

مطالعه آزمایشگاهی و عددی برای تأمین ظرفیت خمشی در اتصالات پیش ساخته بتن آرمه با استفاده از ورقه‌های FRP

داود مستوفی نژاد* و نیما رهگذر**
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

(دریافت مقاله: ۱۳۸۵/۲/۲۵ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۸۸/۱۲/۱۹)

چکیده -
(CFRP)

FRP

FRP

FRP

FRP

ANSYS 8.1

FRP

FRP

FRP

FRP

FRP

FRP

FRP

واژگان کلیدی:

** - کارشناسی ارشد

* - دانشیار

An Experimental and Numerical Study to Sustain Flexural Capacity in Precast RC Joints using FRP Sheets

D. Mostofinejad and N. Rahgozar

Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology (IUT)

Abstract: This paper is focused on the results of the experimental investigation and numerical analysis for changing the precast RC beam-column connections with corbels to flexural connections using fiber reinforced polymers (FRPs). The experimental study has a special focus on the flexural strength and debonding effect of boundary layer of FRP sheets attached onto the corbels and other parts of precast connections. In the current study, four half-scale external beam-to-column connections including one conventional fixed connection, and three simple precast connections with corbels strengthened with FRP sheets were casted and tested. The FRP sheets were attached in different layouts with different thicknesses. Static concentrated loads were applied on the tip of the beam simultaneously with a constant axial load on the column, and were continued up to ultimate failure. To fulfill the numerical phase of this study, non-linear static analysis on the 3-D model of the connections were performed using Ansys 8.1. A comprehensive comparison was then performed between different strengthening methods with FRP sheets using different FRP configurations, different thicknesses and dimensions, also using full mechanical anchorages. The results showed that simple precast connections could be changed to flexural connections using FRPs, whereas the sufficient development length and thickness, configuration of FRP sheets, and suitable mechanical anchorage are quite effective to prevent the FRP debonding. The test results of this study showed that the suitable use of FRP sheets increased the flexural capacity of a simple precast joint more than 80% of that of a full flexural RC joint.

Keywords: Beam-column connection, reinforced concrete, precast, flexural capacity, FRP sheets, corbel.

مقاومت فشاری بتن	f'_c	طول مهاري	FRP l_b
نسبت آب به مواد سیمانی	W/C	سطح مقطع الياف	A_f
درصد FRP طولی تیر	ρ_{fb}	عرض مقطع تیر	b
درصد دورپیچ تیر و کربل	ρ_{fw}	ارتفاع مقطع تیر	h
مدول الاستیسیته بتن	E_c	مقاومت کششی بتن	f_{ctm}
چگالی الياف	ρ	مدول الاستیسیته الياف	E_f
مقاومت کششی الياف	f_u	تعداد لایه‌های کامپوزیت	n_f
کرنش نهایی الياف	ϵ_u	انرژی شکست بین سطحی	G_f
ضخامت طراحی الياف	t_f		

۱- مقدمه

بارهای جانبی، اغلب از کارایی لازم برخوردار نیستند. با توجه به نتایجی که از مطالعات مرتبط با نقاط ضعف این سازه‌ها در هنگام زلزله به دست آمده است، مشخص شده که اتصالات خشک در این سازه‌ها، به دلیل اینکه اغلب به صورت مفصلی اجرا می‌شوند، به علت عدم تطابق در شکل‌پذیری و بروز نیروی ضربه‌ای در اتصال، از رفتار مناسبی در مقابل زلزله برخوردار

به دلیل مزایای سازه‌های بتن‌آرمه پیش‌ساخته از جمله کنترل کیفیت عالی، سرعت اجرای بالا، استفاده از نیروی انسانی کمتر و در نهایت قیمت تمام شده پایین، این نوع سازه‌ها در سراسر دنیا گسترش پیدا کرده‌اند؛ ولی به دلیل عدم وجود مطالعات آزمایشگاهی دقیق بر روی نقاط ضعف این نوع سازه‌ها در برابر

نیستند [۱]. به همین دلیل به نظر می‌رسد، خمشی کردن اتصالات پیش‌ساخته بتن‌آرمه باعث بهبود رفتار این سازه‌ها در مقابل بارهای ثقلی و جانبی شود.

یکی از روشهای نوین بهینه‌سازی و تقویت سازه‌های بتن‌آرمه، چسباندن ورقه‌های FRP به سطح بتن برای افزایش ظرفیت خمشی، برشی و محوری، و نیز محصور کردن هسته بتنی و جذب انرژی در اعضای سازه‌های بتن‌آرمه خصوصاً اتصالات است [۲]. مواد FRP در مقایسه با فولاد دارای مزایایی چون سبکی، مقاومت بسیار بالاتر، مقاومت در برابر خوردگی و عدم ایجاد تغییر در ابعاد عضو تقویت شده است [۳].

در دهه‌های گذشته تحقیقات زیادی بر روی اتصالات درجای تیر-ستون و تقویت آنها صورت گرفته است. ناکافی بودن جزییات اتصالات، خصوصاً اتصالات خارجی، باعث شده است که این اتصالات به‌عنوان نقاط بحرانی در سازه‌ها مطرح شوند [۴].

شکست برشی-خمشی ناشی از لغزش طول مهاری به دلیل ناکافی بودن طول مهاری و کمبود مقاومت در مقابل برش قطری در هسته اتصال از نقاط ضعف این نوع اتصالات است [۴]. از جمله این تحقیقات می‌توان به کارهای گرگلی و همکاران در سال ۲۰۰۰ [۵] و مهینی و رونق در سال ۲۰۰۷ [۶] در تقویت برشی-خمشی اتصالات خارجی، پروین و گراناتا در سال ۱۹۹۸ در مورد تقویت خمشی-برشی اتصالات کربل مفصلی پیش‌ساخته و خمشی کردن آن با استفاده از ورقه‌های FRP [۷]، آنتونوپلوس و تریانتانیلو در سال ۲۰۰۳ در مورد تقویت اتصال تیر-ستون با CFRP با تمرکز بر روی جدا شدگی الیاف [۸]، موخوپازیا و سوامی در سال ۲۰۰۱ در مورد توزیع تنش برشی و جدا شدگی الیاف و ورقه‌های فولادی از سطح بتن در تیرها [۹]، آقابان هام و ال‌مهیدی در سال ۲۰۰۴ در مورد جمع‌بندی انواع مدل‌های ارائه شده در مورد جدا شدگی ورقه FRP از سطح بتن در تیرها [۱۰]، و هارمون و همکاران در سال ۲۰۰۳ در مورد توزیع تنش برشی و جدا شدگی الیاف از سطح بتن در تیرها [۱۱]، اشاره کرد. اما دانش استفاده از این

تکنیک در تقویت سازه‌های پیش‌ساخته خصوصاً در اتصالات اعضای آنها، ناقص و مبهم است. هدف از این تحقیق، بهبود رفتار این اتصالات به وسیله تقویت آن با ورقه‌های FRP بوده است؛ به خصوص در این مطالعه، تمرکز اساسی بر تبدیل اتصال ساده پیش‌ساخته به اتصال خمشی بوده است.

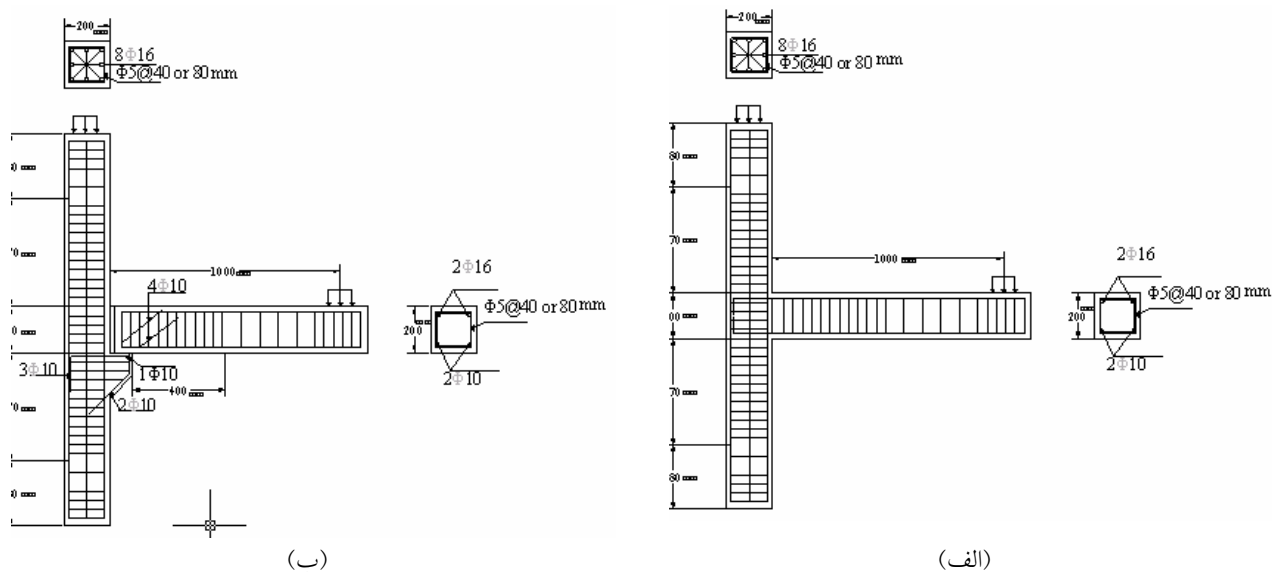
۲- برنامه آزمایشها

۲-۱- نمونه‌های مورد آزمایش

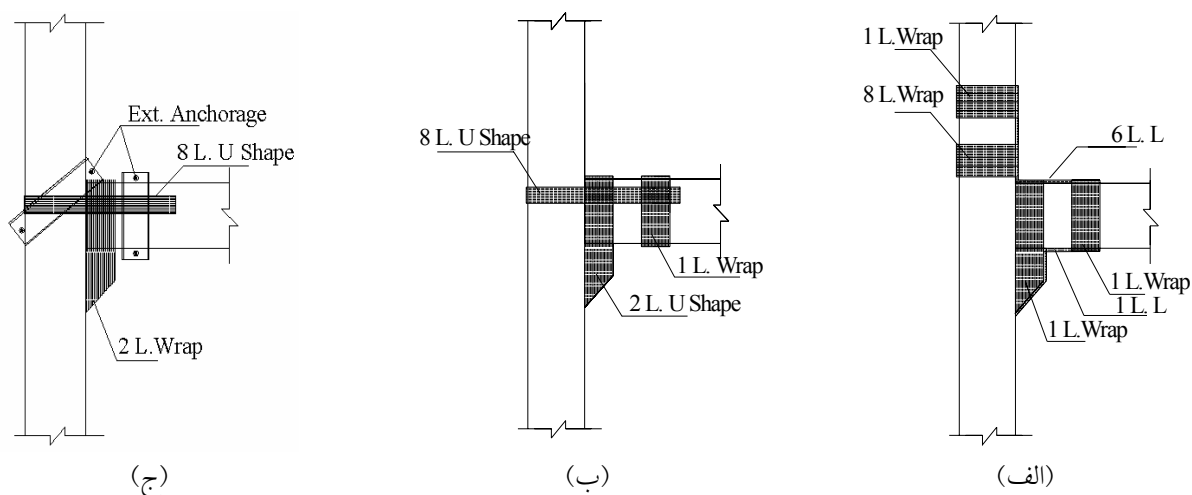
در تحقیق حاضر چهار نمونه اتصال خارجی تیر-ستون با مقیاس ۱/۲ ابعاد واقعی ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. اولین اتصال، یک اتصال به نام Base به صورت گیردار با بتن درجا با توجه به فلسفه "تیر ضعیف-ستون قوی" با آرماتور طولی تیر در حدود $0.3\rho_{max}$ و آرماتور طولی ستون در حدود ۳/۵٪ با رعایت کلیه ضوابط رعایت آرماتور عرضی و طول مهاری در مناطق زلزله خیز بر اساس ACI 318 بود (شکل ۱-الف). نمونه‌های دوم تا چهارم به نامهای Base-P1، Base-P2 و Base-P3 به صورت اتصال ساده با تیر و ستون پیش‌ساخته جدا از هم بوده است؛ به طوری که تیر روی کربل ستون قرار داده شده و درز انقطاع میانی با گروت پر می‌شود (شکل ۱-ب). نحوه جاگذاری ورقه‌های FRP در شکل (۲) نشان داده شده است. طراحی تعداد و ضخامت لایه‌های FRP چنان انجام گرفت که لنگر ظرفیت خمشی منفی در بر تکیه‌گاه، حداقل برابر با ظرفیت متناظر در نمونه Base فراهم شود. در این ارتباط، طراحی بر اساس ACI 440 [۱۲] صورت گرفت.

۲-۲- نحوه آماده سازی نمونه‌ها

طرح اختلاط بتن بر اساس روش وزنی و حجمی ACI 211-89 صورت گرفت. سیمان مصرفی سیمان تیپ ۲ پرتلند، اسلامپ مورد نیاز برای تیر و ستون ۱۰۰-۷۵ میلی‌متر، بزرگترین بعد دانه‌ها ۱۲/۵ میلی‌متر و با رعایت منحنی دانه‌بندی استاندارد، مقدار آب لازم $W=216 \text{ kg/m}^3$ و نسبت



شکل ۱- الف) اتصال Base، ب) اتصالات Base-P1 تا Base-P3



شکل ۲- الف) اتصال Base، ب) اتصال Base-P2، ج) اتصال Base-P3

تمرکز تنش در لایه‌های FRP دورپیچ به دور تیر و ستون جلوگیری به عمل آید. برای به دست آوردن سطحی با زبری تا ۰/۵ میلیمتر، سطح با استفاده از سمباده نرم و برس سیمی صاف گردید. اولین لایه FRP با رزین Sikadur-330 اشباع شده و روی سطح چسبانده شد. سپس به وسیله غلتک پلاستیکی و گیره، سطح فشرده شد تا چسب اضافی خارج شود. به همین ترتیب لایه‌های دیگر نیز چسبانده شد تا ورقه به ضخامت لازم برسد.

آب به سیمان $W/C=0.54$ انتخاب شد.

قالب‌بندی و بتن ریزی نمونه‌ها در سطحی افقی با استفاده از قالبهای فلزی انجام شد. نمونه‌ها تا یک هفته، سه بار در روز آب‌دهی شدند و تا ۳۰ روز در دمای آزمایشگاه قرار گرفتند. پس از عمل‌آوری بتن، نمونه‌های تیر و ستون پیش‌ساخته روی یکدیگر قرار گرفته و درز انقطاع ۳۰ میلی‌متری به وسیله گروت بسته شد. برای تمام گوشه‌های اعضای بتنی، پخی با بعد ۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شد تا از

جدول ۱- مشخصات نمونه‌ها و نتایج آزمایش

درصد تفاوت بار نهایی با نمونه Base	بار شکست نهایی (kN)	درصد دورپیچ تیر و کربل (ρ_{fw})**	درصد FRP طولی تیر (ρ_{fb})*	مقاومت فشاری ۲۸ روزه (MPa)	نمونه
۰	۲۴	۰	۰	۲۱/۳	Base
۰/۸۱	۴/۵۰	۰/۱۱	۰/۲۵	۲۳/۲	Base-P1
۰/۶۸	۷/۷۵	۰/۲۲	۰/۲۲	۲۳/۱	Base-P2
۰/۱۷	۱۹/۵	۰/۲۲	۰/۲۲	۲۱/۱	Base-P3

$$\rho_{fb} = \frac{A_f}{bh} \quad ** \rho_{fw} = \frac{A_f}{bh}$$

جدول ۲- مشخصات فنی FRP

SikaWrap-200C	مشخصات فنی
E = 230 GPa	مدول الاستیسیته
W = 200 g/m ² ± 5%	وزن
$\rho = 1.80 \text{ g/cm}^3$	چگالی الیاف
$f_u = 3900 \text{ MPa}$	مقاومت کششی الیاف
$\epsilon_u = 1.55\%$	کرنش نهایی الیاف
t = 0.11 mm	ضخامت طراحی الیاف

۲-۳- مشخصات مصالح به کار رفته

مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه برای هریک از نمونه‌ها با استفاده از ۳ نمونه استوانه‌ای با قطر ۱۵۰ میلی‌متر که ۲ تا از نمونه‌ها مشابه نمونه اصلی عمل‌آوری شده و یکی از نمونه‌ها در حالت اشباع کامل عمل‌آوری شده است، در جدول (۱) ذکر شده است. جدول (۱) همچنین سایر مشخصات نمونه‌ها را نیز نشان می‌دهد. آرماتورهای کششی در تیر و ستون از فولاد A-III با $f_y = 420 \text{ MPa}$ ، و آرماتور طولی تحتانی تیر و خاموتها از میلگردهای A-II با $f_y = 300 \text{ MPa}$ در نظر گرفته شد. مشخصات ورقه FRP به کار رفته SikaWrap-200C از جنس کربن بوده و دارای مشخصات فنی مطابق جدول (۲) است.

۲-۴- تجهیزات آزمایش

با توجه به محدودیت ابعاد دستگاه برای آزمون نمونه، ابعاد

نمونه در مقیاس ۱/۲ اندازه واقعی انتخاب شد. در نمونه واقعی فرض بر این است که نقطه عطف در وسط تیر و ستون قرار دارد. با این تفسیر اتصال مربوطه که ابتدا و انتهای نمونه‌های آزمایشی روی آن سوار می‌شوند، به صورت مفصل طراحی شد. نمونه‌های ساخته شده بعد از عمل‌آوری و تقویت، به زیر جک ۲۵۰۰ کیلونیوتنی انتقال یافته و روی اتصالات مربوطه قرار گرفت. برای برداشت اطلاعات در هنگام بارگذاری، از یک Load-Cell ۵۰۰ کیلونیوتنی با دقت ۲۵۰ نیوتن و یک Actuator برای کنترل- بار تغییرمکان و پنچ LVDT با دقت ۰/۰۰۱ میلی‌متر با جاگذاری به صورت شکل (۳) برای برداشت تغییرمکان نقاط مختلف اتصال استفاده گردید. بارگذاری به صورت یک بار محوری ثابت روی ستون به میزان $P = 0.2f'_c A_g$ توسط یک جک هیدرولیکی دستی، و یک بار متغیر در سر تیر در موقعیت ۱۰۰۰ میلی‌متری از بر

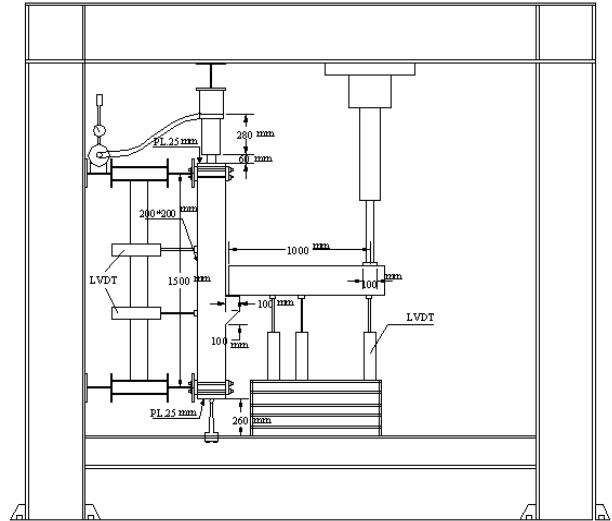


شکل ۴- ترکهای بر اتصال و هسته اتصال Base

$\epsilon_{u} = 0.0155$ پاره می‌شود. در این موقع حدود ۲۵٪ از الیاف ورقه L شکل در لایه‌های تحتانی پاره شده است. از این به بعد فقط ۳۰٪ از لنگر حداکثر به وسیله ورقه L شکل انتقال می‌یابد. نتایج آزمایش بر روی نمونه دوم نشان می‌دهد که تقویت اتصال با استفاده از ورقه L شکل در بالا و پایین گره اتصال تأثیر بسیار ناچیزی در انتقال لنگر دارد. زیرا با توجه به اینکه در گره اتصال، تمرکز تنش برشی زیادی در ورقه L شکل برای انتقال نیروی کششی تیر به دورپیچ ستون به وجود می‌آید؛ ورقه L شکل در نقطه تا شدگی پاره می‌شود، شکلهای (۵) و (۱۱). مکانیزم انتقال بار در شکل (۶) نشان داده شده است.

۳-۳- نتایج نمونه Base-P2

در اوایل بارگذاری در بار ۴۰۰۰ نیوتن، در ورقه U شکل چسبیده به ستون، جدا شدگی لایه سطحی بتن از چسب به دلیل تمرکز تنش برشی لایه مرزی در محل ترک خمشی (مطابق شکل ۷) شروع، و در عرض ستون توسعه پیدا می‌کند. با افزایش بارگذاری در بار ۵۵۰۰ نیوتن، دورپیچ تیر و کربل در ناحیه خم روی ورقه U شکل دچار پارگی می‌شود. پاره شدگی دورپیچ به دلیل بروز تنش کششی ناشی از سهم انتقال لنگر به کربل در اتصال با استفاده از حداکثر ظرفیت FRP در $\epsilon_{u} = 0.0155$ حادث می‌شود، که با بار شکست مربوطه با معادلات تعادل و همسازی تا ۹۵٪ تطابق دارد. در بار نهایی



شکل ۳- نمایش شماتیک تجهیزات آزمایش

اتصال توسط یک جک هیدرولیکی با هدایت رایانه‌ای و با سیستم بارگذاری با کنترل تغییر مکان صورت گرفت.

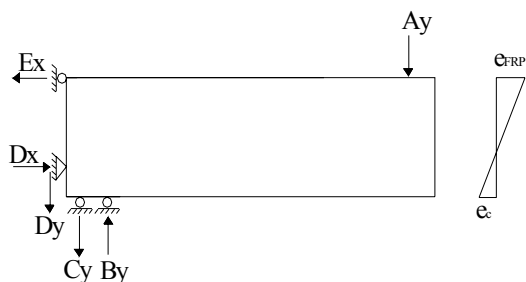
۳- نتایج تحقیق آزمایشگاهی

۳-۱- نتایج نمونه Base

نتایج آزمایش بر روی نمونه اول نشان می‌دهد که آرماتورهای طولی تیر در بر تکیه‌گاه به تسلیم رسیدند؛ یعنی پوش منحنی آزمایشگاهی تا لحظه تسلیم با منحنی نظری تیر کنسول مطابقت دارد؛ ولی به دلیل ضعف هسته اتصال در نبود آرماتور عرضی، ترکهای ریز قطری نیز درون هسته به وجود آمد و در نهایت با وجود رعایت سایر ضوابط آرماتور عرضی و طول مهاري در مناطق زلزله خیز، لغزش در آرماتور کششی اتفاق افتاد. شکست تاحدودی حالت ترد دارد و شکل‌پذیری مناسبی در اتصال به وجود نیامده است. این امر لزوم توجه ویژه به اجرای دقیق هسته اتصال را نشان می‌دهد، شکلهای (۴) و (۱۱).

۳-۲- نتایج نمونه Base-P1

شکست هنگامی اتفاق می‌افتد که دورپیچ تیر و کربل به صورت کششی با استفاده از حداکثر ظرفیت FRP در



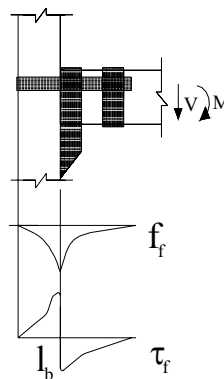
شکل ۶- مکانیزم انتقال بار در نمونه‌های تقویت شده



شکل ۵- پاره شدگی دورپیچ و سپس ورقه L شکل اتصال Base-P1



شکل ۸- جدا شدگی ورقه U شکل روی ستون و پاره شدگی دورپیچ تیر و کربل در نمونه Base-P2



شکل ۷- توزیع تنش کششی در FRP و تنش برشی لایه مرزی ورقه U شکل [۱۰]

بتن بر حسب مگاپاسکال، و l_b طول مهاري FRP بر حسب میلی متر است. نابوار و رزتاسی ضریبهای c_1 و c_2 را به ترتیب ۰/۶۴ و ۲ پیشنهاد می کنند [۴].

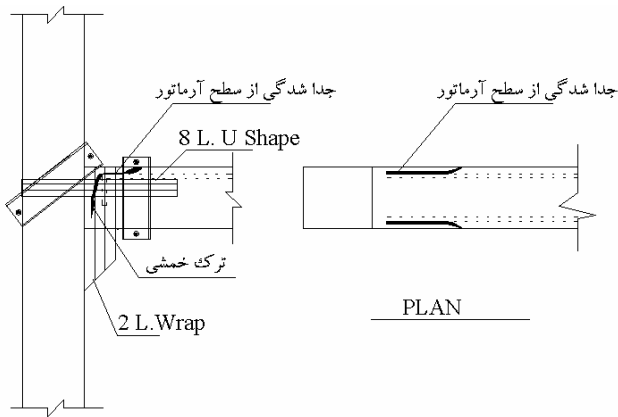
این تنش با رابطه مارویایا و یدا که از $f_f \leq \sqrt{\frac{2G_f E_f}{n_f t_f}}$ به دست می آید، نیز مطابقت می کند [۱۰]. در این رابطه G_f انرژی شکست بین سطحی است که برابر ۰/۵ فرض می شود. n_f و t_f تعداد و ضخامت لایه های FRP و E_f مدول الاستیسیته الیاف است.

۴-۳- نتایج نمونه Base-P3

بر خلاف نمونه Base-P2، به دلیل تعبیه یک مهار مکانیکی بسیار کارآمد خارجی روی ورقه U شکل چسبیده به ستون، جدا شدگی لایه سطحی بتن از چسب در طول بارگذاری به وجود نیامد. این امر به دلیل ایجاد تنش فشاری بر روی سطح

ورقه U شکل چسبیده به تیر در $\epsilon_{u1} = 0.002$ به طور ناگهانی دچار جدا شدگی می شود، شکلهای (۸) و (۱۱)، و در واقع نزدیک به $\frac{1}{3}$ از ظرفیت نهایی FRP در اتصال به کار برده می شود. به تأخیر انداختن جدا شدگی از $\epsilon_{u1} = 0.001$ در ورقه U شکل چسبیده به ستون، به $\epsilon_{u1} = 0.002$ در ورقه U شکل چسبیده به تیر به دلیل دورپیچ است. تنش جدا شدگی ورقه U شکل که با استفاده از بار متناظر جدا شدگی و نوشتن معادلات تعادل و همسازی به دست آمده است، با رابطه هلزن کامپفر [۴]

که با استفاده از عبارت $f_{f,deb} = f_{f,max} = c_1 \sqrt{\frac{E_f f_{ctm}}{n_f t_f}}$ برای $f_{f,deb} = f_{f,max} \frac{l_b}{l_{b,max}} (2 - \frac{l_b}{l_{b,max}})$ و $l_b \geq l_{b,max}$ برای $l_b < l_{b,max}$ به دست می آید، تا ۹۸٪ مطابقت دارد. در رابطه فوق طول مهاري مؤثر $l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f n_f t_f}{c_2 f_{ctm}}}$ ، f_{ctm} مقاومت کششی



شکل ۱۰- مکانیزم شکست در نمونه Base-P3



شکل ۹- جدا شدگی انتهای ورقه U شکل در نمونه Base-P3

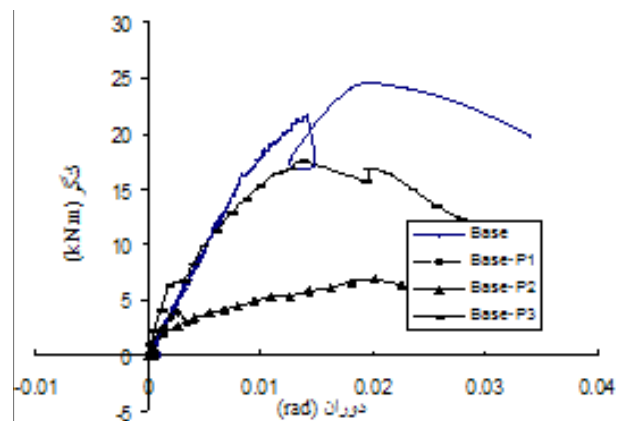
اتصال به کار برده می شود. به تأخیر انداختن جدا شدگی از $\epsilon_u = 0.001$ در ورقه U شکل چسبیده به ستون، به بیشتر از $\epsilon_u = 0.0053$ در ورقه U شکل، و نیز به تأخیر انداختن جدا شدگی از $\epsilon_u = 0.002$ در ورقه U شکل چسبیده به تیر، به $\epsilon_u = 0.0053$ در آن ورقه، به دلیل وجود مهارمکانیکی است. کرنش جدا شدگی ورقه U شکل با کرنش نهایی پیشنهادی توسط شهاتا ($\epsilon_u = 0.005$) و کرنش نهایی پیشنهادی توسط آریا و فارمر ($\epsilon_u = 0.006$) که برای تیرها ارایه شده است، به ترتیب تا ۹۵٪ و ۸۴٪ مطابقت دارد [۱۰]. همچنین کرنش نهایی FRP با رابطه پیشنهادی آیین نامه ACI-440 که برای تیرهای

ساده از $\epsilon_{fe} \leq \kappa_m \epsilon_{fu}$ ، $\kappa_m = \frac{1}{60 \epsilon_{fu}} \left(\frac{90000}{n E_f t_f} \right) \leq 0.9$ به دست می آید، تا ۷۲٪ مطابقت دارد.

۴- برنامه مدلسازی عددی

۴-۱- نحوه مدلسازی و تحلیل اتصالات در نرم افزار

برای مدلسازی سه بعدی و تحلیل اتصالات بتن آرمه از نرم افزار ANSYS 8.1 استفاده شد. برای معرفی مصالح بتنی، از المانهای شش وجهی Solid65 با معیار شکست ویلیام-وارنک که یک معیار شکست ۵ پارامتری با قابلیت شکست بتن در فشار و ترک خوردن در کشش است، استفاده شد. برای جلوگیری از مود خرابی ناشی از فشار و کشش در بتن که باعث کاهش بسیار زیاد



شکل ۱۱- مقایسه منحنی لنگر- دوران اتصالات Base تا Base-P3

ورقه و افزایش مقاومت برشی- اصطکاکی لایه مرزی در عرض ستون است. همچنین بر خلاف نمونه Base-P2 که پاره شدگی دورپیچ تیر و کربل حادث شد، در نمونه Base-P3 نیروی کششی چندانی به دورپیچ تیر و کربل وارد نمی شود. انتقال لنگر به دلیل عدم جدا شدگی ورقه U شکل چسبیده به ستون و صلبیت کافی آن، تا لحظه شکست اتصال، توسط ورقه U شکل انتقال پیدا می کند. شکست اتصال در بار ۱۹۵۰۰ نیوتن ناشی از جدا شدگی بتن مجاور ورقه U شکل و آرماتور کششی و نیز پوشش فوقانی تیر رخ می دهد، شکلهای (۹) و (۱۱). شکل (۱۰) مکانیزم شکست در نمونه Base-P3 را نشان می دهد.

جدا شدگی ورقه U شکل چسبیده به تیر در $\epsilon_u = 0.0053$ رخ می دهد و در واقع نزدیک به ۳۴٪ از ظرفیت نهایی FRP در

مقاومت اتصال می‌شد، برای ترکهای باز (بتن تحت کشش) ۲۵٪ قابلیت تحمل برش، و برای ترکهای بسته (بتن تحت فشار) ۹۹/۰ قابلیت تحمل برش فرض شده است. برای فولاد نیز از المان Link و برای ورقه‌های FRP از المان Solid46 استفاده شد. اتصال بین بتن و FRP کامل در نظر گرفته شد و بنابراین چسب به صورت جداگانه مدل نشد. با توجه به تحقیقات صورت گرفته و عدم تغییر محسوس در رفتار اتصال با در نظر گرفتن پدیده لغزش آرماتور، گره‌های بتن و آرماتور یکی در نظر گرفته شدند؛ و در واقع امکان لغزش آرماتور در بتن گرفته شد. مدل کردن بتن درز اتصال که با گروت و چسب رابط پر می‌شود، به صورت یکپارچه صورت گرفت. مشخصات بتن، آرماتور و ورقه‌های FRP در مدلسازی کاملاً مشابه نمونه‌های واقعی وارد شد. تحلیل اتصال به صورت غیر خطی استاتیکی انجام گرفت. بارگذاری در انتهای تیر و بالای ستون به صورت بارگذاری روی چند گره مجاور انجام شد. برای اعمال شرایط مرزی، برای آنکه اثر دیگر قسمت‌ها و اجزای سازه در مدل اجزای محدود وارد شود، درجات آزادی در راستای x و z در سر بالایی ستون بسته، و سه درجه آزادی حرکتی سر پایینی ستون نیز بسته شد. پس از انجام تحلیل، تمام موارد لازم کنترل شد. این موارد شامل رفتار منحنی لنگر- دوران، تنش در بتن در گامهای خاص، کرنش در آرماتورهای طولی کششی تیر و ورقه‌های FRP، نحوه گسترش ترک در اتصال در مقایسه نمونه‌ها با یکدیگر، میزان باربری نهایی اتصال در مقایسه با ظرفیت محاسباتی آن به روش نظری و نیز سختی نمونه در مقایسه با سایر نمونه‌ها بودند. برای بررسی صحت مدلسازی و مطابقت آن با نتایج آزمایشگاهی، نمونه‌های آزمایشگاه مورد تعریف و آزمایش قرار گرفت، نمونه‌هایی تعریف و توسط نرم‌افزار تحلیل شد.

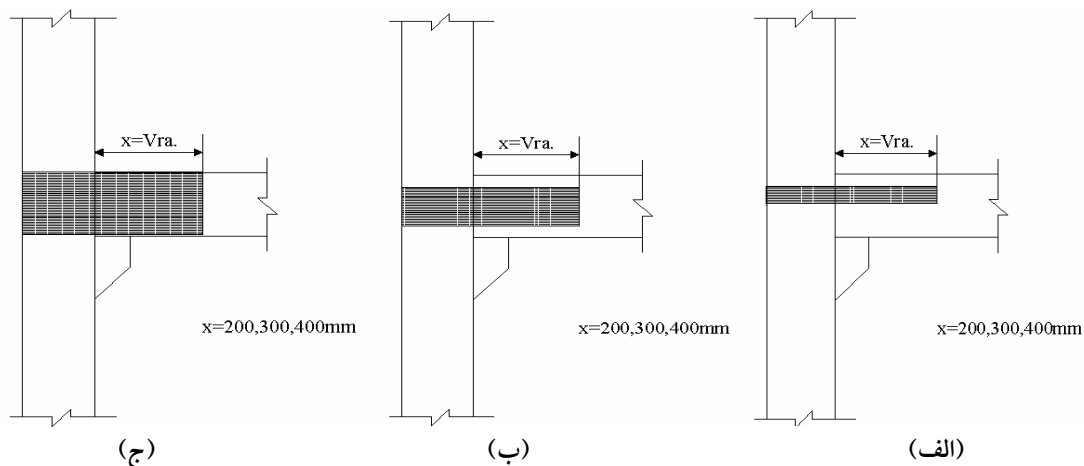
۴-۲- معرفی نمونه‌های مدلسازی شده

همان‌گونه که اشاره شد، بر اساس ایده شکست و بر اساس

آنچه در تحقیقات گذشته و نیز در تحقیقات آزمایشگاهی تحقیق حاضر دیده می‌شود، شایعترین و مناسبترین شکل تقویت، استفاده از ورقه‌های U شکل است. بنابراین کلیه اتصالات پیش‌ساخته مدلسازی شده با نرم‌افزار با هندسه و مشخصات اتصال Base-P3 هستند؛ که با ورقه‌های U شکل در طول و عرضهای مختلف تقویت شده‌اند.

جاگذاری ورقه‌های FRP به صورت ۸ لایه ورقه U شکل دور تیر و ستون است. نحوه جاگذاری ورقه‌های U شکل در شکل (۱۲) نشان داده شده است. طول مهار تقویت ورقه U شکل در تیر در بیشترین حالت، ۴۰۰ میلی‌متر یعنی کل طول اتصال، ۳۰۰ میلی‌متر (مشابه نمونه تقویت شده در آزمایشگاه)، و ۲۰۰ میلی‌متر یعنی نصف طول اتصال در تیر (حداکثر طول مهار لازم برای ورقه)، در نظر گرفته شد تا میزان تأثیر طول مهار در ظرفیت اتصال به دقت بررسی شود. برای توجه انتخاب عرضهای انتخابی در تقویت ورقه U شکل، لازم به ذکر است که علت انتخاب عرض ۵۰ میلی‌متر در ورقه U شکل (مشابه عرض ورقه U شکل در نمونه آزمایشگاهی)، قرار گرفتن کل عرض ورقه U شکل در کشش (بالای تار خنثی) است تا از حداکثر ظرفیت ورقه در کشش استفاده شود. چون در یک اتصال واقعی بار زلزله به صورت دینامیکی رفت و برگشتی به اتصال وارد می‌شود، بنابراین لازم است برای خمش مثبت نیز تقویت صورت گیرد. بنابراین، عرض ۱۳۰ میلی‌متر می‌تواند، منهای پخی موجود در لبه‌های تیر، کل عرض کناری تیر را پوشش دهد. در انتخاب عرض ۲۰۰ میلی‌متر نیز فرض شده است که لبه‌های گوشه تیر صاف بوده و پخ ندارند. بنابراین کل عرض کناری تیر برای تقویت استفاده شده است.

نمونه‌های تقویت شده با ورقه‌های U شکل در عرض و طولهای مختلف از P4 تا P12 تعریف شدند. این نمونه‌ها در شکل (۱۲) نشان داده شده‌اند. در این اتصالات فرض شده است که با استفاده از مهارهای مکانیکی مناسب (به صورت ناودانی یا ورقه فولادی با پیچهای داخلی یا خارجی) برای مهار ورقه U شکل روی ستون و روی تیر، استفاده شده است تا از



شکل ۱۲- مشخصات جاگذاری ورقه‌های U شکل FRP نمونه‌های مدلسازی شده؛

(الف) P4, P7, P10؛ (ب) P5, P8, P11؛ (ج) P6, P9, P12

جدول ۳- مشخصات و نتایج اتصالات P4 تا P12

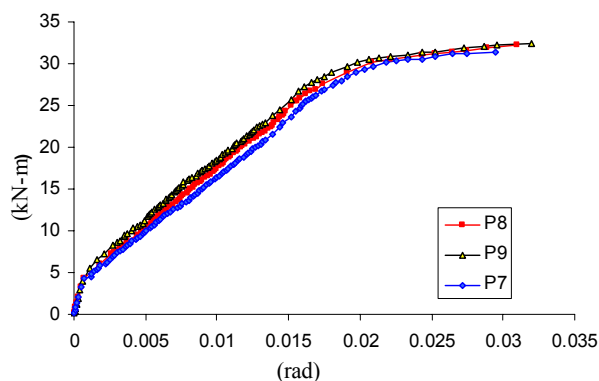
نمونه	طول ورقه U شکل از بر اتصال (mm)	عرض ورقه U شکل (mm)	مقاومت خمشی نهایی (kN-m)	نسبت مقاومت خمشی به مقاومت خمشی مبنای Base	کرنش نهایی ورقه U شکل در بر اتصال	نسبت کرنش با کرنش نهایی ورقه
Base	-	-	۲۴	۱/۰۰	-	-
Base-P3	۳۰۰	۵۰	۱۹/۵۰	۰/۸۱	-	-
P4	۲۰۰	۵۰	۲۸/۵۱	۱/۱۹	۰/۰۱۱۱	۰/۷۲
P5	۲۰۰	۱۳۰	۲۸/۹۵	۱/۲۱	۰/۰۱۰۵	۰/۶۸
P6	۲۰۰	۲۰۰	۲۹/۲۵	۱/۲۲	۰/۰۰۹۹	۰/۶۴
P7	۳۰۰	۵۰	۳۱/۲۵	۱/۳۰	۰/۰۱۲۲	۰/۷۹
P8	۳۰۰	۱۳۰	۳۲/۳۵	۱/۳۵	۰/۰۱۱۵	۰/۷۴
P9	۳۰۰	۲۰۰	۳۲/۵۰	۱/۳۵	۰/۰۱۰۸	۰/۷۰
P10	۴۰۰	۵۰	۳۴/۱۱	۱/۴۲	۰/۰۱۳۱	۰/۸۴
P11	۴۰۰	۱۳۰	۳۵/۰۱	۱/۴۶	۰/۰۱۱۵	۰/۷۴
P12	۴۰۰	۲۰۰	۳۵/۴۱	۱/۴۷	۰/۰۱۰۴	۰/۶۷

* ردیفهای مشخص شده با رنگ تیره مربوط به نمونه‌های آزمایشگاهی هستند که با نرم‌افزار مدل‌سازی شدند.

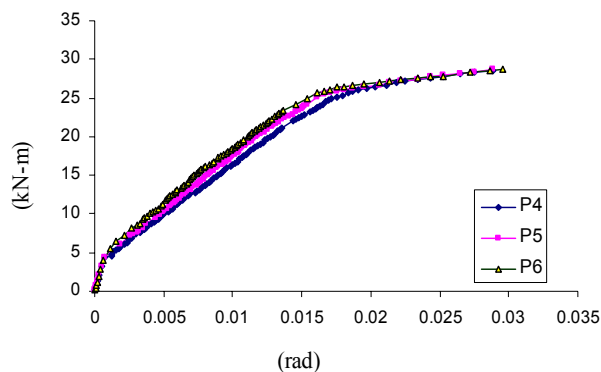
جدول (۳) آورده شده است.

نتایج تحلیل بر روی نمونه‌های P4 تا P12 نشان دادند که در بارگذاری یکسان، با افزایش عرض ورقه U شکل، تنش کششی و متناسب با آن کرنش ورقه U شکل کاهش می‌یابد. در تمامی نمونه‌ها پاره شدگی در ورقه اتفاق نیفتاده است. برای مثال، کرنش FRP در لحظه تسلیم آرماتور کششی تیر در

جداشدگی ورقه و لایه مرزی از بتن یا جدا شدگی پوشش بتنی و ورقه از سطح آرماتور، جلوگیری شود. این مهارهای مکانیکی باید طوری باشند که تا تسلیم آرماتور از جدا شدگی ورقه، جلوگیری کند. در واقع در مدلسازی این اتصالات، مهارهای مکانیکی با اعمال نیروهای عمودی بر روی ورقه‌های FRP، مدلسازی شدند. مشخصات و نتایج اتصالات P4 تا P12 در



شکل ۱۴- نمودار لنگر- دوران اتصالات P7، P8 و P9

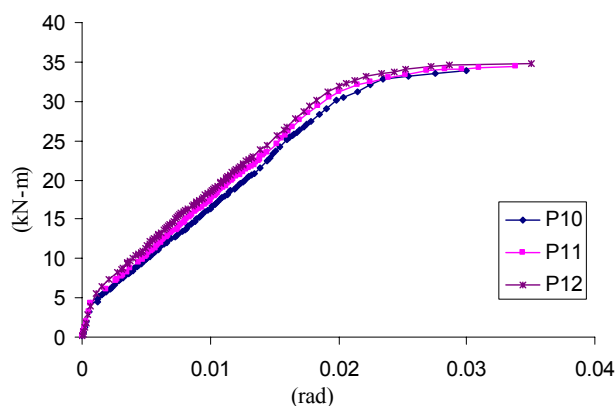


شکل ۱۳- نمودار لنگر- دوران اتصالات P4، P5 و P6

ورقه و عبور آن از تارخنتی (در مقطع تیر)، ورقه FRP به ظرفیت فشاری بتن مقطع کمک می‌کند. این امر در مقایسه نمونه‌های P4 و P5 نمایان است. همچنین با افزایش عرض مقطع و پوشش کل مقطع کناری تیر، ظرفیت ورقه FRP در کشش به کمک میلگرد کششی تیر می‌آید و باعث افزایش لنگر متناظر با تنش تسلیم آرماتور کششی تیر می‌شود.

نمودار لنگر- دوران اتصالات P4، P5 و P6 در شکل (۱۳) نشان داده شده است. با مقایسه این نمودارها، معلوم است که با افزایش عرض ورقه U شکل، سختی اتصال بیشتر شده است. این امر به سبب اثر سختی ورقه U شکل در دوران اتصال است. همچنین این مقایسه بین نمونه‌های P7، P8 و P9 در شکل (۱۴)، و برای نمونه‌های P10، P11 و P12 در شکل (۱۵) صورت گرفته است که مشابه همان نتایج به دست آمده است. در تمامی این مقایسه‌ها مشخص است که با افزایش عرض ورقه U شکل، علاوه بر افزایش سختی اتصال، آرماتور کششی تیر نیز دیرتر تسلیم شده است که دلیل این امر قبلاً ذکر شد.

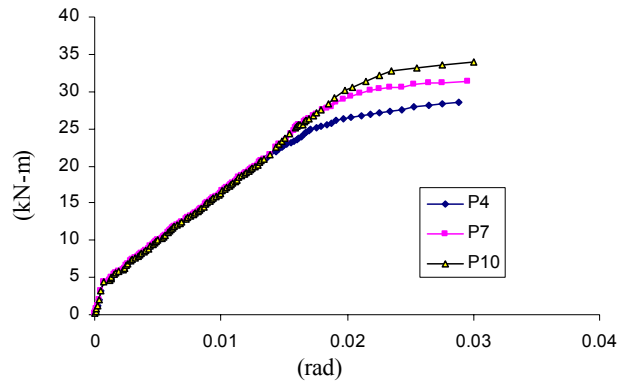
با توجه به جدول (۳)، نتایج تحلیل بر روی نمونه‌های P4 تا P12 نشان می‌دهند که با افزایش طول مهاري ورقه U شکل در نمونه‌های P4، P6 و P10 از ۲۰۰ میلی‌متر به ۳۰۰ میلی‌متر و ۴۰۰ میلی‌متر، لنگر نهایی اتصال از ۲۸/۵۱ kN-m به ۳۱/۲۵ kN-m و ۳۴/۱ افزایش می‌یابد. در واقع با توجه به کاهش بازوی لنگر وارد بر قسمت ضعیف تیر، کرنش نهایی در آرماتور کششی در فاصله کمتری از انتهای تیر (و در مجاورت



شکل ۱۵- نمودار لنگر- دوران اتصالات P10، P11 و P12

اتصال P4، با ۰/۰۹۱٪ به حدود ۶۰٪ کرنش نهایی FRP رسیده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، تنشهای ایجاد شده از لحاظ کنترل حداکثر مقادیر قابل تحمل برای ورقه‌های FRP هیچ مشکلی را به وجود نمی‌آورد. به عبارت بهتر مقادیر تنشهای ایجاد شده، از حداکثر مقادیر قابل تحمل برای ورقه‌های FRP کمتر است. این مسئله در سایر نمونه‌های مورد بررسی در این تحقیق نیز به چشم می‌خورد.

لنگر متناظر با تنش تسلیم آرماتور کششی با افزایش عرض ورقه U شکل افزایش می‌یابد؛ به طوری که افزایش عرض ورقه U شکل به ترتیب از ۵۰ میلی‌متر در نمونه P4 به ۱۳۰ میلی‌متر در نمونه P5 و ۲۰۰ میلی‌متر در نمونه P6، باعث افزایش لنگر متناظر با تنش تسلیم آرماتور کششی تیر از ۲۵/۰ kN-m به ۲۸/۶۵ kN-m و ۲۸/۵ kN-m شده است. در واقع با افزایش عرض



شکل ۱۶- مقایسه نمودارهای لنگر- دوران

نمونه‌های P4، P7 و P10

اتصال، تأثیر بسیار ناچیزی در انتقال لنگر دارد. زیرا با توجه به اینکه در گره اتصال، تمرکز تنش برشی زیادی در ورقه L شکل برای انتقال نیروی کششی تیر به دورپیچ ستون به وجود می‌آید؛ ورقه L شکل در نقطه تاشدگی پاره می‌شود.

۲- تقویت اتصال با استفاده از ورقه U شکل بدون استفاده از مهار مکانیکی و فقط با استفاده از دورپیچ با ورقه FRP عملکرد خوبی نداشت.

۳- وجود دورپیچ ۱۰۰٪ ظرفیت جدا شدگی الیاف را بهبود بخشیده و کرنش نهایی جدا شدگی ورقه را از ۰/۰۰۱ تا ۰/۰۰۲ افزایش می‌دهد.

۴- در یکی از نمونه‌های آزمایشگاهی تقویت شده (نمونه Base 3)، اتصال تا ۸۱٪ ظرفیت خمشی یک اتصال گیردار معمولی، مقاوم شد.

۵- جدا شدگی یک عامل محدود کننده در ظرفیت کششی ورقه‌های FRP بود؛ ولی با یک سیستم مهار مکانیکی این پدیده تا حد نسبتاً خوبی کنترل شد. مهارهای مکانیکی در افزایش ظرفیت نهایی جدا شدگی ورقه‌های FRP تا ۵۳٪ موثر بودند. با استفاده از یک مهار مکانیکی خارجی، کرنش نهایی جدا شدگی ورقه، از ۰/۰۰۱ تا بیش از ۰/۰۰۵۳ یعنی تا ۳۴٪ از کرنش نهایی کششی FRP افزایش یافت.

۶- تعداد و ضخامت لایه‌های FRP نیز در کرنش نهایی جدا شدگی FRP موثر بود.

۷- در این نمونه از دو مهار مکانیکی، یکی روی ورقه U شکل در روی ستون و دیگری در روی تیر استفاده شد. در انتهای بارگذاری، ورقه U شکل روی تیر دچار جدا شدگی شد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که به راحتی با افزایش تعداد مهار مکانیکی روی تیر می‌توان جدا شدگی را در این ناحیه حتی تا تسلیم آرماتور تیر به تأخیر انداخت.

ب) نتایج تحلیل نمونه‌های مدلسازی شده با نرم‌افزار

۱- با استفاده از تحلیل نظری بر روی نتایج آزمایشگاهی نمونه Base-P3 نزدیک به ۳۴٪ از ظرفیت نهایی FRP در اتصال

انتهای ورقه تقویت) اتفاق می‌افتد. همین امر باعث افزایش باربری اتصال می‌شود. در واقع تشکیل مفصل پلاستیک به ناحیه‌ای دورتر از بر اتصال (ناحیه بحرانی) انتقال می‌یابد. این نسبت افزایش برای سایر نمونه‌ها با عرضهای بیشتر نیز صادق است، شکل (۱۶). هم‌چنین با توجه به جدول (۳)، در هیچ یک از نمونه‌ها ورقه U شکل به کرنش نهایی نرسیده و پارگی حادث نمی‌شود.

تنش کششی ورقه U شکل در بر اتصال نیز به دنبال افزایش طول مهار و افزایش باربری اتصال، افزایش یافت. به طوری که در جدول (۳) مشاهده می‌شود؛ کرنش FRP متناظر با بار نهایی در اتصال P4 برابر با ۰/۰۱۱، در اتصال P7 برابر با ۰/۰۱۲ و در اتصال P10 برابر با ۰/۰۱۳ است. این نسبت در مقایسه با سایر نتایج نیز صادق بودند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که در نمونه‌های با طول مهار ۴۰۰ میلی‌متر، تا ۸۴٪ از ظرفیت ورقه استفاده شده و باربری اتصال نیز به نحو مطلوبی افزایش می‌یابد.

۵- نتیجه‌گیری

نتایج این تحقیق در دو بخش مرتبط با نمونه‌های آزمایشگاهی و کار عددی انجام شده ارائه می‌شود:

الف) نتایج تحلیل نمونه‌های آزمایشگاهی

۱- تقویت اتصال با استفاده از ورقه L شکل در بالا و پایین گره

به کار برده شد. در حالی که نتایج حاصل از نمونه ساخته شده در نرم افزار نشان داد که ۴۱٪ از ظرفیت نهایی FRP در اتصال به کار برده شده است. در واقع نتایج تحلیل نظری با نتایج تحلیل عددی با نرم افزار ۷٪ اختلاف داشت که به دلیل نحوه مدل کردن نمونه نحوه تحلیل نظری بود.

۲- کرنش نهایی حاصل از تحلیل با نرم افزار، نمونه Base-P3، در مقایسه با کرنش نهایی پیشنهادی توسط شهابا ($\epsilon_u = 0.005$) و کرنش نهایی پیشنهادی توسط آریا و فارمر ($\epsilon_u = 0.006$) که برای تیرها ارایه شده است، به ترتیب تا ۷۸٪ و ۹۴٪ مطابقت داشت [۱۰]. همچنین کرنش نهایی FRP با رابطه پیشنهادی آیین نامه ACI-440 برای تیرهای ساده تا ۸۶٪ مطابقت داشت.

۳- استفاده از ورقه های FRP در ناحیه کششی تیر به صورت U شکل باعث انتقال مقطع بحرانی از انتهای تیر (بر ستون) به مقطع بعد از ناحیه تقویت شده تیر شد.

۴- استفاده از ورقه های FRP در ناحیه کششی تیر به صورت U شکل باعث تبدیل یک نوع اتصال مفصلی به اتصال کاملاً گیردار شد. به طوری که مقاومت خمشی اتصالات مذکور نسبت به اتصال در جای گیردار مبنای Base بین ۱۹٪ تا ۵۰٪ برابر افزایش یافت.

۵- نتایج تحلیل بر روی نمونه های ساخته شده نشان دادند که

بیشترین مقاومت خمشی مربوط به نمونه ای با ورقه U شکل با طول مهار ۴۰۰ میلی متر است که تا ۱/۵ برابر یک اتصال گیردار درجا که مشخصات مشابهی داشت، مقاوم شد.

۶- با افزایش طول مهار ورقه U شکل و یا عرض ورقه U شکل، لنگر نهایی اتصال افزایش یافت. تنش کششی ورقه U شکل در بر اتصال نیز به دنبال افزایش طول مهار (و یا عرض ورقه U شکل) و افزایش باربری اتصال، افزایش یافت.

۷- وجود دورپیچ یا ورقه های کناری تیر در انتهای ورقه U شکل تأثیر چندانی در کاهش تنش ورقه U شکل یا افزایش باربری اتصال نداشت؛ ولی نقش نسبتاً قابل توجهی را در کاهش تنش ورقه U شکل بازی کرد.

۸- در هیچ یک از نمونه ها کرنش ورقه در بار نهایی، به کرنش نهایی ورقه نرسیده و پارگی اتفاق نمی افتاد. بنابراین در کلیه نمونه ها به شرط اینکه تا کرنش نهایی ورقه، پدیده جدا شدگی یا کمانش ورقه اتفاق نیفتد، می توان تعداد لایه های ورقه را کاهش داد. با کاهش ضخامت ورقه، تنش موجود در ورقه با یک نسبت خطی نسبت به سطح مقطع مقاوم ورقه (یعنی ضخامت ورقه)، کاهش یافت.

مراجع

1. Iverson, J. K., and Hawkins, N. M., "Performance of Precast/Prestressed Concrete Building Structures During the Northridge Earthquake," *PCI Journal*, March-April, pp. 65-76, 1994.
2. Saadatmanesh, H., and Ehsani, M., "Fiber Composite Plates Can Strengthen Beams," *Concrete International*, Vol. 12, No. 3, pp. 65-76, 1997.
3. Granata, P., and Parvin, A., "An Experimental Study on Kevlar Strengthening of Beam-Column Connections," *Composites*, Part B, No. 53, 1990, pp. 163-171, 2001.
4. Antonopoluos, C. P., and Triantafillou, T. C., "Analysis of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints," *Composites For Construction*, Vol. 6, No. 1, pp. 41-51, 2002.
5. Gergely, I., Pantelides, C. P., and Reaveley, L. D., "Shear Srenghthening of RC T-joints Using CFRP Composites." *Composites For Construction*, Vol. 4, No. 2, pp. 56-64, 2000.
6. Mahini, S. S., and Ronagh, H. R., "A New Method for Improving Ductility in Existing RC Ordinary Moment Resisting Frames Using FRPs." *Asian Journal of Civil Engineering, AJCE*, Vol. 8, No. 6, pp. 581-595, 2007.
7. Parvin, A., and Granata, P., "External Fiber Composite Reinforcement of Concrete Structural Members," *Proceedings of the Japan-U.S. Conference on Composite Materials*, pp. 942-948, 1998.
8. Antonopoluos, C. P., and Triantafillou, T. C., "Experimental Investigation of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints," *Composites For Construction*, Vol. 6, No. 1, pp. 39-49, 2003.
9. Mukhopadhyaya, P., and Swamy, R. N., "A New

- Design Criterion For plate Debonding,” *Composites For Construction*, Vol. 5, No. 1, pp. 35-43, 2001.
10. Pham, H., and Al-Mahaidi, R., “Assessment of Available Prediction Models For the Strength of FRP Retrofitted RC beams.” *Composites Structures*, Vol. 66, No. 2, pp. 601-610, 2004.
 11. Harmon, T. G., and Kim, Y. J., and Johnson, T. and Stark, A., “Bond of Surface-Mounted Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures,” *ACI Structural Journal*, Vol. 57, No. 100, pp. 557-564, 2003.
 12. ACI Committee 440, “Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthened concrete structures,” ACI 440.2R-02, 2002.