو عدد LVDT به منظور اندازه‌گیری تغییرمکان بالای تیر استفاده شده است. از دو جک ۲۰۰ کیلونیوتن، که به‌صورت افقی در انتهای تیر قرار دارند، به منظور اعمال بار چرخه‌یی به اتصال استفاده شده است. جهت اعمال بار محوری به ستون، یک جک ۵۰۰ کیلونیوتن در انتهای ستون در محل تکیه‌گاه غلطکی نصب و انتهای دیگر ستون به تکیه‌گاه مفصلی متصل شده است. در طول آزمایش، نیروی محوری ثابت ۳۵۰ کیلونیوتن



شکل ۷. جزئیات سیستم بارگذاری.



شکل ۸. تاریخچه‌ی بارگذاری اعمالی.

به ستون اعمال شده که این مقدار ۲۰٪ ظرفیت باربری محوری اسمی ستون است و از رابطه‌ی ۱ محاسبه شده است:

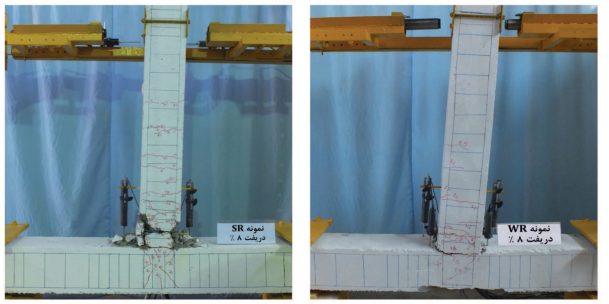
$$P_\circ = ۰/۸۵ f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \qquad (۱)$$

که در آن، A_g سطح مقطع ناخالص مقطع ستون و A_{st} سطح مقطع کل فولادهای ستون است. فاصله‌ی محل اعمال نیروی افقی به انتهای تیر، تا بر ستون ۱۲۵۰ میلی‌متر است. پارامتر تغییرمکان نسبی از حاصل تقسیم تغییرمکان افقی تیر در محل اعمال بار و فاصله‌ی محل اعمال بار تا کنار ستون به‌دست می‌آید. نیروی افقی اعمالی به تیر به‌صورت کنترل تغییرمکان با سه چرخه‌ی بارگذاری در هر تغییرمکان نسبی است، که از تغییرمکان نسبی ۰/۵٪ با تغییرمکان نظیر ۶/۲۵ میلی‌متر آغاز شده است تا ترک‌های کشسان خمشی نمایان شوند. تاریخچه‌ی بارگذاری چرخه‌یی افزایشی در شکل ۸ نشان داده شده است، که مطابق آن بارگذاری تا تغییرمکان نسبی ۸٪ و تغییرمکان نظیر ۱۰۰ میلی‌متر ادامه پیدا کرده است.

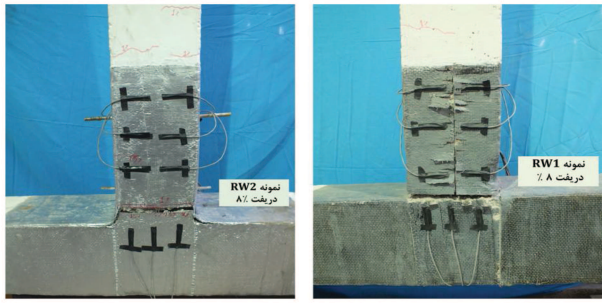
۳. نتایج آزمایشگاهی

۱.۳. مشاهدات حاصل از آزمایش

مطابق شکل ۹، شکل گسیختگی در نمونه‌ی WR به‌صورت ترک‌های خمشی عمیق تیر در محل اتصال تیر به ستون است. در شکل ۱۰، ترک‌های عمیق برشی

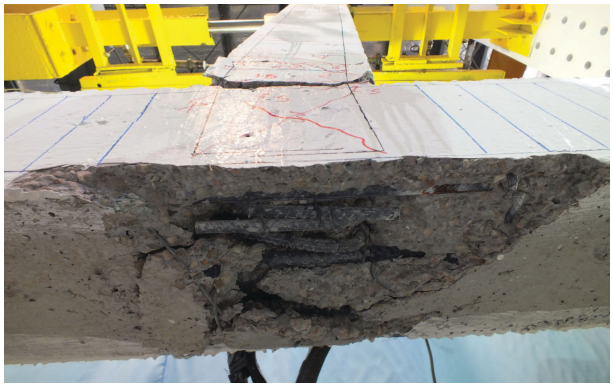


الف) نمونه WR؛ ب) نمونه SR؛



ج) نمونه RW۱؛ د) نمونه RW۲.

شکل ۹. وضعیت اتصالات در انتهای بارگذاری در تغییرمکان نسبی ۸٪.

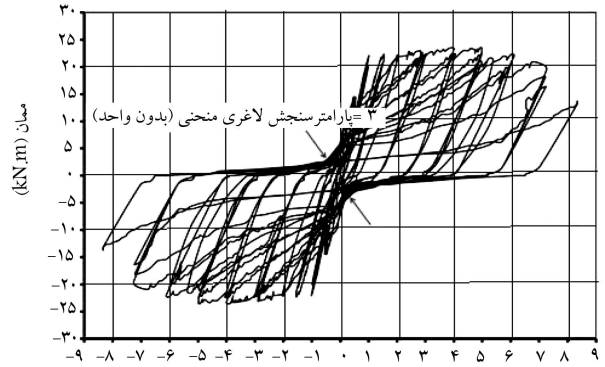


شکل ۱۰. آسیب‌دیدگی چشمه‌ی اتصال در نمونه‌ی WR.

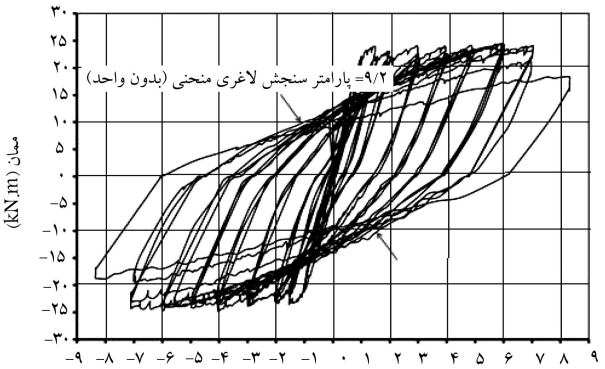
ضربه‌ی‌شکل و انهدام بتن در چشمه‌ی اتصال مشاهده می‌شوند. در اتصال SR، شکل گسیختگی به‌صورت تشکیل مفصل خمیری خمشی و ترک‌های ۴۵ درجه‌ی برشی در ناحیه‌ی شکل‌پذیر تیر است. این ترک‌های برشی و خمشی ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال را در بر نمی‌گیرند. در نمونه‌ی RW۱ انهدام به‌صورت رخ‌دادن ترک‌های خمشی در تیر در محل اتصال آن به ستون است. در نمونه‌ی RW۲ انهدام به‌صورت ایجاد ترک خمشی در تیر در مقطعی به فاصله‌ی ۵۰ میلی‌متر از ستون است. در ضمن در این نمونه، پارگی در ورق تقویت خمشی تیر مشاهده شده است.

۲.۳. رفتار ممان ـ تغییرمکان

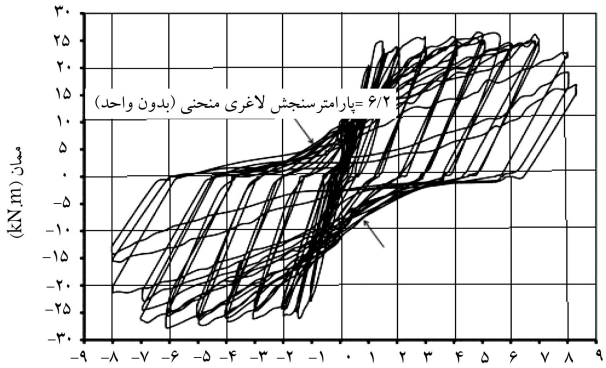
در شکل ۱۱، منحنی هیسترزیس ممان ـ تغییرمکان نسبی برای کلیه‌ی اتصالات نشان داده شده است. مطابق این منحنی‌ها، هر ۴ اتصال تا انتهای آزمایش رفتار پایداری از خود نشان داده‌اند. برای مقایسه‌ی جمع‌شدگی منحنی هیسترزیس ممان ـ تغییرمکان نسبی اتصالات، عرض این منحنی در مبدأ مختصات به‌صورت یک پارامتر بدون واحد اندازه‌گیری شده است. اتصال SR نسبت به اتصال WR، منحنی چاق‌تری



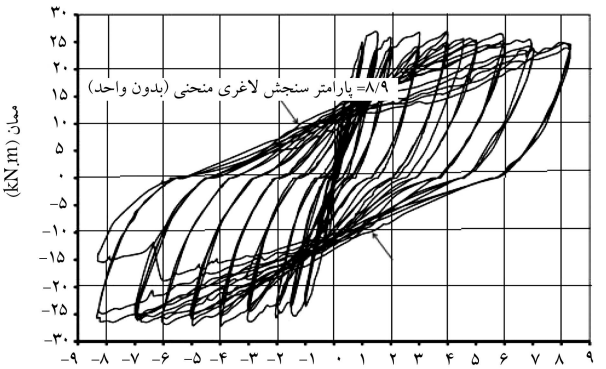
الف) نمونه WR؛



ب) نمونه SR؛



ج) نمونه RW۱؛

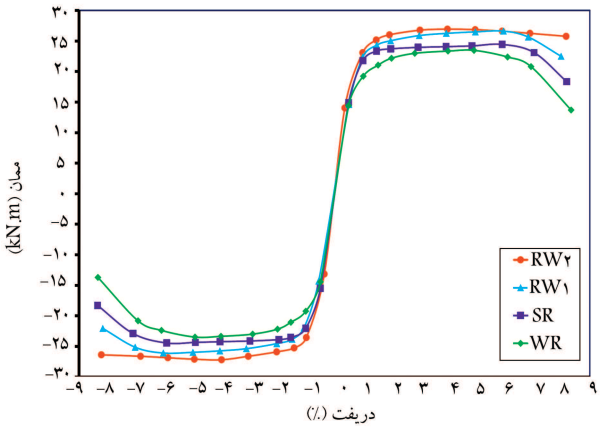


د) نمونه RW۲.

شکل ۱۱. منحنی هیسترزیس ممان ـ تغییرمکان نسبی اتصالات.

جدول ۳. مقادیر ممان حاصل از منحنی ممان ـ تغییرمکان نسبی اتصالات.

نام اتصال	M_y (kN.m)	$M_{\max}$ (kN.m)	M_u (kN.m)	$\frac{M_{collapse}}{M_{\max}}$	تغییرات نسبت به نمونه‌ی مرجع WR (درصد)		تغییرات نسبت به نمونه‌ی مرجع SR (درصد)	
					$M_{\max}$	M_u	$M_{\max}$	M_u
WR	۱۳٫۸۵	۲۳٫۳۵	۱۳٫۸۱	۰٫۶	—	—	−۵٫۲	−۲۴٫۶
SR	۱۹٫۷۲	۲۴٫۶۲	۱۸٫۳۳	۰٫۷۴	۵٫۴	۳۲٫۷	—	—
RW۱	۲٫۴۹	۲۶٫۳۸	۲۲٫۲۶	۰٫۸۴	۱۳	۶۱٫۲	۷٫۱	۲۱٫۵
RW۲	۲۳٫۲۹	۲۷٫۱	۲۶٫۰۸	۰٫۹۶	۱۶٫۱	۸۸٫۸	۱۰٫۱	۴۲٫۳



شکل ۱۲. پوش منحنی ممان ـ -تغییرمکان نسبی اتصالات.

دارد. دو اتصال مقاوم‌سازی‌شده (RW۱ و RW۲) نیز منحنی‌های هیسترزیس تقریباً چاقی دارند. پوش منحنی ممان ـ تغییرمکان نسبی کلیه‌ی اتصالات در شکل ۱۲ نشان داده شده است، که مطابق آن بیشینه‌ی ممان تحمل‌شده توسط اتصالات WR، SR، RW۱ و RW۲ به ترتیب ۲۳٫۴، ۲۴٫۶، ۲۶٫۴ و ۲۷٫۱ کیلونیوتن متر است. ممان بیشینه در نمونه‌ی SR، ۵٫۴٪ نسبت به نمونه‌ی WR بیشتر است. ممان بیشینه‌ی اتصالات RW۱ و RW۲ نسبت به اتصال WR به ترتیب ۱۳ و ۱۶٫۱ درصد افزایش نشان می‌دهند. بیشینه‌ی ممان تحمل‌شده توسط نمونه‌ی RW۲ نسبت به نمونه‌ی SR، ۱۰٫۱٪ افزایش نشان می‌دهد. مطابق با جدول ۳ و بر اساس کرنش‌های ثبت‌شده از آرماتورهای طولی، اولین تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر در اتصال WR، در ممان ۱۳٫۹ کیلونیوتن متر رخ داده است، که نسبت به اتصال SR، ۳۰٪ کمتر است. همچنین در نمونه‌های RW۱ و RW۲ ممانی که در آن اولین تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر رخ داده است، به ترتیب ۲۰٫۵ و ۲۳٫۳ کیلونیوتن متر است. تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر در نمونه‌ی WR، در ممان کمتری نسبت به سایر نمونه‌ها رخ داده است. مطابق با جدول ۳، ممان نهایی (Mu) متناظر با تغییرمکان بیشینه‌ی اتصال قبل از انهدام، برای نمونه‌های WR، SR، RW۱ و RW۲ به ترتیب ۱۳٫۸، ۱۸٫۳، ۲۲٫۳ و ۲۶٫۱ کیلونیوتن متر است مطابق با این جدول، نمونه‌ی WR بیشترین افت ممان نهایی نسبت به ممان بیشینه (۴۰٪) و نمونه‌ی RW۲، کمترین افت در ظرفیت باربری در پایان بارگذاری (۴٪) را دارند. ممان نهایی در نمونه‌ی WR نسبت به نمونه‌ی SR، ۲۴٫۶٪ کاهش یافته است. ممان نهایی در اتصالات RW۱ و RW۲ نسبت به اتصال WR، به ترتیب ۶۱٫۲ و ۸۸٫۸ درصد افزایش یافته‌اند.

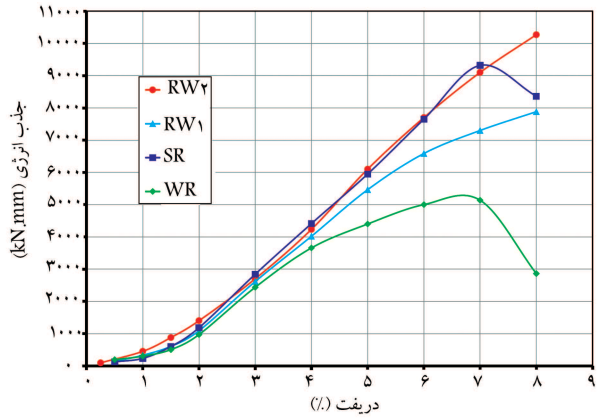
۴. بررسی نتایج آزمایش‌ها

۱.۴. ارزیابی شکل‌پذیری، جذب انرژی و سختی اتصالات

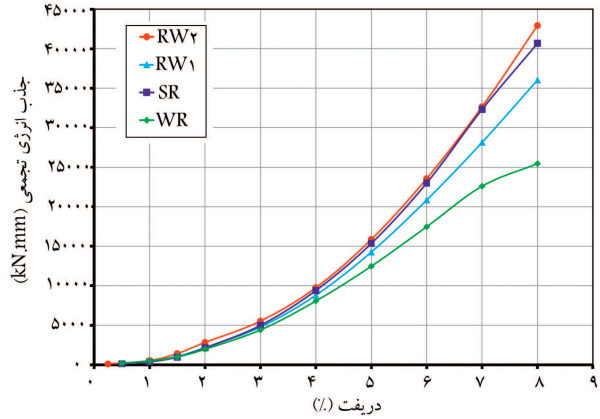
میزان شکل‌پذیری اتصالات بر اساس نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان نظیر اولین تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر ($\mu = \Delta_u/\Delta_y$) تعریف می‌شود. در محاسبه‌ی ضریب شکل‌پذیری اتصالات، تغییرمکان نهایی برابر کمترین مقدار بین بیشینه‌ی تغییرمکان اتصال و تغییرمکان نظیر ۱۵٪ افت بار بیشینه در نظر گرفته می‌شود. مطابق جدول ۴، تغییرمکانی که در آن اولین تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی رخ داده است، در نمونه‌ی SR برابر ۱۰٫۹ میلی‌متر و برای نمونه‌های WR، RW۱ و RW۲ به ترتیب ۱۰٫۹۵، ۱۱٫۳ و ۱۱٫۲ میلی‌متر است. کمینه و بیشینه‌ی تغییرمکان تسلیم‌شدگی به ترتیب مربوط به اتصالات مرجع و اتصالات تقویت‌شده هستند. تغییرمکان نهایی در نمونه‌ی WR، ۷۷٫۵ میلی‌متر، در نمونه‌ی SR، ۹۲٫۳ میلی‌متر و در نمونه‌های RW۱ و RW۲ به ترتیب ۹۷٫۶ و ۹۹٫۱ میلی‌متر است. ضریب شکل‌پذیری برای نمونه‌های WR، SR، RW۱ و RW۲ به ترتیب ۷٫۰۷، ۸٫۴۹، ۸٫۶۸ و ۸٫۵۸ است. در شکل ۱۳، انرژی جذب‌شده در هر تغییرمکان نسبی از بارگذاری در ۴ اتصال نشان داده شده است. میزان انرژی جذب‌شده‌ی اتصال در هر تغییرمکان نسبی می‌تواند از مجموع مساحت حلقه‌های هیسترزیس در تغییرمکان‌های نسبی که بار کمتر از ۸۵٪ بیشینه‌ی بار اتصال نباشد، محاسبه شود. مطابق این منحنی‌ها تا تغییرمکان نسبی ۳٪ مقدار انرژی جذب‌شده برای تمام نمونه‌ها تقریباً یکسان است. همه‌ی اتصالات تا تغییرمکان نسبی ۲٪ تقریباً دارای مقدار جذب انرژی پایینی هستند، به طوری که در این تغییرمکان نسبی مقادیر جذب انرژی برای نمونه‌های WR، SR، RW۱ و RW۲ به ترتیب ۹۷۰، ۱۱۸۳، ۱۰۹۰ و ۱۴۰۰ کیلونیوتن میلی‌متر است. در تغییرمکان نسبی‌های بالاتر جذب انرژی نمونه‌ها به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. نمونه‌های RW۲ و WR، بیشترین و کمترین جذب انرژی در بین نمونه‌ها را دارند. در شکل ۱۴، منحنی انرژی جذب‌شده‌ی تجمعی اتصالات تا هر تغییرمکان نسبی از ابتدای بارگذاری نشان داده شده است. مطابق این شکل، کل انرژی جذب‌شده توسط اتصال RW۲ در پایان بارگذاری،

جدول ۴. ضریب شکل‌پذیری اتصالات.

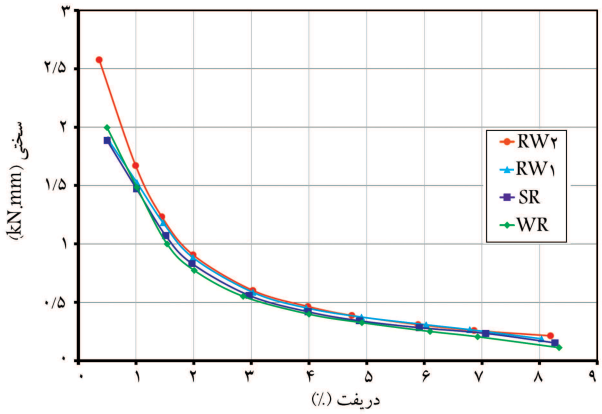
نام اتصال	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	μ
WR	۱۰٫۹۵	۷۷٫۴۵	۷٫۰۷
SR	۱۰٫۹	۹۲٫۲۷	۸٫۴۹
RW۱	۱۱٫۲۷	۹۷٫۵۵	۸٫۶۸
RW۲	۱۱٫۲	۹۹٫۱	۸٫۸۵



شکل ۱۳. منحنی جذب انرژی اتصالات در سیکل‌های بارگذاری هر تغییرمکان نسبی.

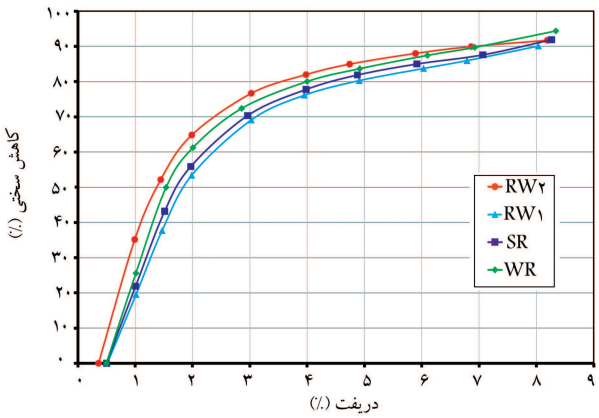


شکل ۱۴. تغییرات مقدار جذب انرژی تجمعی اتصالات به ازاء تغییرمکان نسبی.

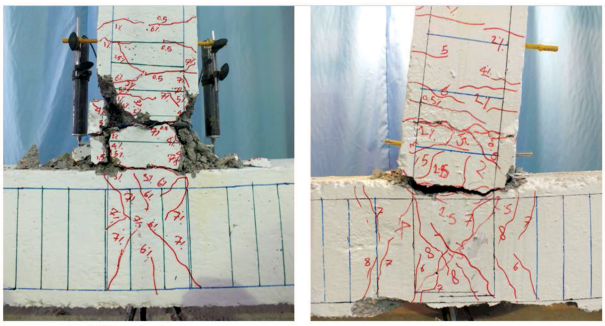


شکل ۱۵. منحنی سختی اتصالات در هر تغییرمکان نسبی.

به ترتیب ۶۹، ۶ و ۱۹ درصد بیش از اتصالات WR، SR و RW۱ است. در شکل ۱۵، منحنی سختی اتصالات در تغییرمکان نسبی‌های مختلف نشان داده شده است. میزان سختی اتصال در هر تغییرمکان نسبی برابر شیب خط واصل بین نقاط اوج مثبت و منفی سیکل‌های بارگذاری در هر تغییرمکان نسبی است. مطابق با این منحنی، نمونه‌ی RW۲ تا تغییرمکان نسبی ۱/۵٪ دارای مقادیر سختی بیشتری نسبت به ۳ اتصال دیگر است. از تغییرمکان نسبی ۱/۵٪ تا ۸٪ منحنی سختی برای همه‌ی نمونه‌ها تقریباً یکسان است. در شکل ۱۶، منحنی افت سختی اتصالات



شکل ۱۶. منحنی کاهش سختی اتصالات در هر تغییرمکان نسبی نسبت به سختی اولیه در تغییرمکان نسبی ۰/۵٪.



الف) نمونه WR؛ ب) نمونه SR؛

شکل ۱۷. میزان خرابی‌های اتصالات مرجع WR و SR.

در طول بارگذاری، نسبت به سختی اولیه در تغییرمکان نسبی ۰/۵٪ نشان داده شده است. مطابق با این منحنی، نمونه‌ی RW۲ به‌دلیل سختی اولیه‌ی بیشتر، افت سختی بیشتری از خود نشان می‌دهد؛ در حالی که مطابق شکل ۱۵، نرخ کاهش سختی در همه‌ی نمونه‌ها تقریباً یکسان است.

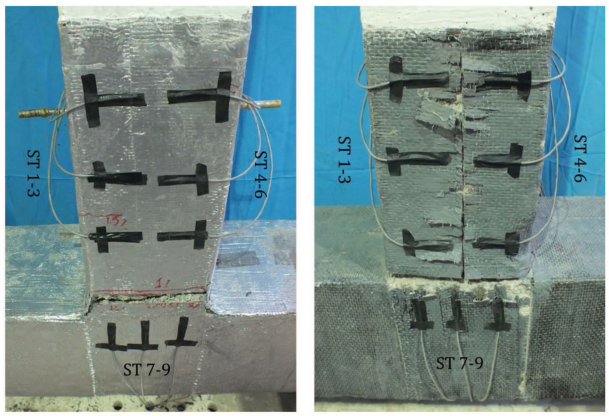
۲.۴. تأثیر فاصله‌ی خاموت‌ها در رفتار اتصالات

میزان خسارات به‌وجودآمده در ۲ اتصال WR و SR در شکل ۱۷ نشان داده شده است. مطابق این شکل، در اتصال SR، که ضوابط خاموت‌گذاری فشرده به درستی در آن رعایت شده است، در چشمه‌ی اتصال فقط ترک‌های برشی جزئی مشاهده می‌شود. در ناحیه‌ی بحرانی تیر نیز ترک‌های برشی و خمشی و در فاصله‌ی ۲۰ سانتی‌متری از چشمه‌ی اتصال مشاهده می‌شود. در اتصال WR، ترک‌خوردگی‌های شدید در چشمه‌ی اتصال ایجاد شده است، به طوری که تخریب و ریزش بتن در وجه کناری چشمه اتصال مشاهده شده است (شکل‌های ۱۰ و ۱۷الف). ضمناً در محل اتصال تیر به ستون، ترک‌های خمشی شدید به‌وجودآمده و در کل سطح مقطع تیر گسترش یافته‌اند. مطابق با نتایج ارائه‌شده در بخش‌های قبلی مقاومت تسلیم، مقاومت بیشینه و مقاومت نهایی در پایان بارگذاری در نمونه‌ی WR به ترتیب ۳۰، ۵ و ۲۵ درصد نسبت به نمونه‌ی SR کاهش یافته‌اند. مطابق شکل ۱۱، منحنی هیسترزیس ممان ـ تغییرمکان نسبی اتصال SR کاملاً چاق و دوکی‌شکل است و عرض این منحنی در مبدأ، برابر ۹/۲ واحد است؛ در حالی که منحنی هیسترزیس اتصال WR دارای جمع‌شدگی قابل توجهی است و عرض منحنی برابر ۳ واحد است. با عدم رعایت ضوابط خاموت‌گذاری فشرده، شکل‌پذیری اتصال WR نسبت

به اتصال SR، ۱۷٪ کاهش می‌یابد. با مقایسه‌ی نسبت بار نهایی به بار بیشینه، قابلیت افت مقاومت کمتر نمونه‌ی SR در تغییرمکان‌های بالا، در مقایسه با نمونه‌ی WR نتیجه می‌شود. دو نمونه دارای مقادیر سختی تقریباً یکسانی هستند. علت اختلاف کم بین منحنی‌های سختی ۲ نمونه‌ی WR و SR، یکسان‌بودن ظرفیت خمشی تیرها در این دو اتصال است. قابلیت جذب و استهلاک انرژی اتصال SR در تمام مراحل بارگذاری، بسیار بیشتر از نمونه‌ی WR است، به طوری که انرژی جذب‌شده در سیکل‌های بارگذاری تغییرمکان نسبی ۷٪ در نمونه‌ی SR، ۱٫۸ برابر نمونه‌ی WR است. همچنین کل انرژی جذب‌شده در نمونه‌ی SR در پایان آزمایش، ۱٫۶ برابر نمونه‌ی WR است.

۳.۴. تأثیر مقاوم‌سازی نمونه‌های ضعیف با ورق‌های FRP

در شکل ۱۸، میزان خسارات در نمونه‌های تقویت‌شده‌ی RW۱ و RW۲ نشان داده شده است. در هر دو اتصال به دلیل استفاده از ورق‌های تقویتی در چشمه‌ی اتصال، ترک‌های بسیار جزئی در این ناحیه به‌وجود آمده است و انهدام هر دو نمونه به‌صورت ترک‌های خمشی در محل اتصال تیر به ستون است. مطابق شکل ۱۱، جمع‌شدگی در منحنی ممان ـ تغییرمکان نسبی اتصال RW۱ کمتر از اتصال WR است و در اتصال RW۲، منحنی هیسترزیس جمع‌شدگی ندارد و چاق و دوکی‌شکل است. همچنین عرض منحنی ممان ـ تغییرمکان نسبی اتصال WR در مبدأ برابر ۳ واحد است، در حالی که این پارامتر برای اتصال RW۱ برابر ۶٫۲ واحد و برای اتصال RW۲ برابر ۸٫۹ واحد است. مقاومت تسلیم، مقاومت بیشینه و مقاومت نهایی در پایان بارگذاری در نمونه‌ی RW۱، به ترتیب ۴۸، ۱۳ و ۶۱ درصد نسبت به نمونه‌ی WR افزایش یافتند. این مقادیر در نمونه‌ی RW۲، به ترتیب ۶۸، ۱۶ و ۸۹ درصد نسبت به نمونه‌ی WR افزایش یافتند. تقویت خمشی تیر در نمونه‌ی RW۲ باعث می‌شود تا مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی، به ترتیب ۱۴ و ۱۷ درصد نسبت به نمونه‌ی RW۱ افزایش یابند. با مقایسه‌ی نسبت بار نهایی به بار بیشینه در هر ۳ نمونه، قابلیت اُفت مقاومت کمتر نمونه‌ی RW۲ در تغییرمکان‌های بالا نتیجه می‌شود. شکل‌پذیری نمونه‌ی RW۱ نسبت به نمونه‌ی WR، ۲۲٪ افزایش یافته است، در حالی که شکل‌پذیری نمونه‌ی RW۲ نسبت به نمونه‌ی WR، ۲۵٪ افزایش یافته است. همچنین کل انرژی جذب‌شده در اتصالات RW۱ و RW۲ در پایان آزمایش، به ترتیب ۱٫۴۲ و ۱٫۶۹ برابر اتصال WR هستند، که به‌وضوح نشان‌دهنده‌ی مؤثرتربودن الگوی تقویت اتصال RW۲ است.



الف) نمونه RW۱؛ ب) نمونه RW۲.

شکل ۱۸. میزان خرابی‌های اتصالات RW۱ و RW۲.

۴.۴. تأثیر الگوهای مقاوم‌سازی در بهبود رفتار چرخه‌یی اتصالات ضعیف در مقایسه با اتصال مرجع استاندارد

با توجه به نتایج بخش‌های پیشین مشاهده شده است که الگوی مقاوم‌سازی نمونه‌ی RW۲، مشخصه‌های مقاومتی و لرزه‌یی اتصال ضعیف را بیش از الگوی مقاوم‌سازی نمونه‌ی RW۱ بهبود بخشیده است. مطابق شکل ۱۱، عرض منحنی ممان ـ تغییرمکان نسبی اتصالات SR و RW۲ در مبدأ، به ترتیب برابر ۹٫۲ و ۸٫۹ واحد هستند. بنابراین هر ۲ اتصال، شکل‌پذیری و قابلیت جذب و استهلاک انرژی بالایی دارند. مطابق با جدول ۴، شکل‌پذیری اتصال RW۲، ۴٪ بیشتر از اتصال SR است. با توجه به جدول ۳، مقاومت تسلیم، مقاومت بیشینه و مقاومت نهایی در پایان بارگذاری در نمونه‌ی RW۲، به ترتیب ۱۸، ۱۰ و ۴۲ درصد نسبت به نمونه‌ی SR بیشتر هستند. همچنین نسبت بار نهایی به بار بیشینه در نمونه‌ی SR برابر ۰٫۷۴ است، در حالی که این نسبت برای نمونه‌ی RW۲ برابر ۰٫۹۶ است؛ که قابلیت افت مقاومت کمتر نمونه‌ی RW۲ در تغییرمکان‌های بالا در مقایسه با نمونه‌ی SR نتیجه می‌شود. سختی اولیه‌ی اتصال RW۲، ۳۷٪ بیشتر از سختی اولیه‌ی اتصال SR است و در بقیه‌ی مراحل بارگذاری، این اختلاف بین مقادیر سختی دو اتصال کم است. ظرفیت جذب انرژی ۲ نمونه تا تغییرمکان نسبی ۷٪ تقریباً با یکدیگر برابر است. بنابراین نتیجه می‌شود که استفاده از الگوی مقاوم‌سازی نمونه‌ی RW۲ در تقویت اتصالات ضعیف، در بهبود رفتار و شبیه‌سازی مشخصه‌های مقاومتی و لرزه‌یی آن‌ها نسبت به اتصال مرجع استاندارد (SR) موفق بوده است.

۵.۴. تأثیر شیوه‌ی شیارزنی در کنترل جداشدگی ورق‌های تقویتی FRP

به‌منظور بررسی تأثیر شیوه‌ی شیارزنی در کنترل جداشدگی زودرس ورق‌های تقویتی FRP، کرنش‌سنج‌هایی در لبه‌های ورق‌های تقویت برشی U شکل در تیر و چشمه‌ی اتصال نصب شدند. این کرنش‌سنج‌ها و نیز وضعیت جداشدگی ورق‌های تقویتی در ۲ نمونه‌ی RW۱ و RW۲، در شکل ۱۸ مشاهده می‌شوند. در جدول ۵، بیشینه‌ی کرنش ثبت‌شده در لبه‌های ورق‌های تقویتی در نمونه‌ها ارائه شده است. مطابق این جدول، در نمونه‌ی RW۱ بیشینه‌ی کرنش در لبه‌های ورق‌های تقویتی، ۰٫۴۹٪ است، که بسیار کمتر از کرنش کششی نهایی ورق‌هاست. همچنین قسمت‌هایی از لبه‌های ورق‌های تقویتی دچار جداشدگی شدند و با افزایش کرنش‌ها، جداشدگی پیش‌رونده در این نواحی مشاهده شده است. بیشینه‌ی کرنش ثبت‌شده در نمونه‌ی RW۱ نزدیک به مقدار پیشنهادی بعضی آئین‌نامه‌های طراحی برای کرنش مجاز ورق‌های FRP، برابر با ۰٫۴٪ بود.[۲۴] با افزایش بارهای وارده و با توجه به مقدار کم کرنش‌ها، جداشدگی کامل ورق‌ها پیش از رسیدن به ظرفیت باربری نهایی در آن‌ها محتمل بود. در نمونه‌ی RW۲، کرنش‌ها در لبه‌های ورق‌های تقویتی تا مقدار ۰٫۹۷٪ رسیدند که نزدیک به کرنش کششی نهایی ورق‌ها بود و تقریباً ۲ برابر

جدول ۵. بیشینه‌ی کرنش به‌وجودآمده در لبه‌های ورق‌های تقویتی.

نمونه	کرنش ورق تقویتی در ناحیه‌ی بحرانی تیر (٪)		کرنش ورق‌های تقویتی در چشمه‌ی اتصال (٪)	کرنش کششی نهایی (٪)
	ST۱-۳	ST۴-۶	ST۷-۹	
RW۱	۰٫۴۹	۰٫۴۷	۰٫۴۲	۱
RW۲	۰٫۹۵	۰٫۹۷	۰٫۹	

مقدار مجاز آئین‌نامه‌یی (۰٫۴٪) است. در این نمونه هیچ‌گونه جداشدگی در ورق‌های تقویتی مشاهده نشده است، بنابراین با افزایش بارهای وارده و با توجه به مقدار بالای کرنش‌های موجود، امکان پاره‌شدن کامل ورق‌ها بدون بروز پدیده‌ی جداشدگی وجود داشت. با مقایسه‌ی رفتار و مقادیر کرنش‌ها در ۲ نمونه‌ی RW۱ و RW۲، تأثیر مثبت شیوه‌ی شیارزنی به خوبی مشخص می‌شود. با ایجاد شیارها، عملاً چسبندگی و مقاومت پیوستگی ورق‌های تقویتی با سطح بتن افزایش می‌یابد. با استفاده از شیوه‌ی شیارزنی، ورق‌های تقویتی قبل از رسیدن به ظرفیت باربری نهایی خود و پارگی کامل، از سطح بتن جدا نمی‌شوند.

۵. نتیجه‌گیری

بر اساس مشاهدات رفتاری و نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش ۴ اتصال بتن‌آرمه شامل اتصال مرجع استاندارد و مرجع ضعیف و ۲ اتصال ضعیف تقویت‌شده با ورق‌های FRP، این نتایج حاصل شده است:

۱. جمع‌شدگی در منحنی هیسترزیس اتصال RW۱ در مقایسه با اتصال WR کمتر شده و جذب انرژی آن ۴۲٪ نسبت به اتصال WR افزایش پیدا کرده است. در حالی که هیچ جمع‌شدگی در منحنی هیسترزیس اتصال RW۲ مشاهده نشده و در نتیجه، انرژی جذب‌شده‌ی نهایی آن در مقایسه با اتصال WR، ۶۹٪ افزایش پیدا کرده است. همچنین در نمونه‌ی RW۲، نسبت بار نهایی به بار بیشینه ۰٫۹۶ بوده است، در حالی که این نسبت برای نمونه‌ی RW۱، ۰٫۸۴ است.

۲. در مراحل پایانی بارگذاری در نمونه‌ی RW۱، بیشینه‌ی کرنش در لبه‌های ورق‌های تقویتی U شکل، ۰٫۴۹٪ بود که نزدیک به مقدار پیشنهادی آئین‌نامه‌ی طراحی برای کرنش مجاز ورق‌های FRP (۰٫۴٪) و نصف مقدار کرنش پارگی ورق‌هاست (۱٪). بعضی نواحی در لبه‌های ورق‌های تقویتی دچار جداشدگی شدند و با توجه به مقدار کم کرنش‌های موجود، ورق‌ها در آستانه‌ی جداشدگی کامل و زودهنگام از سطح بتن پیش از رسیدن به ظرفیت باربری نهایی آن‌ها قرار گرفتند. اما در نمونه‌ی RW۲، بیشینه‌ی کرنش ثبت‌شده در لبه‌های ورق‌های تقویتی ۰٫۹۷٪ بود که نزدیک به کرنش پارگی ورق‌ها و دو برابر مقدار مجاز آئین‌نامه است. در این نمونه، هیچ‌گونه جداشدگی در ورق‌ها مشاهده نشده است و با توجه به مقدار بالای کرنش‌های موجود، ورق‌ها در آستانه‌ی پارگی کامل بدون بروز پدیده‌ی جداشدگی قرار گرفتند.

۳. مطابق نتایج به‌دست‌آمده، اتصال RW۲ عملکرد بهتری نسبت به اتصال RW۱ دارد. شیوه‌ی شیارزنی به‌کار گرفته‌شده در نصب ورق‌های تقویتی در نمونه‌ی RW۲، در افزایش مقاومت چسبندگی ورق‌ها با سطح بتن بسیار مؤثر بود و از جداشدگی زودرس ورق‌های FRP جلوگیری کرد.

۴. با تقویت صورت‌گرفته در اتصال RW۲ از آسیب‌های جدی در ناحیه‌ی شکل‌پذیر تیر و چشمه‌ی اتصال جلوگیری شده است، به طوری که رفتاری شبیه اتصال SR حاصل شده است. در این نمونه‌ی تقویت‌شده، سختی اولیه، بار تسلیم آرماتور طولی تیر، بار بیشینه، بار نهایی و شکل‌پذیری به ترتیب ۳۷، ۱۸، ۱۰، ۴۲ و ۴ درصد در مقایسه با نمونه‌ی SR افزایش یافته‌اند. همچنین منحنی هیسترزیس هر دو نمونه، کاملاً چاق و دوکی‌شکل بوده و جذب انرژی آن‌ها تقریباً با هم برابر است. در نمونه‌ی RW۲ تا انتهای بارگذاری، افت مقاومت مشاهده نشده و نسبت بار نهایی به بار بیشینه، ۰٫۹۶ است، اما در نمونه‌ی SR در تغییرمکان نسبی ۸٪ افت مقاومت مشاهده شده و نسبت بار نهایی به بار بیشینه، ۰٫۷۴ است. شیوه‌ی مقاوم‌سازی اتصال RW۲، رفتار لرزه‌یی اتصال مرجع استاندارد SR را به‌طور مطلوب شبیه‌سازی کرد. در نتیجه با استفاده از این روش مقاوم‌سازی می‌توان مقاومت اتصالات ضعیف را به مقاومتی معادل با اتصالات استاندارد طراحی‌شده بر اساس ضوابط شکل‌پذیری متوسط آیین‌نامه‌ی بتن ارتقاء داد.

پانوشت‌ها

1. high-performance fiber-reinforced cementitious composites
2. fiber reinforced polymer
3. carbon fiber reinforced polymer
4. near surface mounted
5. test set-up
6. linear variable differential transformer

منابع (References)

1. American Concrete Institute, *ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)*, MI: Farmington Hills (2008).
2. American Concrete Institute, *ACI-ASCE Committee 352. Recommendation for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-02)*, MI: Farmington Hills (2002).
3. Parvin, A., Altay, S., Yalcin, C. and Kaya, O. "CFRP rehabilitation of concrete frame joints with inadequate shear and anchorage details", *ASCE Journal of Composites for Construction,* **14**(1), pp. 72-82 (2010).
4. Sasmal, S., Ramanjaneyulua, K., Novákb, B., Srinivasa, V., Kumara, K., Korkowskib, C., Roehmb, C. and et al. "Seismic retrofitting of non-ductile beam-column subassemblage using FRP wrapping and steel plate jacketing", *Constr Build Mater,* **25**(1), pp. 175-82 (2011).
5. Tsonos, A.G. "Effectiveness of CFRP-jackets and RC-jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam–column subassemblages", *Engineering Structures,* **30**(3), pp. 777-793 (2008).
6. Tsonos, A.G. "Seismic rehabilitation of reinforced concrete Joints by the removal and replacement technique", *European Earthquake Engineering*, **3**, pp. 29-43 (2001).
7. Karihaloo, B.L., Alaee, F.J. and Benson, S.D.P. "A new technique for retrofitting damaged concrete structures", *Proc. Inst. Civ. Eng. Structures and Buildings,* **15**(4), pp. 309-318 (2002).
8. Maheri, M.R., Karihaloo, B. and Alaee, F.J. "Seismic performance parameters of RC beams retrofitted by CARDIFRC", *Engineering Structures*, **26**(14), pp. 2069-2079 (2004).

9. Karayannis, C.G., Chalioris, C.E. and Sideris, K.K. "Effectiveness of beam-column connection repair using epoxy resin injections", *Earthquake Engineering*, **2**(2), pp. 217-240 (1998).
10. Hussain, M., Sharif, A., Basenbul, I.A., Baluch, M.H. and Al-Sulaimani, G.J. "Flexural behaviour of precracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates", *ACI Struct. J.,* **92**(1), pp. 14-22 (1995).
11. Sharbatdar, M.K., Kheyroddin, A. and Emami, E. "Cyclic performance of retrofitted reinforced concrete beam–column joints using steel prop", *Construction and Building Matereials*, **36**, pp. 287-294 (2012).
12. El-Amoury, T. and Ghobarah, A. "Seismic rehabilitation of beam–column joint using GFRP sheets", *Eng. Struct.*, **24**(11), pp. 1397-1407 (2002).
13. Alsayed, S.H., Al-Salloum, Y.A., Almusallam, T.H. and Siddiqui, N.A. "Seismic response of FRP-upgraded exterior RC beam-column joints", *ASCE Journal of Composites for Construction,* **14**(2), pp. 195-208 (2010).
14. Parvin, A. and Granata, P. "An experimental study on Kevlar strengthening of beam-column connections", *Composites, Part B,* **53**(2), pp. 163-171 (2001).
15. Antonopoulos, C.P. and Triantafillou, T.C. "Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints", *ASCE Journal of Composites for Construction*, **7**(1), pp. 39-49 (2003).
16. Ghobarah, A. and Said, A. "Shear strengthening of beam–column joints", *Eng. Struct.*, **24**(7), pp. 881-888 (2002).
17. Mahini, S.S. and Ronagh, H.R. "Strength and ductility of FRP web-bonded RC beams for the assessment of retrofitted beam-column joints", *Composite Structures*, **92**(6), pp. 1325-1332 (2010).
18. Jalali, M., Sharbatdar, M.K., Chen, J. and Jandaghi Alaee, F. "Shear strengthening of RC beams using innovative manually made NSM FRP bars", *Construction and Building Matereials*, **36**, pp. 990-1000 (2012).
19. Kamada, T. and Li, V.C. "The effects of surface preparation on the fracture behaviour of ECC/concrete repair system", *Cement & Concrete Composites,* **22**(6), pp. 423-431 (2000).
20. Toutanji, T. and Ortiz, G. "The effect of surface preparation on the bond interface between FRP sheets and concrete members", *Composite Structures*, **53**(4), pp. 457-462 (2001).
21. Oh, H. and Sim, J. "Interface debonding failure in beams strengthened with externally bonded GFRP", *Composite Interfaces Journal,* **11**(1), pp. 25-42 (2004).
22. Pimanmas, A. and Pornpongsaroj, P. "Peeling behaviour of reinforced concrete beams strengthened with CFRP plates under various end restraint conditions", *Magazine of Concrete Research,* **56**(2), pp. 73-81 (2004).
23. Mostofinejad, D. and Mahmoudabadi, E. "Grooving as an alternative method of surface preparation to postpone debonding of FRP laminates in concrete beams", *ASCE Journal of Composites for Construction*, **14**(6), pp. 804-811 (2010).
24. American Concrete Institute, *ACI Committee 440. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP System for Strengthening Concrete Structures*, MI: Farmington Hills, ACI 440.2R-08 (2008).
25. Akguzel, U. and Pampanin, S. "Assessment and design procedure for the seismic retrofit of reinforced concrete beam-column joints using FRP composite materials", *ASCE Journal of Composites for Construction*, **16**(1), pp. 21-34 (2012).