

بررسی آزمایشگاهی و المان محدود تأثیر خاموت‌های FRP در رفتار چرخه‌ای اتصالات بتنی

محمد کاظم شربتدار^{۱*}، احمد دالوند^۲، ابوذر حمزه‌نژادی^۲ و علی نیکویی^۳

^۱ دانشیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان

^۲ دانشجوی دکترای مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

^۳ کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

چکیده

استفاده از الیاف FRP در سازه‌های بتنی به دلیل مقاومت بالای آن‌ها در مقابل خوردگی در چند دهه اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته است. تأثیر فواصل خاموت‌های FRP در رفتار چرخه‌ای اتصالات و میزان جذب و استهلاک انرژی بسیار حائز اهمیت می‌باشد. فواصل خاموت‌ها از جمله تأثیرگذارترین عوامل در رفتار لرزه‌ای اتصالات بتنی می‌باشند. در این تحقیق یک بررسی آزمایشگاهی و المان محدود بر روی تأثیر فاصله خاموت‌های FRP در رفتار چرخه‌ای اتصالات صورت گرفت. در بخش آزمایشگاهی دو اتصال بتنی که دارای مشخصات یکسانی می‌باشند تست گردید. تفاوت این دو نمونه اتصال، در فاصله خاموت‌ها می‌باشد. اتصال اول دارای خاموت‌گذاری فشرده و اتصال دیگر دارای خاموت‌گذاری غیر فشرده می‌باشد. در ادامه با استفاده از نرم‌افزار المان محدود ANSYS مدل آزمایشگاهی با مدل المان محدود مقایسه و اعتبارسنجی گردید. دو گروه اتصال بتنی هر یک شامل دو اتصال توسط نرم افزار ANSYS مدل‌سازی شد. در هر گروه، پارامتر متغیر، فواصل خاموت‌های FRP از یکدیگر بود. مطابق با نتایج آزمایشگاهی به دست آمده اتصال دارای خاموت‌گذاری FRP فشرده دارای اضافه ظرفیتی به میزان ۱۲٪ نسبت به اتصال دارای خاموت‌گذاری غیر فشرده می‌باشد. نتایج حاصل از آنالیز المان محدود نیز تأیید کننده این مطلب بود.

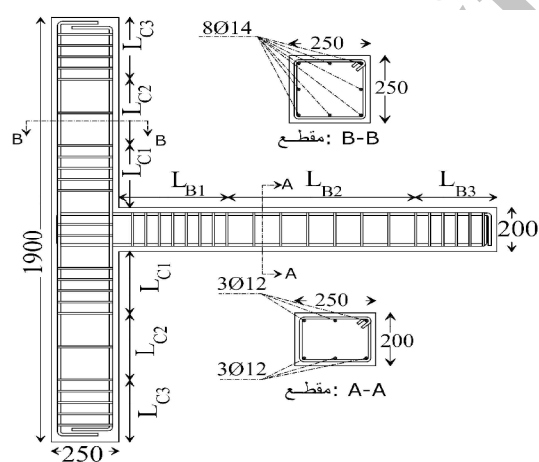
واژگان کلیدی: اتصال بتنی، خاموت FRP، المان محدود، شکل‌پذیری.

۱- مقدمه

خاموت‌ها می‌باشند. عملکرد خاموت‌ها بر روی رفتار چرخه‌ای سازه و همچنین شکل‌پذیری و قابلیت جذب و استهلاک انرژی در سازه بسیار اثرگذار می‌باشد. خورده شدن و آسیب دیدگی خاموت‌ها در اثر مجاورت با محیط‌های خورنده نظیر سولفات‌ها و کلروها باعث می‌گردد تا علاوه بر کاهش ظرفیت سازه، عملکرد سازه در مقابل بارهای لرزه‌ای کاهش یابد. ساختمان‌های بتنی ساخته شده بدون در نظر گرفتن ضوابط لرزه‌ای، که عموماً تحت عنوان قاب‌های طراحی شده برای بار ثقلی^۱ عنوان می‌گردند در برابر بارهای جانبی زلزله بسیار آسیب‌پذیر می‌باشند. سهم عمده‌ای از این آسیب‌ها که می‌تواند منجر به واژگونی و انهدام سازه گردد، مربوط به فواصل بیش از حد خاموت‌ها و عدم رعایت ضوابط شکل‌پذیری می‌باشد. در ایالات متحده امریکا ضوابط لرزه‌ای قاب‌های بتنی در ابتدا در قالب آیین‌نامه ACI-318 در سال ۱۹۷۱ ارائه گردید [۱۳]. روابط آیین‌نامه‌ای در خصوص شکل‌پذیری سازه‌های بتنی، در مورد کاربرد خاموت‌های فلزی می‌باشند. در مورد تأثیر فواصل خاموت‌های FRP در رفتار لرزه‌ای

استفاده از خاموت‌های ساخته شده از الیاف FRP به جای خاموت‌های فلزی به دلیل مقاومت بالا در برابر عوامل خورنده رو به گسترش می‌باشد. کاربرد میلگردهای ساخته شده از الیاف FRP به جای میلگرد طولی و خاموت و صفحات FRP به منظور استفاده در پل‌ها و دال‌ها و ساختمان‌ها رو به افزایش می‌باشد [۱-۳]. همچنین استفاده از الیاف FRP به منظور مقاوم‌سازی تیرهای بتنی همچنین مقاوم‌سازی اتصالات بتنی در دهه‌های اخیر افزایش چشمگیری داشته است [۴-۸] و چندین ضابطه طراحی آیین‌نامه‌ای به منظور استفاده از الیاف FRP در سازه‌های بتنی ارائه گردیده است [۹-۱۲]. استفاده از آرماتورهای طولی از جنس FRP به دلیل قیمت بالا و شکل‌پذیری کمتر نسبت به آرماتورهای فلزی در پروژه‌های کوچک چندان مقرون به صرفه نمی‌باشد. از طرفی میلگردهای طولی نسبت به خاموت‌ها از قطر بالاتری برخوردار می‌باشند و در ضمن به دلیل ضخامت بتن بیشتر از محیط خورنده نیز فاصله بیشتری دارند. اثرات خوردگی بر روی آرماتورهای طولی به دلایل فوق به مراتب کمتر از

واقعی می‌باشند. از دو اتصال ساخته شده یک اتصال (JFD) دارای آرماتور طولی فلزی و خاموت FRP با رعایت ضوابط شکل‌پذیری می‌باشد. اتصال دیگر (JFU) دارای مشخصات یکسان با نمونه اول می‌باشد با این تفاوت که فاصله خاموت‌ها در آن دو برابر نمونه JFD می‌باشد. مطابق شکل (۱)، ستون هر دو اتصال ساخته شده دارای $8\phi 14$ به عنوان آرماتور طولی با مساحت 1231mm^2 می‌باشند. از $3\phi 12$ به عنوان آرماتور کششی تیر به مساحت 339mm^2 در بالا و پایین تیر استفاده گردید. همچنین خاموت‌های تیر نمونه JFD در ناحیه طول بحرانی (شرایط شکل‌پذیری) به طول 450mm دارای فاصله 50mm و در خارج از ناحیه طول بحرانی دارای فاصله 100mm می‌باشند. پارامترهای موجود در شکل (۱)، در جدول (۱) نشان داده شده است. در نمونه JFU فواصل کلیه خاموت‌ها 100mm می‌باشد. در ستون نمونه JFD در ناحیه شکل‌پذیر (طول بحرانی) فواصل خاموت‌ها 50mm و در خارج از ناحیه شکل‌پذیر فواصل خاموت‌ها 150mm می‌باشد. در نمونه JFU کلیه فواصل خاموت‌های ستون 150mm می‌باشد. در نمونه JFD در داخل اتصال از دو خاموت استفاده گردید، در صورتی که در نمونه JFU تنها یک خاموت در ناحیه اتصال تعبیه شد. در جدول (۲) مشخصات اتصالات نشان داده شده است.



شکل ۱- جزئیات اتصال

سازه‌های بتنی دارای آرماتور طولی فلزی تحقیقات محدودی صورت گرفته است. ضوابط آیین‌نامه ACI در نشریه ACI-440-1R اشاره‌ای به بحث شکل‌پذیری در سازه‌های دارای خاموت FRP ندارد [۹]. تحقیقات انجام شده بیشتر در خصوص نحوه عملکرد خاموت‌های شبکه‌ای در رفتار اتصالات بتنی دارای آرماتور طولی FRP می‌باشد [۱۴]. یکی از مشکلات استفاده از آرماتور طولی فلزی به همراه خاموت‌های شبکه‌ای، قیمت بالا و در دسترس نبودن شبکه‌های FRP و همچنین عدم صرفه اقتصادی در پروژه‌های کوچک می‌باشد. خاموت‌های ارائه شده در این مقاله علاوه بر ارزان‌تر بودن نسبت به انواع کارخانه‌ای دارای راحتی نصب و اجرا و انعطاف با هر نوع چینش آرماتورهای طولی اعم از مثلی و مستطیلی و دایره‌ای می‌باشد. در این مقاله دو اتصال بتنی با استفاده از خاموت‌های FRP و آرماتور طولی فلزی ساخته و آزمایش گردید. فواصل خاموت‌های FRP در این دو نمونه اتصال با هم متفاوت می‌باشد. در یک اتصال فواصل خاموت‌ها در ناحیه ویژه تیر و ستون 50mm و در اتصال دیگر فواصل خاموت‌ها در ناحیه ویژه تیر و ستون 100mm می‌باشد. در ادامه نمودارهای ممان - تغییر مکان و همچنین منحنی ممان - انحنای ممان - کرنش خاموت‌های FRP رسم گردید. در انتها مدل المان محدود با استفاده از مدل آزمایشگاهی اعتبار سنجی شد و چهار مدل دیگر ساخته شد. مدل‌های المان محدود ساخته شده شامل دو گروه بودند. در هر گروه، دو اتصال مدل‌سازی شد. در هر گروه، اتصال اول دارای خاموت FRP با شرایط شکل‌پذیری آئین‌نامه و اتصال دوم دارای خاموت FRP بدون شرایط شکل‌پذیر بود. بر اساس نتایج به دست آمده از آنالیز مدل‌های المان محدود، منحنی بار-تغییر مکان انتهای تیر اتصالات و همچنین ضریب شکل‌پذیری اتصالات محاسبه گردید.

۲- پژوهش آزمایشگاهی

۲-۱- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

دو اتصال مورد مطالعه با مقیاس ۱:۲ ساخته شدند که ابعاد کلیه نمونه‌ها یکسان بودند. مقطع ستون دارای ارتفاع 250mm و عرض 250mm بوده و مقطع تیر با ارتفاع 200mm و عرض 250mm در نظر گرفته شد که حدوداً نصف ابعاد نمونه‌های

جدول ۱- جزئیات فواصل خاموت‌ها در نمونه اتصال‌های داده شده در شکل (۱)

نمونه	تیر			ستون		
	$L_{B1}(450\text{mm})$	$L_{B2}(650\text{mm})$	$L_{B3}(300\text{mm})$	$L_{C1}(275\text{mm})$	$L_{C2}(300\text{mm})$	$L_{C3}(275\text{mm})$
JFD	50mm	100mm	50mm	50mm	150mm	50mm
JFU	100mm	100mm	50mm	150mm	150mm	50mm

جدول ۲- خصوصیات نمونه‌های آزمایشگاهی

نمونه	تعداد میلگرد ستون (۱۴mm)	تعداد میلگرد تیر (۱۲mm)		فاصله خاموت‌ها در ناحیه طول بحرانی شکل‌پذیر (mm)		فاصله خاموت‌ها در تیر و ستون در خارج ناحیه بحرانی (mm)		تعداد خاموت‌ها در چشمه اتصال	جنس خاموت
		بالا	پایین	تیر	ستون	تیر	ستون		
JFD	۸	۳	۳	۵۰	۵۰	۱۰۰	۱۵۰	۲	CFRP
JFU	۸	۳	۳	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۵۰	۱	CFRP

نوارهای عرضی ساخته شده از الیاف FRP به منظور استفاده در نمونه‌ها به صورت درجا در محل ساخته شدند و به دلیل شباهت با خاموت‌های از پیش ساخته شده کارخانه‌ای، در این مقاله به جای نوارهای عرضی از اصطلاح "خاموت" جهت سهولت فهم استفاده می‌شود. نمونه‌ای از این الیاف در شکل (۲) نشان داده شده است. مشخصات مکانیکی الیاف توسط شرکت سازنده در جدول (۴) ارائه شده است. این الیاف به صورت صفحه بوده که بعد از محاسبه سطح مقطع مورد نیاز با توجه به ضخامت $0/11\text{mm}$ این الیاف از قطعه اصلی بریده شدند. سپس، نوارهای بریده شده از قطعه اصلی با استفاده از رزین آغشته شدند. نوارهای بریده شده که به رزین آغشته شده بودند در محل‌های مشخص شده بر روی آرماتور طولی نصب گردید. نوارهای بریده شده از صفحه اصلی، به گونه‌ای بریده شدند که هر نوار یک دور کامل با لایه زیرین خود همپوشانی داشته باشد.

۲-۲- خصوصیات مصالح

به منظور بتن‌ریزی اتصالات از سیمان پرتلند تیپ II استفاده گردید. مقاومت استوانه‌ای استاندارد ۷ روزه بتن مورد استفاده در اتصالات 21MPa و مقاومت استوانه‌ای استاندارد ۲۸ روزه بتن 30MPa می‌باشد. حداکثر بعد دانه‌های استفاده شده در بتن 10mm و همچنین اسلامپ بتن مورد استفاده 80mm می‌باشد. میلگردهای استفاده شده برای هر سه نمونه از نوع آج‌دار می‌باشند. میلگردهای طولی ستون‌ها دارای مقاومت تسلیم 408MPa و مقاومت نهایی 470MPa می‌باشند. همچنین میلگردهای طولی مورد استفاده در تیرها نیز دارای مقاومت تسلیم 354MPa و مقاومت نهایی 542MPa می‌باشند. در جدول (۳) مشخصات میلگردهای فلزی نشان داده شده است.

۲-۳- خصوصیات FRP و رزین به کار برده شده جهت ساخت خاموت

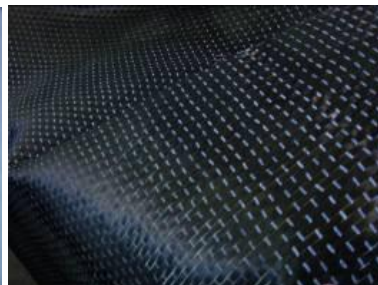
الیاف FRP به کاررفته برای ساخت نوارهای عرضی از نوع الیاف CFRP بوده و به صورت صفحه بافته شده، می‌باشند. این

جدول ۳- مشخصات میلگردهای به کار رفته در اتصال

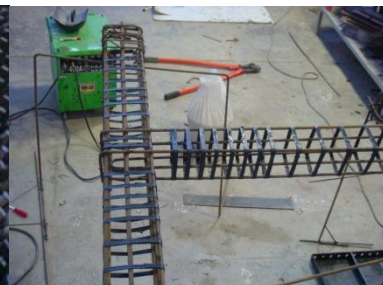
قطر میلگرد (mm)	استفاده به عنوان	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)
۱۴	میلگرد طولی ستون	۴۰۸	۴۷۰
۱۲	میلگرد طولی تیر	۳۵۴	۵۴۲



(ج)



(ب)



(الف)

شکل ۲- الیاف FRP به کار برده شده: (الف) خاموت‌های نصب شده بر روی اتصالات، (ب) صفحات الیاف FRP، (ج) الیاف FRP بریده شده برای تیرها

جدول ۴- خصوصیات صفحات الیاف کربنی CFRP به کار برده شده

نام محصول	نوع الیاف	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	کرنش نهایی (%)	ضخامت هر لایه از الیاف (mm)
YC-N200	کربن مقاومت بالا	۳۵۵۰	۲۳۵	۱/۵	۰/۱۱

۳- طراحی خاموت‌های FRP

به منظور طراحی سطح مقطع خاموت‌های FRP از سطح مقطع معادل خاموت فلزی استفاده شد. به این ترتیب که با فرض وجود خاموت‌های فلزی با سطح مقطع $۲۸/۳\text{mm}^2$ و مقاومت تسلیم ۲۶۰MPa ، خاموت FRP معادل با این خاموت‌های فلزی در اتصالات قرار داده شد. مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ای برش تحمل شده توسط خاموت‌های فلزی به صورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$V_s = \frac{A_{sv} F_y d}{S_s} \quad (۱)$$

در رابطه فوق A_{sv} ، F_y ، d و S_s به ترتیب مجموع مساحت ساق‌های خاموت فلزی، مقاومت تسلیم خاموت‌های فلزی، ارتفاع مؤثر مقطع و فاصله خاموت‌های فلزی نسبت به هم می‌باشد. در صورتی که از خاموت‌های FRP استفاده شود مطابق ضوابط نشریه ACI-440-1R مقدار برش تحمل شده به وسیله خاموت‌های FRP به صورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s} \quad (۲)$$

در رابطه بالا V_f نیروی برشی تحمل شده توسط خاموت‌های FRP، A_{fv} مجموع مساحت ساق‌های خاموت FRP، s فاصله بین خاموت‌ها و f_{fv} نیز تنش در خاموت‌های FRP می‌باشد. طبق پیشنهاد نشریه ACI-440-1R تنش در خاموت‌های FRP به صورت رابطه (۳) بیان می‌شود.

$$f_{fv} = 0.004E_f \quad (۳)$$

که در رابطه فوق E_f مدول الاستیسیته خاموت‌های FRP می‌باشد. نشریه ACI-440-1R توصیه می‌کند که مقدار خاموت برشی مورد استفاده در مقطع، باید حداقل به میزان رابطه (۴) باشد.

$$A_{fv, \min} = 0.35 \frac{b_w s}{f_{fv}} \quad (۴)$$

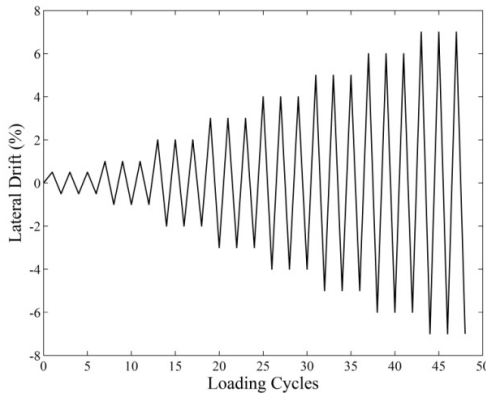
که b_w عرض تیر است. به منظور طراحی خاموت FRP معادل، با استفاده از روابط ارائه شده توسط آیین‌نامه سطح مقطع مورد نیاز برای خاموت‌های FRP مطابق رابطه (۵) با فرض کرنش $۰/۴$ ٪ برای FRP محاسبه گردید. این نتایج در جدول (۵) نشان داده شده‌اند.

$$A_f = \frac{A_s F_y}{0.004 E_f} \quad (۵)$$

که در رابطه فوق A_s سطح مقطع یک ساق خاموت فلزی و A_f سطح مقطع معادل خاموت FRP می‌باشد. در ضمن لازم به ذکر است که خاموت در نظر گرفته شده به منظور طراحی خاموت‌های FRP خاموت فلزی با قطر ۶mm و مقاومت تسلیم ۲۶۰MPa می‌باشد که معادل با این خاموت از خاموت FRP استفاده شد.

جدول ۵- مساحت معادل خاموت FRP

سطح مقطع یک ساق خاموت (mm^2)		مقاومت تسلیم خاموت فلزی معادل (MPa)	مدول الاستیسیته الیاف FRP (GPa)
خاموت فلزی معادل	خاموت FRP	۲۶۰	۲۳۵
۲۸/۳	۷/۸		



شکل ۴- تاریخچه بارگذاری اعمالی به اتصال

۵- رفتار چرخه‌ای اتصالات

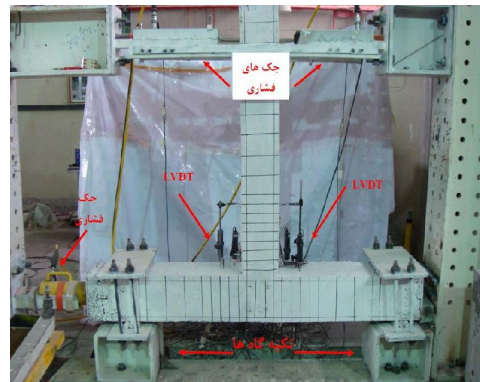
در شکل (۵) منحنی ممان-دریفت دو نمونه اتصال نشان داده شده است که ممان برابر حاصل ضرب نیروی وارده در بازوی آن تا محل اتصال تیر و ستون می‌باشد. این منحنی بیانگر رفتار پایدار اتصالات تا دریفت ۷٪ می‌باشد. در هر دو نمونه به دلیل رعایت ایده تیر ضعیف-ستون قوی در طراحی اولیه اتصالات، مفاصل پلاستیک در تیر تشکیل شده و به دلیل قوی‌تر بودن ستون نسبت به تیر، کرنش‌های پلاستیک کمتری در ناحیه چشمه اتصال به وجود آمد و انهدام کلیه اتصالات در ناحیه تیر می‌باشد. در طول اعمال کلیه تغییر مکان‌ها کاهش مقاومتی در هر سه نمونه به چشم نمی‌خورد و نمونه تغییر مکان‌های بالا را بدون افت مقاومت سپری کرده است. نمونه‌های JFU و JFD در تغییر مکان نهایی ۸۵mm به ترتیب ممان نهایی ۳۱/۳kN.m و ۲۷/۹kN.m را تحمل کردند. نمونه JFD دارای بیشترین ظرفیت باربری به میزان ۱۲٪ بیش از نمونه JFU می‌باشد. همان‌طوری که از نمودارها مشخص است نمونه JFD دارای رفتار شکل‌پذیرتری نسبت به نمونه دیگر می‌باشد که به صورت کمی در بخش‌های بعدی بیان می‌گردد. در نمونه JFD اولین تسلیم شدگی آرماتورهای طولی تیر در ممان ۱۵/۲kN.m و تغییر مکان ۹/۸۹mm و در نمونه JFU اولین تسلیم شدگی آرماتورهای طولی تیر در ممان ۱۸/۹kN.m و تغییر مکان ۱۲/۴۴mm رخ داد. نمونه JFD در تغییر مکان کمتری نسبت به نمونه دیگر دچار تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی شد، به طوری که تغییر مکانی که در آن اولین تسلیم‌شدگی در نمونه JFD رخ داده نسبت به تغییر مکان تسلیم‌شدگی نمونه JFU ۲۰٪ کاهش نشان می‌دهد. میزان شکل‌پذیری نمونه بر اساس نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان جاری شدن (Δ_u / Δ_y) در نمونه‌های JFD و JFU به ترتیب ۸/۶ و ۶/۸ می‌باشد.

۴- مجموعه سیستم آزمایش

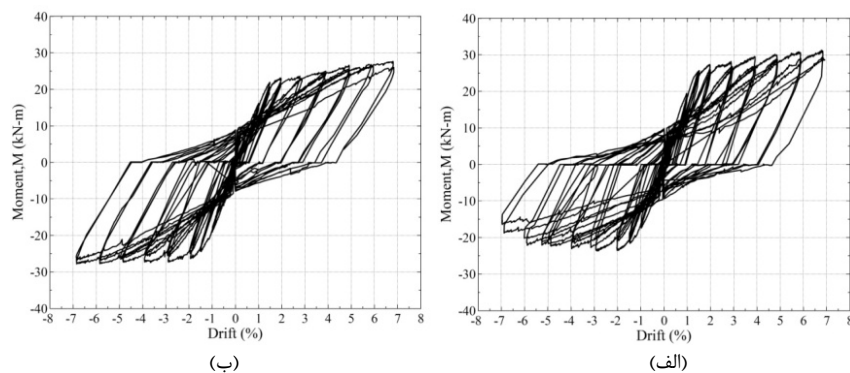
مجموعه آزمایش در شکل (۳) نشان داده شده است. به منظور اعمال بار چرخه‌ای به انتهای تیر از دو جک ۲۰۰kN که به صورت افقی در بالای نمونه قرار داده شده‌اند استفاده گردید و جهت اعمال بار محوری به ستون، یک جک ۵۰۰kN در انتهای ستون قرار داده شد و انتهای دیگر ستون به تکیه‌گاه مفصلی متصل گردید. طول بازوی محل اعمال بار تا بر اتصال ۱۲۵۰mm و فاصله مرکز به مرکز تکیه‌گاه نیز ۱۵۰۰mm می‌باشد. نیروی محوری ثابت ۳۵۰kN اعمال شده به ستون در طول آزمایش ۲۰٪ حداکثر ظرفیت فشاری ستون بود که به وسیله رابطه زیر محاسبه گردید.

$$P_n = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y \quad (6)$$

نیروی افقی اعمالی به تیر به صورت کنترل تغییر مکانی با سه سیکل ۰/۵٪ آغاز گردید تا ترک‌های الاستیک خمشی نمایان گردند. در ادامه سه سیکل دریفت ۱٪ به تیر اعمال گردید. مراحل بعدی بارگذاری شامل سه سیکل در هر دوره بارگذاری افزایشی بود. در اتصالات بتنی به منظور ثبت اطلاعات هر سه نمونه، بر روی ساق‌های خاموت‌های ناحیه چشمه اتصال و سه نقطه بر روی آرماتورهای طولی تیر و ستون و همچنین دو خاموت انتهای تیر، کرنش‌سنج‌هایی نصب گردید. به منظور تعیین طول مفاصل پلاستیک و همچنین کرنش چشمه اتصال و دوران تیر و ستون اتصال، تغییر مکان سنج‌هایی (LVDT) مطابق شکل (۳) در محل‌های نشان داده شده نصب گردید. از دو عدد LVDT به منظور اندازه‌گیری تغییر مکان بالای تیر استفاده شد. همه ابزارهای اندازه‌گیری به منظور ثبت اطلاعات آن‌ها، به دستگاه ثبت اطلاعات متصل شدند. تیر مطابق الگوی نشان داده شده در شکل (۴) بارگذاری گردید.



شکل ۳- جزئیات Set-Up آزمایش



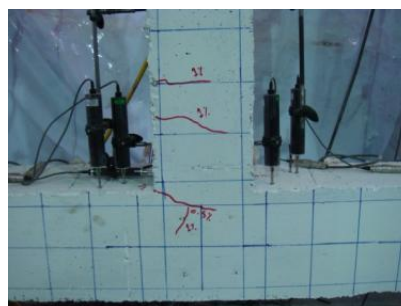
شکل ۵- منحنی ممان- تغییر مکان اتصالات: الف) نمونه JFD، ب) نمونه JFU

اتصالات JFD و JFU به ترتیب کرنش فشاری حداکثر در انتهای بارگذاری در چشمه اتصال $1/8$ و 2 درصد و حداکثر کرنش کششی در انتهای بارگذاری به ترتیب $1/78$ و $1/76$ درصد محاسبه گردید. با ادامه بارگذاری، روند گسترش عرض ترک‌ها ادامه یافت. در دررفت‌های 2% تا 7% ، عرض ترک‌ها بیشتر شده و عرض ترک‌های قبلی نیز افزایش یافت. در انتها ترک‌های برشی مورب در تیر و در نزدیکی اتصال آن به ستون رخ داد. همچنین گسترش ترک‌ها و افزایش عمق آن‌ها در ناحیه اتصال ادامه یافت که این روند تا انتهای بارگذاری تکرار شد. در ادامه با رسیدن به دررفت 7% آزمایش به پایان رسید. در شکل (۸) نمونه اتصالات در پایان آزمایش نشان داده شده‌اند.

در محاسبه ضریب شکل‌پذیری اتصالات، تغییر مکان نهایی در نظر گرفته شده است. با ادامه روند بارگذاری در دررفت 1% تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر مشاهده گردید. برای نمونه JFD و JFU نخستین ترک‌ها در ناحیه چشمه اتصال در دررفت 1% ملاحظه شد. ترک خوردگی اولیه در ناحیه چشمه اتصال در شکل (۶) نشان داده شده است. در شکل (۷) منحنی تغییرات کرنش قطری در چشمه اتصال که به وسیله LVDT های ضربدری تعبیه شده در چشمه اتصال اندازه‌گیری گردیده، نشان داده شده است. لازم به ذکر است نتایج نشان داده شده در شکل (۷) به صورت تغییر طول LVDT در هر لحظه بخش بر فاصله بین دو میله باشد. مطابق شکل (۷) برای

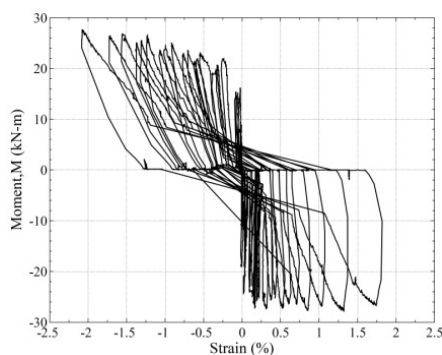


(ب)

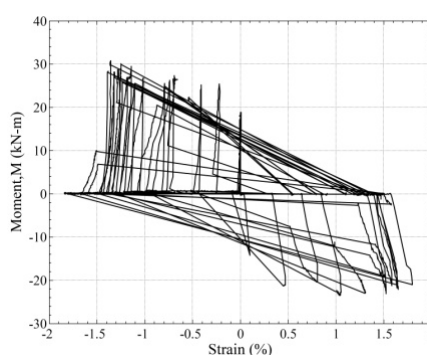


(الف)

شکل ۶- اولین ترک خوردگی اتصالات در ناحیه چشمه اتصال در دررفت 1% : الف) اتصال JFD، ب) اتصال JFU



(ب)



(الف)

شکل ۷- کرنش فشاری و کششی LVDT های قطری در ناحیه چشمه اتصال: الف) اتصال JFD، ب) اتصال JFU



(ب)



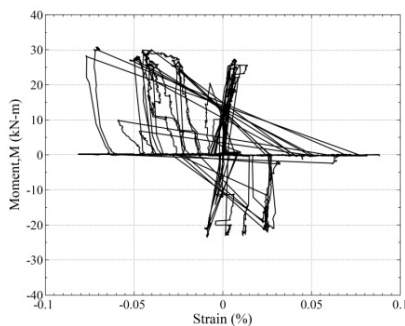
(الف)

شکل ۸- نمونه اتصالات در انتهای بارگذاری: الف) اتصال JFD، ب) اتصال JFU

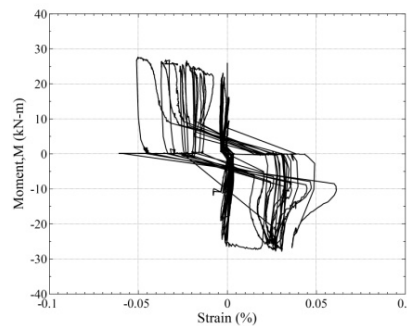
ترتیب 0.24% و 0.06% می‌باشد. در شکل (۱۱) منحنی ممان- کرنش اولین خاموت ستون در فاصله 50 mm از بر تیر نشان داده شده است. مطابق این شکل حداکثر کرنش خاموت‌ها در نمونه‌های JFD و JFU در پایان بارگذاری به ترتیب 0.51% و 0.74% می‌باشد. در جدول (۶) مقادیر حداکثر کرنش وارد بر هر نمونه برای اولین خاموت تیر و ستون و همچنین خاموت واقع در چشمه اتصال نشان داده شده است.

۶- کرنش خاموت‌های اتصال

در شکل (۹) منحنی کرنش اولین خاموت تیر در فاصله 50 mm از بر ستون بر حسب ممان وارده نشان داده شده است. مطابق این نمودار کرنش خاموت‌های FRP در انتهای بارگذاری در نمونه‌های JFD و JFU به ترتیب به مقدار حداکثر 0.88% و 0.61% رسید. در شکل (۱۰) منحنی کرنش خاموت چشمه اتصال بر حسب ممان وارده به اتصال نشان داده شده است. حداکثر کرنش نمونه‌های JFD و JFU در انتهای بارگذاری به

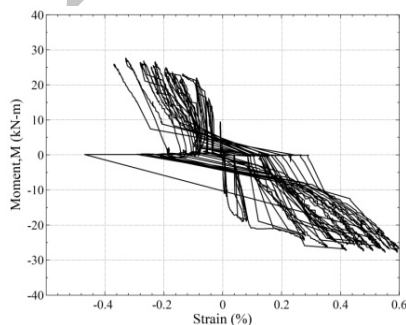


(ب)

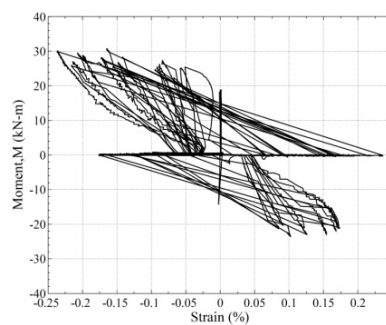


(الف)

شکل ۹- کرنش اولین خاموت تیر در اتصالات: الف) اتصال JFD، ب) اتصال JFU

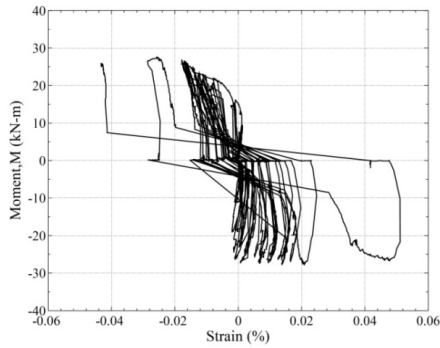


(ب)

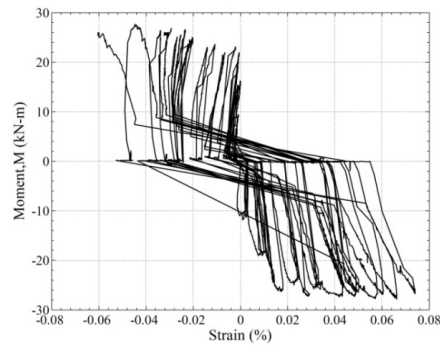


(الف)

شکل ۱۰- کرنش خاموت ناحیه چشمه اتصال: الف) اتصال JFD، ب) اتصال JFU



(ب)



(ف)

شکل ۱۱- منحنی ممان - کرنش اولین خاموت ستون: الف) اتصال JFD، ب) اتصال JFU

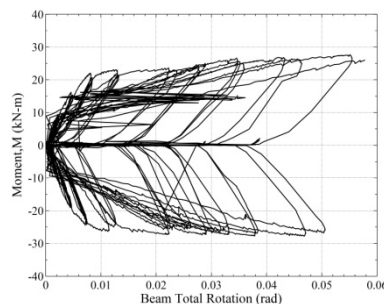
جدول ۶- کرنش حداکثر اولین خاموت تیر و ستون و خاموت واقع در چشمه اتصال نمونه‌ها

نمونه	حداکثر کرنش خاموت اول تیر (%)	حداکثر کرنش خاموت چشمه اتصال (%)	حداکثر کرنش خاموت اول ستون (%)
JFD	۰/۰۸۸	۰/۲۴	۰/۰۵۱
JFU	۰/۰۶۱	۰/۶	۰/۰۷۴

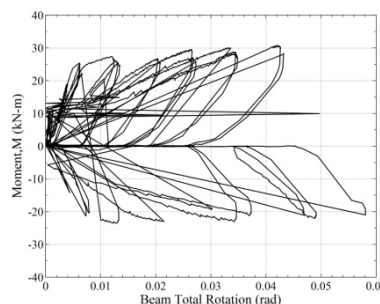
است. جهت ممان‌ها تغییر می‌کند و به صورت مثبت و منفی نشان داده شده ولی انحناء همیشه به صورت مثبت بیان می‌شود؛ لذا به صورت چرخه‌ای نمی‌باشد. حداکثر انحنای مقطع برای نمونه‌های JFD و JFU به ترتیب برابر ۰/۰۵۸ و ۰/۰۵۷ رادیان بود. نمونه JFD دارای انحنای مقطع بزرگتری نسبت به نمونه JFU می‌باشد. حداکثر زاویه انحناء برای نمونه JFD نسبت به نمونه JFU، ۲٪ بیشتر می‌باشد. منحنی جذب انرژی هر اتصال می‌تواند از مجموع مساحت حلقه‌های هیسترسیس تا دریافت‌هایی که بعد از حداکثر بار، بار کمتر از ۸۵٪ نیست، به دست آید. منحنی جذب انرژی اتصالات بر حسب دریافت وارده در شکل (۱۳) نشان داده شده است. دریافت در هر لحظه برابر نسبت جابجائی به بازوی بارگذاری (محل اعمال بار تا محل اتصال تیر به ستون) است و انرژی نیز برابر سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان تا آن لحظه می‌باشد.

۷- ممان - انحناء و جذب انرژی

منحنی ممان - انحناء برای یک مقطع بتن آرمه ویژگی‌های خمشی غیرخطی آن مقطع را به طور دقیق بیان می‌کند. در واقع این منحنی نشان می‌دهد که برای یک مقطع مشخص بتنی همراه با توزیع معین آرماتوربندی طولی، به ازای یک نیروی محوری خاص، مقطع در هر انحناء نسبت به وضعیت اولیه خود دارای چه ممانی خواهد بود. برای تعیین منحنی ممان - انحناء باید شکل هندسی مقطع، محل آرماتورها و قطر آن‌ها، منحنی‌های تنش - کرنش فولاد و بتن، نیروی محوری اعمالی به مقطع و جهت ممان معلوم باشد؛ لذا انحناء در هر مرحله متغیر بوده و برابر با نسبت کرنش فشاری بتن به ارتفاع تار خنثی می‌باشد که بر اساس اطلاعات آزمایشگاهی ضبط شده در هر مرحله، قابل محاسبه می‌باشد و بر اساس آن‌ها می‌توان منحنی‌های لازم را رسم نمود. در شکل (۱۲) منحنی ممان - انحناء مقطع تیر اتصال واقع در ۵۰mm بر ستون نشان داده شده



(ب)

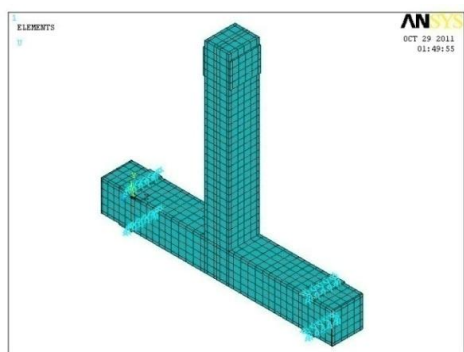


(ف)

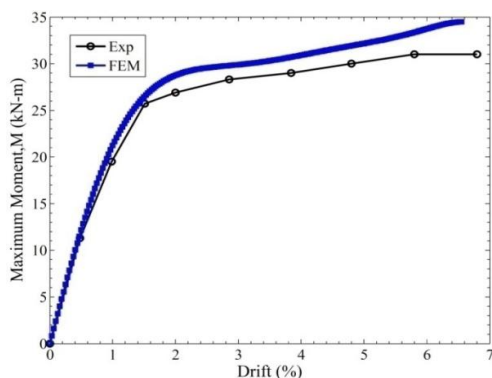
شکل ۱۲- منحنی ممان - انحناء: الف) اتصال JFD، ب) اتصال JFU

۸- اعتبارسنجی مدل المان محدود

به منظور اعتبارسنجی نتایج حاصل از نرم افزار ANSYS، مدل المان محدود اتصال JFD ساخته شد. برای مدل سازی بتن از المان Solid 65 استفاده گردید [۱۵]. این المان قابلیت مدل نمودن ترک خوردگی در کشش و خردشدگی در فشار را دارا می باشد. این المان ۸ گره ای دارای سه درجه آزادی در هر گره به صورت انتقالی در راستاهای X، Y و Z می باشد. برای مدل سازی میلگردهای طولی و خاموت های FRP از المان Link 8 استفاده شده است. المان Link 8 یک المان با سه درجه آزادی انتقالی در هر انتها می باشد. این المان توانایی تحمل کشش و فشار را داشته ولی توانایی تحمل خمش را ندارد. برای مدل سازی صفحات تکیه گاهی و صفحه بارگذاری از المان Solid 45 استفاده شد. کنترل پارگی در خاموت های FRP از طریق کنترل کرنش، صورت گرفته است. با استفاده از ابعاد مدل آزمایشگاهی، مدل اجزای محدود اتصال بتنی برای انجام آنالیز در ANSYS به صورت شکل (۱۵) ساخته و شبکه بندی شد. در شکل (۱۶) منحنی های بار- تغییر مکان مدل المان محدود و آزمایشگاهی نشان داده شده اند. مطابق شکل (۱۶) انطباق خوبی بین مدل المان محدود و مدل آزمایشگاهی وجود دارد.

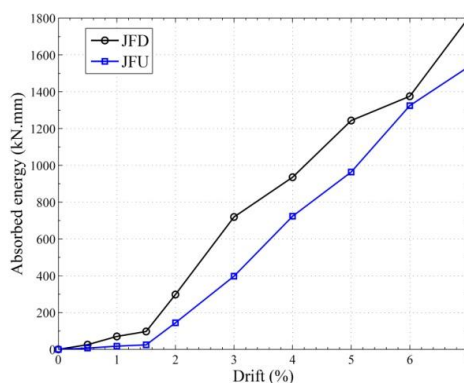


شکل ۱۵- مدل اجزای محدود نمونه های آزمایشگاهی JFD

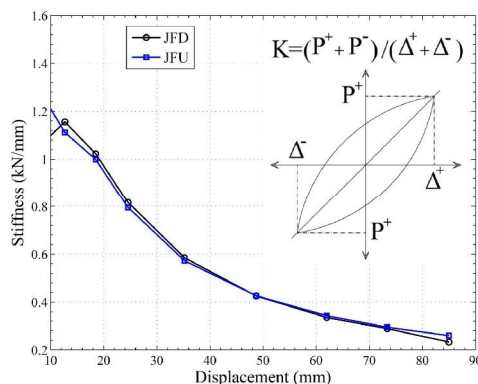


شکل ۱۶- نمودار بار- تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و المان محدود نمونه JFD

مطابق شکل (۱۳) هر دو نمونه تا دریفت ۱/۵٪ تقریباً دارای مقدار جذب انرژی پایینی می باشند؛ به طوری که در این دریفت مقادیر جذب انرژی برای نمونه های JFD و JFU به ترتیب ۳۸۸ kN.mm و ۴۸ kN.mm می باشد. در دریفت های ۰/۵٪ و ۱٪ مقدار انرژی جذب شده برای هر دو نمونه تقریباً یکسان می باشد. از دریفت ۲٪، اختلاف بین مقدار انرژی جذب شده در نمونه JFD با دو نمونه JFU به تدریج افزایش می یابد. نمونه JFD به علت داشتن فاصله نزدیک تر خاموت ها و رعایت ضوابط شکل پذیری، دارای مقدار بیشتر جذب انرژی می باشد؛ به طوری که حداکثر مقدار جذب انرژی برای این نمونه در دریفت ۷٪، ۳۶۱۰ kN.mm می باشد که برابر حداکثر انرژی جذب شده در دریفت ۷٪ برای نمونه های JFU بود. در شکل (۱۴) منحنی تغییرات سختی اتصالات بر حسب تغییر مکان انتهای تیر اتصال نشان داده شده است که فرمول محاسبه این سختی که در سیکل محاسبه می شود بر روی شکل (۱۴) نشان داده شده است. همان طور که ملاحظه می شود، منحنی تغییرات سختی اتصال برای دو نمونه تقریباً یکسان می باشد. زیرا فرمول سختی در هر سیکل به صورت نسبی است و کم یا زیاد شدن نیروها در حالت رفت یا برگشت تقریباً یکسان است.

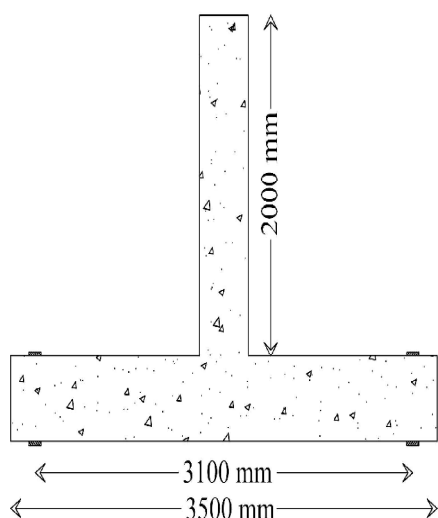


شکل ۱۳- منحنی جذب انرژی نمونه های آزمایشگاهی



شکل ۱۴- منحنی تغییرات سختی اتصال بر حسب تغییر مکان

نشان داده شده است. طول ناحیه شکل‌پذیر و غیر شکل‌پذیر در تیر و ستون در گروه اول و دوم به ترتیب ۸۰۰ mm و ۵۰۰ mm می‌باشد. در ضمن کل طول تیر و ستون در هر چهار مدل به ترتیب ۲۰۰۰ mm و ۳۵۰۰ mm می‌باشد و همچنین فاصله مرکز به مرکز بین دو تکیه گاه ستون ۳۱۰۰ mm در نظر گرفته شده است. در شکل (۱۷) مشخصات اتصال مدل شده نشان داده شده است که دارای اتصالات ساده و غلتکی در دو انتهای ستون می‌باشد که به منزله نقاط عطف در وسط ستون‌ها در قاب‌های واقعی می‌باشند. همچنین در شکل (۱۸) دو نمونه مدل‌های المان محدود اتصالات نشان داده شده است. مطابق این شکل، در بالا و پایین ستون و در دو طرف آن صفحات فلزی به عنوان تکیه‌گاه قرار داده شده است.



شکل ۱۷- ابعاد کلی نمونه

در جدول (۷) نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی و المان محدود نشان داده شده‌اند. مطابق با این جدول، مدل آزمایشگاهی و المان محدود دارای اختلافی کمتر از ۱۰٪ می‌باشند؛ به طوری که این اختلاف برای تغییر مکانی که اولین تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی مشاهده شده ۶/۷٪ و برای بار تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر اتصال ۵/۲٪ و تغییر مکان نهایی ۳/۶٪ و برای بار نهایی اتصال ۱۰/۵٪ می‌باشد. عمدتاً مدل‌های المان محدود سخت‌تر از مدل‌های واقعی آزمایشگاهی هستند، زیرا ترک‌ها و بازشدگی آن‌ها را به خوبی نمی‌توانند نشان دهند که این اختلاف در مرحله جاری شدن میلگردها کمتر بوده و در حالت پلاستیک به دلیل ترک‌های زیاد دارای اختلاف بیشتری می‌باشد.

۹- مدل‌های المان محدود ساخته شده

به منظور بررسی تأثیر فواصل خاموت‌های FRP در رفتار اتصالات بتن مسلح، ۲ گروه اتصال بتنی با ابعاد و آرماتورگذاری متفاوت مدل‌سازی گردید.

هر گروه شامل دو اتصال می‌باشد که از لحاظ ابعاد و آرماتورگذاری طولی یکسان می‌باشند. در هر گروه، اتصال اول دارای خاموت FRP با شرایط شکل‌پذیر و اتصال دوم دارای خاموت FRP با شرایط غیر شکل‌پذیر می‌باشد. به عبارت دیگر در هر گروه فواصل خاموت‌های FRP در نمونه دوم دو برابر نمونه اول می‌باشد. بتن نمونه‌های المان محدود دارای مقاومت فشاری ۳۰ MPa و مشخصات میلگردهای طولی فلزی همانند نمونه آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است. انتخاب ابعاد نمونه‌های المان محدود به نحوی می‌باشد که ایده تیر ضعیف- ستون قوی رعایت شده باشد. ابعاد و آرماتورگذاری طولی اتصالات مدل‌سازی شده در جدول (۸) نشان داده شده است.

در جدول (۹) نیز سطح مقطع خاموت‌های FRP و همچنین فواصل بین آن‌ها در ناحیه بحرانی شکل‌پذیر و غیر شکل‌پذیر

جدول ۷- مقایسه بین مدل آزمایشگاهی و المان محدود

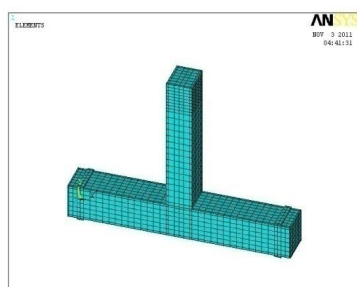
نمونه	Δ_y (mm)	M_y (kN.m)	Δ_u (mm)	M_u (kN.m)	در صد اختلاف نسبت به مدل آزمایشگاهی			
					Δ_y %	M_y (%)	Δ_u %	M_u (%)
آزمایشگاهی	۹/۸۹	۱۲/۱۳	۸۵	۳۱	۶/۷	۵/۲	۳/۶	۱۰/۵
المان محدود	۱۰/۵۶	۱۲/۷۶	۸۱/۹	۳۴/۲۱				

جدول ۸- ابعاد و آرماتورگذاری طولی اتصالات

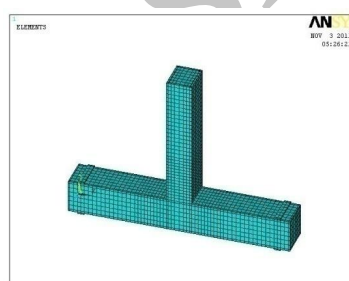
شماره گروه	نام نمونه	ابعاد تیر (mm)		ابعاد ستون (mm)		آرماتور تیر در بالا و پایین	آرماتور ستون
		ارتفاع	عرض	ارتفاع	عرض		
۱	J1D	۴۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	4φ20	12φ20
	J1U	۴۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	4φ20	12φ20
۲	J2D	۵۵۰	۶۵۰	۶۵۰	۶۵۰	5φ25	16φ25
	J2U	۵۵۰	۶۵۰	۶۵۰	۶۵۰	5φ25	16φ25

جدول ۹- سطح مقطع خاموت‌های FRP و فواصل بین خاموت‌ها

شماره گروه	نام نمونه	سطح مقطع یک ساق خاموت FRP (mm ²)	فواصل خاموت‌ها در ناحیه شکل‌پذیر (mm)	فواصل خاموت‌ها در ناحیه غیر شکل‌پذیر (mm)
۱	J1D	۶	۱۰۰	۲۰۰
	J1U	۶	۲۰۰	۲۰۰
۲	J2D	۸	۱۵۰	۳۰۰
	J2U	۸	۳۰۰	۳۰۰



(ب)



(الف)

شکل ۱۸- مدل‌های ساخته شده در نرم‌افزار ANSYS: الف) مدل اتصال J1D، ب) مدل المان محدود نمونه J1U

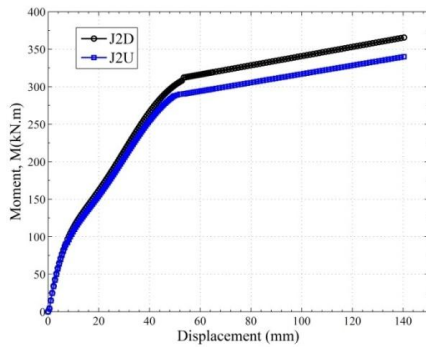
۱۰- رفتار بار - تغییر مکان نمونه‌های المان محدود

اتصالات مورد مطالعه تحت بارگذاری فزاینده در انتهای تیر قرار گرفتند. منحنی بار تغییر مکان چهار نمونه در شکل (۱۹) نشان داده شده است. کلیه نمونه‌ها تا دریفت ۷٪ با تغییر مکان معادل ۱۴۰mm بارگذاری گردید. مطابق با آنالیز صورت گرفته بر روی دو گروه اتصال دارای خاموت FRP، در هر گروه، اتصالات دارای خاموت FRP با شرایط شکل‌پذیر در ناحیه بحرانی، دارای ظرفیت باربری بالاتری نسبت به اتصال دارای خاموت FRP بدون شرایط شکل‌پذیری می‌باشند. در گروه اول نمونه J1D دارای حداکثر ممان ۱۳۵/۶kN.m می‌باشد که نسبت به نمونه J1U دارای اضافه ظرفیتی به میزان ۸/۶٪ است. در گروه دوم نیز به همین ترتیب اتصال J2D دارای حداکثر ممان ۳۶۵/۳kN.m می‌باشد که نسبت به اتصال J2U، ۷/۳٪ افزایش نشان می‌دهد. همان طوری که در شکل (۱۹) نشان داده شده است در دو گروه تا تغییر مکان حدود ۷mm منحنی نیرو- تغییر مکان تقریباً برای

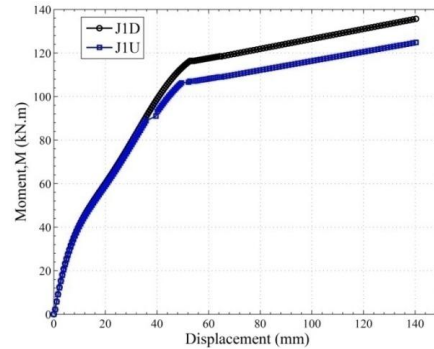
دو اتصال یکسان بود. از تغییر مکان ۷mm تا تغییر مکان ۴۰mm اختلاف مابین منحنی‌های ممان- تغییر مکان افزایش نسبی می‌یابد و از تغییر مکان ۵۰ تا ۱۴۰ میلی‌متر اختلاف بین منحنی‌های هر گروه افزایش می‌یابد. به طوری که در گروه اول حداکثر ممان نمونه J1D، ۸/۷٪ بیشتر از حداکثر ممان نمونه J1U می‌باشد. همچنین در گروه دوم حداکثر ممان تحمل شده به وسیله مدل J2D، ۷/۵٪ بیشتر از حداکثر ممان نمونه J2U می‌باشد. در جدول (۱۰) نتایج حاصل از آنالیز المان محدود نمونه نشان داده شده است. مطابق نتایج به دست آمده، تغییر مکانی که در آن اولین تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر اتصالات مشاهده گردید، در گروه اول برای نمونه J1D، ۱۶/۱mm می‌باشد که نسبت به نمونه J1U ۱۵٪ کاهش نشان می‌دهد. در گروه دوم نمونه J2D، اولین تسلیم‌شدگی آرماتورهای تیر در تغییر مکان ۱۷/۳mm رخ داد که نسبت به نمونه J2U ۱۹٪ کاهش نشان می‌دهد. مطابق آنالیز انجام شده، اولین تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر در بین چهار مدل

می‌باشند. اتصال J1D دارای ضریب شکل‌پذیری سایر نمونه‌ها می‌باشد. مطابق شکل (۲۰) و جدول (۱۰) در دو گروه، اتصال‌های اول هر گروه (J1D و J2D) که دارای خاموت FRP شکل‌پذیر می‌باشند دارای ضریب شکل‌پذیری بالاتری نسبت به اتصالات بدون خاموت FRP شکل‌پذیر (J1U و J2U)

المان محدود در نمونه J1D کمتر و در نمونه J2U بیشتر از از سایر نمونه‌ها می‌باشد. مطابق شکل (۲۰) و جدول (۱۰) در دو گروه، اتصال‌های اول هر گروه (J1D و J2D) که دارای خاموت FRP شکل‌پذیر می‌باشند دارای ضریب شکل‌پذیری بالاتری نسبت به اتصالات بدون خاموت FRP شکل‌پذیر (J1U و J2U)



(ب)



(الف)

شکل ۱۹- منحنی نیرو- تغییر مکان دو گروه اتصال: (الف) گروه اول، (ب) گروه دوم

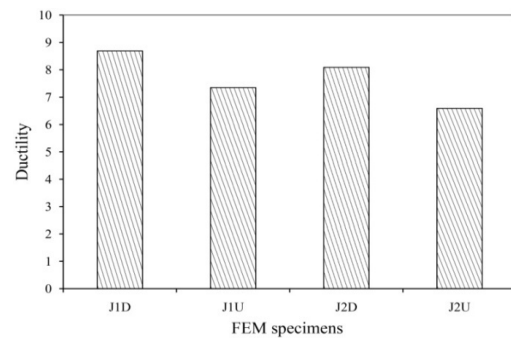
جدول ۱۰- بار و تغییر مکان تسلیم و نهایی و ضریب شکل‌پذیری نمونه‌های المان محدود

نمونه	Δ_y (mm)	M_y (kN.m)	Δ_u (mm)	M_u (kN.m)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$
J1D	۱۶/۱	۵۷/۱۵	۱۴۰	۱۳۵/۶	۸/۶۹
J1U	۱۹/۰۵	۶۵/۶	۱۴۰	۱۲۳/۹	۷/۳۵
J2D	۱۷/۳	۱۳۸/۷	۱۴۰	۳۶۵/۳	۸/۰۹
J2U	۲۱/۲۳	۱۴۲/۲	۱۴۰	۳۳۸/۶	۶/۵۹

نمونه دارای خاموت FRP غیر شکل‌پذیر دارای اضافه ظرفیتی به میزان ۱۲٪ بود.

۲- در نمونه JFD، اولین تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر در تغییر مکان ۹/۸۹mm و در نمونه JFU، در تغییر مکان ۱۲/۴۴mm رخ داد. به طوری که تغییر مکانی که در آن اولین تسلیم‌شدگی در نمونه JFD رخ داده نسبت به تغییر مکان تسلیم‌شدگی نمونه JFU، ۲۰٪ کاهش نشان می‌دهد. میزان شکل‌پذیری نمونه بر اساس نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان جاری شدن (Δ_u/Δ_y) در نمونه‌های JFD و JFU به ترتیب ۸/۶ و ۶/۸ بود. همچنین ضریب شکل‌پذیری برای اتصال دارای خاموت‌گذاری FRP شکل‌پذیر ۲۶٪ بیشتر از نمونه دارای خاموت غیر شکل‌پذیر می‌باشد.

۳- مطابق با نتایج به دست آمده از آزمایش دو اتصال، ملاحظه گردید که حداکثر کرنش نمونه‌های JFD و JFU در انتهای بارگذاری در خاموت‌های موجود در چشمه اتصال به ترتیب ۲۴٪ و ۱۶٪ می‌باشد. در نمونه JFU که دارای خاموت با شرایط غیر شکل‌پذیر می‌باشد حداکثر کرنش تحمل شده توسط



شکل ۲۰- منحنی تغییرات شکل‌پذیری نمونه‌های دو گروه اتصال

۱۱- نتیجه‌گیری

۱- مطابق آزمایشات انجام شده ملاحظه گردید که در طول دوره بارگذاری، کاهش مقاومتی در نمونه‌های آزمایشگاهی مشاهده نگردید و تقریباً هر دو اتصال دوره بارگذاری را بدون افت مقاومت سپری کردند. نمونه دارای خاموت FRP شکل‌پذیر نسبت به

- Numerical Analysis", *Journal of Composite Structures*, 2012, 94, (3), 830-838.
- [6] Seyed. S., Mahini, Hamid, R., Ronagh, "Strength and Ductility of FRP Web-Bonded RC Beams for the Assessment of Retrofitted Beam-Column joints", *Journal of Composite Structures* 2010, 92, 1325-1332.
- [7] Ghobarah, A., Said, A., "Shear Strengthening of Beam-Column Joints", *Journal of Engineering Structures* 2002, 24, 881-888.
- [8] Mukherjee, A., Joshi, M., "FRPC Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Cyclic excitation", *Journal of Composite Structures* 2005, 70, 185-199.
- [9] ACI Committee 440 "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", ACI440.1R-03, American Concrete Institute, USA, 41p, 2003.
- [10] Canadian Standards Association, "S806-02: Design and Construction of Building Components with Fiber - Reinforced Polymers", CSA, Rexdale Ontario, 2002.
- [11] Japanese Society of Civil Engineers (JSCE), "Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials", *Concrete Engineering Series* 23, Tokyo, 1997.
- [12] Nanni, A., "North America Design Guidelines for Concrete Reinforcement and Strengthening Using FRP: Principles, Applications, and Unresolved Issues", *Conference on FRP Composites in Civil Engineering*, Hong Kong, 2001.
- [13] ACI Committee 318 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1971.
- [14] Sharbatdar, M. K., Saatcioglu, M. Benmokrane, B., "Experimental Investigation Behaviour of Concrete Connections Reinforced with CFRP Bars & Grids" *Composite Structures*, 2011, 93 (10), 2439-2449.
- [15] ANSYS User's Manual, 1996, 9th ed., SAS IP, Inc.
- خاموت چشمه اتصال ۱/۵ برابر مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای معادل ۰/۴٪ می‌باشد.
- ۴- حداکثر دوران مقطع برای نمونه‌های JFD و JFU به ترتیب برابر ۰/۵۸ و ۰/۵۷ رادیان می‌باشد. حداکثر زاویه انحنا برای نمونه JFD نسبت به نمونه JFU ۲ درصد بیشتر می‌باشد. همچنین نمونه JFD دارای مقدار جذب انرژی بیشتر بود؛ به طوری که حداکثر مقدار جذب انرژی برای این نمونه در دریافت ۰/۷٪، ۳۶۱۰ kN.mm می‌باشد که ۱/۱۸ برابر حداکثر انرژی جذب شده در دریافت ۰/۷٪ برای نمونه‌های JFU می‌باشد.
- ۵- مطابق آنالیز المان محدود در دو گروه، استفاده از خاموت‌های FRP با رعایت ضوابط شکل‌پذیری نسبت به حالتی که فواصل خاموت‌ها بیشتر باشد، موجب افزایش میزان باربری می‌گردد. به طوری که در گروه اول، نمونه J1D دارای حداکثر ممان ۱۳۵/۶ kN.m می‌باشد که نسبت به نمونه J1U اضافه ظرفیتی به میزان ۰/۸٪ از خود نشان می‌دهد. در گروه دوم نیز به همین ترتیب اتصال J2D دارای حداکثر ممان ۳۶۵/۳ kN.m می‌باشد که نسبت به اتصال J2U، ۰/۷٪ افزایش نشان می‌دهد.
- ۱۲- مراجع
- [1] Fukuyama, H., Masuda, Y., "Structural Performances of Concrete Frame Reinforced with FRP Reinforcement", *Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, E&FN Spon, London, 1995, pp. 275-286.
- [2] Sharbatdar, M. K., "Concrete Columns and Beams Reinforced with FRP Bars and Grids under Monotonic and Reversed Cyclic Loading", PhD. Thesis, University of Ottawa, Ottawa, Canada, 2003.
- [3] Theodorakopoulos, D. D., Swamy, R. N., "A Design Model for Punching Shear of FRP-Reinforced Slab-column Connections", *Journal of Cement & Concrete Composites*, 2008, 30, 544-555.
- [4] Ceroni, F., "Experimental Performances of RC Beams Strengthened with FRP Materials", *Journal of Construction and Building Materials* 2010, 24, 1547-1559.
- [5] Si-Larbi, A., Agbossou, A., Ferrier, E., Michel, L., "Strengthening RC Beams with Composite Fiber Cement Plate Reinforced by Prestressed FRP Rods: Experimental and

EXTENDED ABSTRACT

Experimental and Finite Element Investigations of FRP Stirrups Effects on Cyclic Behavior of Concrete Joints

Mohammad Kazem Sharbatdar*, Ahmad Dalvand, Aboozar Hamzenezhadi, Ali Nikui

Faculty of Civil Engineering, University of Semnan, Semnan, Iran

Received: 26 May 2012; **Accepted:** 16 October 2012

Keywords:

RC Connections, FRP stirrup, Experimental tests, Finite element analysis, Ductility, Allowable strain, closed spacing

1. Introduction

In recent decades, the use of FRP fibres in concrete structures has been considered by researchers due to their high corrosion resistance. The use of FRP composites in strengthening members of reinforced concrete structures such as beams and joints has been of great interest for civil engineers in recent years. Various designing codes for using FRP material in concrete structures were presented. Many existing reinforced concrete buildings were already designed for gravity loads and lateral forces that may be much smaller than those prescribed by existing building codes. Berg and others have studied on cost analysis of an FRP reinforced concrete bridge deck. Their conclusions showed that construction of an FRP reinforced concrete bridge deck using conventional construction technology and labor was accomplished with a 57% savings in construction labor over nominally identical steel rebar reinforced deck

2. Methodology

2.1. Experimental study

In order to examine the effect of FRP stirrups distance on the cyclic behavior of concrete joints, two half-scale specimens were constructed with the same steel longitudinal bars ($8\phi 14$ in columns and totally $6\phi 12$ at the top and bottom of the beams) and same dimensions, 250 mm square columns and 200 by 250 mm beams (height by width). The first joint had closed space FRP stirrups considering design code ductility regulations and was introduced as FDJ (FRP Ductile Joints), and the other had wider double spaced FRP stirrups and was introduced as FNJ (FRP Non-ductile Joints). Characteristics of the joints have been shown in Fig. 1 and given in Table 1.

2.2. FE modeling

ANSYS finite element program was used to examine the behaviour of these two connections (with different distances of stirrups) and the calibration or prepared models against laboratory test results. The finite element models were generated at two different groups, each group with two different stirrup spacing.

* Corresponding Author

E-mail addresses: msharbatdar@semnan.ac.ir (Mohammad Kazem Sharbatdar), A_dalvand@sun.semnan.ac.ir (Ahmad Dalvand), A_hamzenezhadi@sun.semnan.ac.ir (Aboozar Hamzenezhadi), A_nikui@sun.semnan.ac.ir (Ali Nikue)

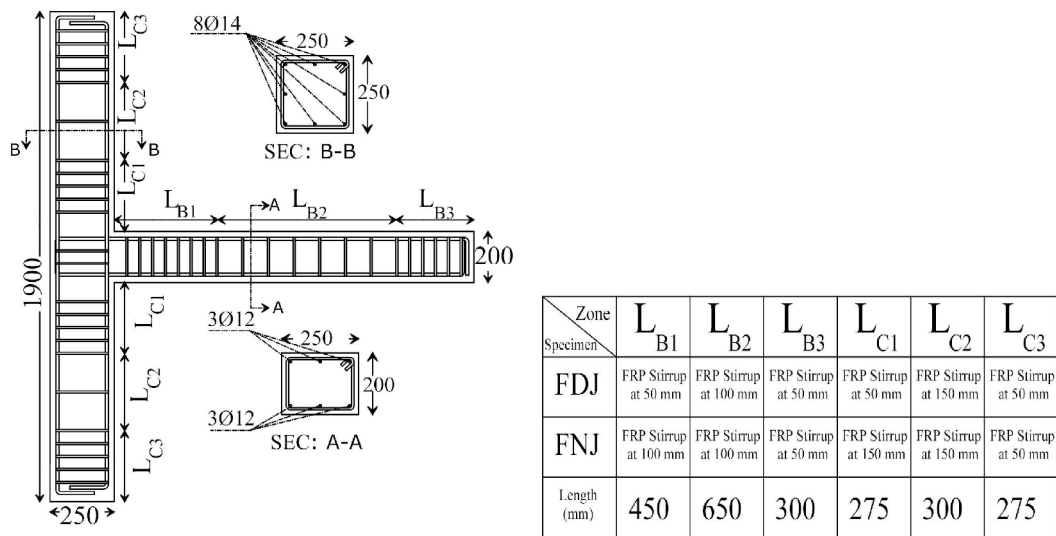


Fig. 1. Schematic of joint specimens

Table 1. Details of experimental joint specimens with CFRP materials

Specimen	Number of rods (14 mm)	Number of rods (12 mm)		Stirrups Distance in the ductile region (mm)		Stirrups Distance in the non-ductile region (mm)		Number of stirrups in joint
		Bottom	Top	Beam	Column	Beam	Column	
FDJ	8	3	3	50	50	100	150	2
FNJ	8	3	3	100	100	100	150	1

3. Results and discussion

The distance between stirrups has an important effect on the cyclic behaviour of connections and the amount of energy absorption and dissipation. The distance between stirrups is much influential on the behaviour of RC connections. To design the FRP stirrups cross section, equivalent cross section of steel stirrup was adopted by assuming 6 mm diameter steel stirrups and 28.3 mm² cross section and 260 MPa yield strength. According to design code regulations of ACI 318, shear capacity of steel stirrups was calculated by Eq. (1).

$$V_s = \frac{A_{sv} F_y d}{S_s} \tag{1}$$

Where A_{sv} , F_y , d and S_s are the sum of the areas of two steel stirrups legs, steel bar yield strength, effective height and spacing of steel stirrups, respectively. If FRP fibers are used, shear capacity of FRP stirrups is calculated by Eq. (2) based on ACI 440 and Canadian design code CSA.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s} \tag{2}$$

Where V_f , A_{fv} , s and f_{fv} are shear capacity of FRP stirrups, the sum of the areas of two FRP stirrups legs, spacing of stirrups, and effective tensile strength of FRP stirrups. According to ACI-440-R1, effective tensile strength in FRP stirrups is assumed to be 0.004 E_f when E_f is the modulus of elasticity of FRP stirrups. Required equivalent cross section of FRP stirrups was calculated according to Eq. (3) by assuming 0.4% strain for FRP stirrups and equality of shear capacity of FRP and steel stirrups.

$$A_f = \frac{A_{sv} F_y}{0.004 E_f} \tag{3}$$

4. Conclusions

The experimental results showed that the additional capacity of the specimen with closely spacing stirrups was 12% more than that of the companion specimen with widely spacing stirrups, and also the ductility coefficient of the former specimen was 26% higher than of that of the later specimen. The results also showed that the maximum strains gained at the connection panel stirrups was about 50% more than the maximum allowable amount given at the design code provisions. Numerical analysis showed that all specimens reinforced with FRP stirrups designed based on design code ductility regulations at closed space had averagely 8% higher loading capacity and joints with closed ductile stirrups had higher ductility coefficients up to 20% compared to joints with wide stirrup spacing.

Archive of SID