# مطالعهٔ آزمایشگاهی و عددی برای تأمین ظرفیت خمشی در اتصالات پیش ساختهٔ بتن آرمه با استفاده از ورقههای FRP

داود مستوفینژاد\* و نیما رهگذر\*\* دانشکدهٔ مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

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



\*\* – کارشناسی ارشد

### 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 فشارى بتن	$f_c'$	طول مهاری	FRP l <sub>b</sub>
نسبت آب به مواد سیمانی	W/C	سطح مقطع الياف	$A_{f}$
درصد FRP طولی تیر	$\rho_{fb}$	ع ض مقطع تد	b
درصد دورپیچ تیر و کربل	$\rho_{fW}$	الديناء مقطعية	h
مدول الاستيسيتة بتن	Ec	ارتفاع مقطع لير	n C
چگالی الیاف	ρ	مفاومت کششی بتن	I <sub>ctm</sub>
مقاومت كششي الياف	$\mathbf{f}_{\mathbf{u}}$	مدول الاستيسيتة الياف	Ef
كرنش نهايي الياف	ε <sub>u</sub>	تعداد لايەھاي كامپوزيت	$n_{f}$
ضخامت طراحي الياف	t <sub>f</sub>	انرژی شکست بین سطحی	$G_{f}$

بارهای جانبی، اغلب از کارایی لازم برخوردار نیستند. با توجه به نتایجی که از مطالعات مرتبط با نقاط ضعف این سازه ها در هنگام زلزله به دست آمده است، مشخص شده که اتصالات خشک در این سازه ها، به دلیل اینکه اغلب به صورت مفصلی اجرا می شوند، به علت عدم تطابق در شکل پذیری و بروز نیروی ضربه ای در اتصال، از رفتار مناسبی در مقابل زلزله بر خوردار ۱ – مقدمه

بهدلیل مزایای سازههای بتنآرمهٔ پیش ساخته از جمله کنتـرل کیفیت عالی، سرعت اجرای بالا، استفاده از نیروی انسانی کمتـر و در نهایت قیمت تمام شدهٔ پایین، این نوع سازههـا در سراسـر دنیا گسترش پیدا کردهاند؛ ولی بـهدلیـل عـدم وجـود مطالعـات آزمایشگاهی دقیق بر روی نقاط ضعف این نوع سازهها در برابر

نیستند [۱]. به همین دلیل به نظر می رسد، خمشی کردن اتصالات پیش ساختهٔ بتن آرمه باعث بهبود رفت ار این سازه ها در مقابل بارهای ثقلی و جانبی شود.

یکی از روشهای نوین بهینه سازی و تقویت سازه های بتن آرمه، چسباندن ورقه های FRP به سطح بتن برای افزایش ظرفیت خمشی، برشی و محوری، و نیز محصور کردن هستهٔ بتنی و جذب انرژی در اعضای سازه های بتن آرمه 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 دهه های 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 به عنوان نقاط بحرانی در سازه ها مطرح شوند [۴].

شكست برشى- خمشى ناشى از لغزش طول مهارى بەدلىل ناکافی بودن طول مهاری و کمبود مقاومت در مقابل برش قطرى در هسته اتصال از نقاط ضعف اين نوع اتصالات است [۴]. از جملهٔ این تحقیقات می توان به کارهای گرگلی و همکاران در سال ۲۰۰۰ [۵] و مهینے و رونے 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 جـدا شدگی الیاف [۸]، موخوپازیایا و سوامی در سال ۲۰۰۱ در مورد توزیع تنش برشی و جدا شدگی الیاف و ورقه های فولادی از سطح بتن در تیرها [۹]، آقایان هام و المهیدی در سال ۲۰۰۴ در مورد جمعبندی انواع مدلهای ارائه شده در مورد جدا شدگی ورقهٔ FRP از سطح بتن در تیرها [۱۰]، و هـارمون و همکـاران 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 سازه های پیش ساخته خصوصاً در اتصالات اعضای آنها، ناقص و مبهم است. هدف از این تحقیق، بهبود رفتار این اتصالات به وسیلهٔ تقویت آن با ورقه های FRP بوده است؛ به خصوص در این مطالعه، تمرکز اساسی بر تبدیل اتصال سادهٔ پیش ساخته به اتصال خمشی بوده است.

## ۲- برنامهٔ آزمایشها ۲-۱- نمونههای مورد آزمایش

در تحقيق حاضر چهار نمونه اتصال خارجي تير-ستون بـا مقیاس ۱/۲ ابعاد واقعی ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. اولین اتصال، یک اتصال بهنام Base بهصورت گیردار با بتن درجا با توجه به فلسفهٔ "تير ضعيف- ستون قـوى" بـا آرماتور طولی تیر در حدود 0.3p<sub>max</sub> و آرماتور طولی ستون در حدود ۳/۵٪ با رعایت کلیهٔ ضوابط رعایت آرماتور عرضی و طول مهاری در مناطق زلزله خیز بر اساس ACI 318 بود (شکل ۱- الف). نمونه های دوم تا چهارم به نامهای Base-P1، Base-P2 و Base-P3 به صورت اتصال ساده با تیر و ستون پیش ساختهٔ جدا از هم بودهاست؛ بهطوری که تیر روی کربل ستون قرار داده شده و درز انقطاع میانی با گروت پر می شود (شکل ۱- ب). نحوهٔ جاگذاری ورقه های FRP در شکل (۲) نشان داده شده است. طراحی تعداد و ضخامت لایه های FRP چنان انجام گرفت که لنگر ظرفیت خمشی منفی در بر تكيه گاه، حداقل برابر با ظرفيت متناظر در نمونهٔ Base فراهم شود. در این ارتباط، طراحی بر اساس ACI 440 [۱۲] صورت گرفت.

### ۲-۲- نحوهٔ 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 دانه ها ۱۲/۵ میلیمتر و با رعایت منحنی دانه بندی استاندارد، مقدار آب لازم W=216 kg/m<sup>3</sup> و نسبت



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



شكل ٢- الف) اتصال Base-P1، ب) اتصال Base-P2 ، ج) اتصال Base-P3

آب به سیمان W/C=0.54 انتخاب شد.

قالب بندی و بتن ریزی نمونه ها در سطحی افقی با استفاده از قالبهای فلزی انجام شد. نمونه ها تا یک هفته، سه بار در روز آب دهی شدند و تا ۳۰ روز در دمای آزمایشگاه قرار گرفتند. پس از عمل آوری بتن، نمونه های تیر و ستون پیش ساخته روی یک دیگر قرار گرفته و درز انقطاع ۳۰ میلی متری به وسیلهٔ گروت بسته شد. برای تمام گوشه های اعضای بتنی، پخی با بعد ۲۵ میلی متر درنظر گرفته شد تا از

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

		=			
درصد تفاوت بار	بار شکست	درصد دورپيچ تير و	درصد FRP طولی تیر	مقاومت فشاری ۲۸	
نهایی با نمونهٔ Base	نهایی(kN)	کربل ( p <sub>fw</sub> )**	$*(\rho_{fb})$	روزه (MPa)	ىمونە
o	74	o	•	۳۱/۳	Base
۰/۸۱	۴/۵۰	۰/۱۱	۰/۲۵	۲۳/۲	Base-P1
۰/۶۸	V/Và	۰/۲۲	۰/۲۲	۲۳/۱	Base-P2
۰/۱۷	۱۹/۵	۰/۲۲	۰/۲۲	۲۱/۱	Base-P3

جدول ۱- مشخصات نمونه ها و نتایج آزمایش

$$\rho_{\rm fb} = \frac{A_{\rm f}}{bh} \qquad **\rho_{\rm fw} = \frac{A_{\rm f}}{bh}$$

خصات فنی FRP	جدول ۲- مش
SikaWrap-200C	ى

Sika Wiap-2000	مشخصات فني
E = 230 GPa	مدول الاستيسيته
$W = 200 g/m^2 \pm 5\%$	وزن
$\rho = 1.80 \text{ g/cm}^3$	چگالی الیاف
f <sub>u</sub> = 3900 MPa	مقاومت كششي الياف
$\varepsilon_u = 1.55\%$	كرنش نهايي الياف
t = 0.11  mm	ضخامت طراحي الياف

### ۲-۳- مشخصات مصالح به کار رفته

مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه برای هریک از نمونه ها با استفاده از ۳ نمونهٔ استوانه ای با قطر ۱۵۰ میلی متر که ۲ تا از نمونه ها مشابه نمونهٔ اصلی عمل آوری شده و یکی از نمونه ها در حالت اشباع کامل عمل آوری شده است، در جدول (۱) ذکر شده است. جدول (۱) همچنین سایر مشخصات نمونه ها را نیز نشان می دهد. آرماتورهای کششی در تیر و ستون از فولاد نشان می دهد. آرماتورهای کششی در تیر و ستون از فولاد انا میگردهای اجها و آرماتور طولی تحتانی تیر و خاموتها از میلگردهای I-A با APM وی ها در نظر گرفته شد. مشخصات ورقهٔ FRP به کار رفته مطابق جدول (۲) است. 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 اندازهٔ واقعی انتخاب شد. در نمونهٔ واقعی فرض بر این است که نقطهٔ عطف در وسط تیر و ستون قرار دارد. با این تفسیر اتصال مربوطه که ابتدا و انتهای نمونههای آزمایشی روی آن سوار می شوند، به صورت مفصل طراحی شد. نمونههای ساخته شده بعد از عمل آوری و تقویت، به زیر جک • ۲۵۰ کیلونیوتنی انتقال یافته و روی اتصالات مربوطه قرار گرفت. برای برداشت اطلاعات در هنگام بارگذاری، از یک محمل حدای منازی و یک مدی معلی متر با جاگذاری به صورت شکل (۳) برای برداشت تغییر مکان نقاط مختلف اتصال استفاده گردید. بارگذاری به صورت یک بار محوری ثابت روی ستون به میزان به صورت یک بار محوری ثابت روی ستون به میزان به صورت یک بار محوری ثابت روی ستون به میزان متغیر در سر تیر در موقعیت ۱۰۰۰ میلی متری از بر



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

### ۳- نتایج تحقیق آزمایشگاهی

### Base نتايج نمونهٔ -۱-۳

نتایج آزمایش بر روی نمونهٔ اول نشان میدهد که آرماتورهای طولی تیر در بر تکیه گاه به تسلیم رسیدند؛ یعنی پوش منحنی آزمایشگاهی تا لحظهٔ تسلیم با منحنی نظری تیر کنسول مطابقت دارد؛ ولی به دلیل ضعف هستهٔ 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 مهاری در مناطق زلزله خیز، لغزش در آرماتور کششی اتفاق افتاد. شکست تاحدودی حالت ترد دارد و شکل پذیری مناسبی در اتصال به وجود نیامده است. این امر لزوم توجه ویژه به اجرای دقیق هستهٔ اتصال را نشان می دهد، شکلهای (۴) و (۱۱).

### ۳-۲-نتايج نمونهٔ Base-P1

شکست هنگامی اتفاق میافتد که دورپیچ تیر وکربل بهصورت کششی با استفاده از حداکثر ظرفیت FRP در



شکل ۴- ترکهای بر اتصال و هستهٔ اتصال Base

تورقهٔ L شکل در لایه می شود. در این موقع حدود ۲۵٪ از الیاف ورقهٔ L شکل در لایه های تحتانی پاره شده است. از این به بعد فقط ۳۰٪ از لنگر حداکثر به وسیلهٔ ورقهٔ L شکل انتقال می یابد. نتایج آزمایش بر روی نمونهٔ دوم نشان می دهد که تقویت اتصال با استفاده از ورقهٔ L شکل در بالا و پایین گرهٔ اتصال تأثیر بسیار ناچیزی در انتقال لنگر دارد. زیرا با توجه به اینکه در گرهٔ اتصال، تمرکز تنش برشی زیادی در ورقهٔ L شکل برای انتقال نیروی کششی تیر به دورپیچ ستون به وجود می آید؛ ورقهٔ L شکل در نقطهٔ تا شدگی پاره می شود، شکلهای (۵) و (۱۱). مکانیزم انتقال بار در شکل (۶) نشان داده شده است.

#### Base-P2 نتايج نمونة Base-P2

در اوایل بارگذاری در بار ۴۰۰۰ نیوتن، در ورقهٔ U شکل چسبیده به ستون، جدا شدگی لایهٔ سطحی بتن از چسب بهدلیل تمرکز تنش برشی لایهٔ مرزی در محل ترک خمشی (مطابق شکل ۷) شروع، و در عرض ستون توسعه پیدا میکند. با افزایش بارگذاری در بار ۵۵۰۵ نیوتن، دورپیچ تیر وکربل در ناحیهٔ خم روی ورقهٔ U شکل دچار پارگی میشود. پارهشدگی دورپیچ بهدلیل بروز تنش کششی ناشی از سهم انتقال لنگر به کربل در اتصال با استفاده از حداکثر ظرفیت FRP در کربل در اتصال با ستفاده از حداکثر ظرفیت مربوطه با معادلات تعادل و همسازی تا ۹۵٪ تطابق دارد. در بار نهایی



شکل ۶- مکانیزم انتقال بار در نمونههای تقویت شده



شکل ۸– جدا شدگی ورقهٔ U شکل روی ستون و پاره شدگی دورپیچ تیر وکربل در نمونهٔ Base-P2

بتن بر حسب مگاپاسکال، و  $l_b = l_b$  طول مهاری FRP بر حسب میلیمتر است. نابوار و رزتاسی ضریبهای c\_1 و c\_2 را بهترتیب ۹۶/۵ و ۲ پیشنهاد میکنند [۴]. این تنش با رابطهٔ مارویایا و یدا که از  $\frac{2G_f E_f}{n_f t_f}$  بهدست میآید، نیز مطابقت میکند [۱۰]. در این رابطه  $G_f$  انرژی شکست بین سطحی است که برابر ۵/۵ فرض میشود. n\_f و fr تعداد و ضخامت لایههای FRP و FR مدول الاستیسیتهٔ الیاف است.

### Base-P3- نتايج نمونهٔ Base-P3

بر خلاف نمونهٔ Base-P2، بهدلیل تعبیهٔ یک مهار مکانیکی بسیار کارامد خارجی روی ورقهٔ U شکل چسبیده به ستون، جدا شدگی لایهٔ سطحی بتن از چسب در طول بارگذاری بهوجود نیامد. این امر بهدلیل ایجاد تنش فشاری بر روی سطح



شكل ۵– پاره شدگى دورپيچ و سپس ورقهٔ L شكل اتصال Base-P1



شکل ۷– توزیع تنش کششی در FRP و تنش برشی لایهٔ مرزی ورقهٔ U شکل [۱۰]

ورقۀ U شکل چسبیده به تیر در  $0.002 = v_a$  به طور ناگهانی دچار جدا شدگی می شود، شکلهای (۸) و (۱۱)، و در واقع نزدیک به  $\sqrt{}$  از ظرفیت نهایی FRP در اتصال به کار برده می شود. به تأخیر انداختن جدا شدگی از 0.001 = v ع در ورقۀ U شکل چسبیده به ستون، به 2000 = v در ورقۀ U شکل U شکل چسبیده به ستون، به 2000 = v در ورقۀ U شکل U شکل که با استفاده از بار متناظر جدا شدگی و نوشتن معادلات تعادل و همسازی به دست آمده است، با رابطۀ هلزن کامپفر [۴] که با استفاده از عبارت آمده است، با رابطۀ هلزن کامپفر [۴] که با استفاده از عبارت آمده است، با رابطۀ هلزن کامپفر [۴] که با استفاده از عبارت آمده است، با رابطۀ هلزن کامپفر [۴] که با استفاده از عبارت آمده است، با رابطۀ هلزن کامپفر و ا



شکل ۱۰ – مکانیزم شکست در نمونهٔ Base-P3

اتصال بهکار برده می شود. به تأخیر انداختن جدا شدگی از  $\epsilon_u = 0.001$  =  $\epsilon_u = 0.005$  ع در ورقهٔ U شکل چسبیده به ستون، به بیشتر از  $\epsilon_u = 0.0053$  در ورقهٔ U شکل، و نیز به تأخیر انداختن جدا شدگی از 20.00 =  $\epsilon_u = 0.002$  م شکل، و نیز به تأخیر انداختن جدا شدگی از 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  م شکل، و نیز به تأخیر انداختن جدا م شدگی از 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  م شکل وجود مهار مکانیکی است. کرنش جدا شدگی ورقهٔ U شکل با کرنش نهایی پیشنهادی توسط شهاتا ( 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) و کرنش نهایی پیشنهادی توسط شهاتا ( 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به توسط شهاتا ( 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به توسط شهاتا ( 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به توسط شهاتا ( 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به توسط شهاتا ( 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به توسط شهاتا ( 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به توسط شهاتا ( 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به توسط شهاتا ( 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به توسط شهاتا ( 20.00 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به تریه ای و فارمر ( 20.006 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به تریه ای و فارمر ( 20.006 =  $\epsilon_u = 0.005$  ) که برای تیرها ارایه شده است، به تریه ای ارابطهٔ پیشنهادی آیین نامهٔ ACI-440 که برای تیرهای ACI-440 که برای تیرها که برای تیرهای می آید، تا ۷۲٪ مطابقت دارد.

### ۴– برنامهٔ مدلسازی عددی

### ۴–۱– نحوهٔ مدلسازی و تحلیل اتصالات در نرمافزار

برای مدلسازی سه بعدی و تحلیل اتصالات بتن آرمه از نرمافزار 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 ۹- جدا شدگی انتهای ورقهٔ U شکل در نمونهٔ Base-P3



شکل ۱۱– مقایسهٔ منحنی لنگر– دوران اتصالات Base تا Base-P3 تا Base

ورقه و افزایش مقاومت برشی – اصطکاکی لایهٔ مرزی در عرض ستون است. همچنین بر خلاف نمونهٔ Base-P2 که پاره شدگی دورپیچ تیر و کربل حادث شد، در نمونهٔ Base-P3 نیروی کششی چندانی به دورپیچ تیر و کربل وارد نمی شود. انتقال لنگر بهدلیل عدم جدا شدگی ورقهٔ لا شکل چسبیده به ستون و صلبیت کافی آن، تا لحظهٔ شکست اتصال، توسط ورقهٔ لا شکل انتقال پیدا می کند. شکست اتصال در بار ۱۹۵۰ نیوتن ناشی از جدا شدگی بتن مجاور ورقهٔ لا شکل و آرماتور کششی و نیز پوشش فوقانی تیر رخ می دهد، شکلهای (۹) و (۱۱). شکل (۱۰) مکانیزم شکست در نمونهٔ Base-P3 را نشان می دهد.

 $\varepsilon_{\rm u}=0.0053\,$  جدا شدگی ورقهٔ U شکل چسبیده به تیر در FRP رخ می دهد و در واقع نزدیک به ۳۴٪ از ظرفیت نهایی

مقاومت اتصال می شد، 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. بـرای فـولاد نیـز از المـان Link و برای ورقه های FRP از المان Solid46 استفاده شد. اتصال بین بتن و FRP کامل در نظر گرفته شد و بنابراین چـسب 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، بهصورت یکپارچه صورت گرفت. مشخصات بـتن، آرمـاتور و ورقـههـای FRP در مدلسازی کاملاً مشابه نمونههای واقعی وارد شد. تحلیل اتصال بهصورت غیر خطی استاتیکی انجام گرفت. بارگذاری در انتهای تیر و بالای ستون بـهصـورت بارگـذاری روی چنـد گـرهٔ مجاور انجام شد. برای اعمال شرایط مرزی، برای آنکه اثـر دیگـر قسمتها و اجزای سازه در مدل اجزای محدود وارد شود، درجات آزادی در راستای x و z در سر بالایی ستون بسته، و سـه درجـهٔ آزادی حرکتی سر پایینی ستون نیز بسته شد. پس از انجام تحلیل، تمام موارد لازم كنترل شد. اين موارد شامل رفتار منحنى لنگر- دوران، تـنش در بـتن در گامهـای خـاص، کـرنش در آرماتورهای طولی کششی تیر و ورقههای FRP، نحوهٔ گسترش ترک در اتصال در مقایسهٔ نمونه ها با یکدیگر، میزان باربری نهایی اتصال در مقایسه با ظرفیت محاسباتی آن به روش نظری و نیـز سختی نمونه در مقایسه با سایر نمونهها بودند. برای بررسی صحت مدلسازی و مطابقت آن با نتایج آزمایشگاهی، نمونـههـای Base و Base-P3 با نرمافزار مدلسازی شد. پس از اطمینان از صحت مدلسازی در نرمافزار، علاوه بر نمونههای مبنایی که در آزمایشگاه مورد تعریف و آزمایش قرار گرفت، نمونههایی تعريف و توسط نرمافزار تحليل شد.

۴-۲- معرفی نمونه های مدلسازی شده
همان گونه 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 پیش ساخته 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 بهصورت ۸ لایـه ورقـهٔ U شـکل دور تیر و ستون است. نحوه جاگذاری ورقههای U شکل در شکل (۱۲) نشان داده شده است. طول مهاری تقویت ورقهٔ U شکل در تیر در بیشترین حالت، ۴۰۰ میلیمتر یعنی کے طول اتصال، ۳۰۰ میلیمتر (مشابه نمونهٔ تقویت شده در آزمایـشگاه)، و ۲۰۰ میلیمتر یعنی نصف طول اتصال در تیر (حـداکثر طـول مهاری لازم برای ورقه)، در نظر گرفته شد تا میزان تـ أثیر طـول مهاری در ظرفیت اتصال به دقت بررسی شود. برای توجیه انتخاب عرضهای انتخابی در تقویت ورقهٔ U شکل، لازم به ذکر است که علت انتخاب عرض ۵۰ میلیمتر در ورقهٔ U شکل (مشابه عرض ورقهٔ U شکل در نمونهٔ آزمایشگاهی)، قرارگرفتن کل عرض ورقهٔ U شکل در کشش (بالای تار خنثی) است تا از حداکثر ظرفیت ورقه در کـشش اسـتفاده شـود. چـون در یـک اتصال واقعی بار زلزله بهصورت دینامیکی رفت و برگشتی به اتصال وارد می شود، بنابراین لازم است برای خمش مثبت نیـز تقویت صورت گیرد. بنابراین، عرض ۱۳۰ میلیمتر می تواند، منهای پخی موجود در لبههای تیـر، کـل عـرض کنـاری تیـر را پوشش دهد. در انتخاب عرض ۲۰۰ میلی متر نیز فرض شده است که لبههای گوشهٔ تیر صاف بوده و پخ ندارند. بنابراین کـل 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 (بهصورت ناودانی یا ورقهٔ فولادی با پیچهای داخلی یا خارجی) برای مهار ورقهٔ U شکل روی ستون و روی تیر، استفاده شده است تا از



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

P12	P9 و	<b>P6</b> ،	ج)	:P11	P8 و	P5،	ب)	:P10	P7 و	P4،	الف)
-----	------	-------------	----	------	------	-----	----	------	------	-----	------

نسبت کرنش با کرنش نهایی ورقه	کرنش نهایی ورقهٔ U شکل در بر اتصال	نسبت مقاومت خمشی به مقاومت خمشی مبنای Base	مقاومت خمشی نهایی (kN-m)	عرض ورقهٔ U شکل (mm)	طول ورقهٔ U شکل از بر اتصال (mm)	نمونه
_	-	١/٥٥	74	-	-	Base
_	-	۰/۸۱	۱۹/۵۰	۵۰	۳۰۰	Base-P3
۰/۷۲	°/°)))	1/19	۲۸/۵۱	۵۰	7 • •	P4
۰/۶۸	٥/٥١٥۵	1/71	۲۸/۹۵	۱۳۰	7	Р5
°/۶¥	०/००९९	١/٢٢	24/20	۲۰۰	۲۰۰	P6
•/٧٩	°/°177	۱/۳۰	37/17	۵۰	۳۰۰	P7
۰/۷۴	۰/۰۱۱۵	1/20	37/30	۱۳۰	۳۰۰	P8
• /V •	۰/۰۱۰۸	1/80	۳۲/۵۰	۲۰۰	٣٠٠	Р9
•/٨۴	۰/۰۱۳۱	1/47	۳۴/۱۱	۵۰	400	P10
۰/۷۴	°/°11۵	1/49	۳۵/ ۰ ۱	۱۳۰	400	P11
۰/۶V	0/010¥	١/۴٧	30/41	700	400	P12

اتصالات P4 تا P12	و نتايج	- مشخصات	جدول ۳-
-------------------	---------	----------	---------

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

جداشدگی ورقه و لایهٔ 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

جدول (۳) آورده شده است.

نتایج تحلیل بر روی نمونههای P4 تا P12 نشان دادنـد کـه در بارگذاری یکسان، با افزایش عـرض ورقـهٔ U شـکل، تـنش کششی و متناسب با آن کرنش ورقهٔ U شکل کاهش مییابد. در تمامی نمونـهها پـاره شـدگی در ورقـه اتفـاق نیفتـاده اسـت. برای مثال، کرنش FRP در لحظهٔ تسلیم آرماتور کششی تیـر در



ورقه و عبور آن از تارخنثی (در مقطع تیر)، ورقهٔ 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، P4 و P6 در شکل (۱۳) نشان داده شده است. با مقایسهٔ این نمودارها، معلوم است که با افزایش عرض ورقهٔ U شکل، سختی اتصال بیشتر شده است. این امر به سبب اثر سختی ورقهٔ U شکل در دوران اتصال است. همچنین این مقایسه بین نمونههای P7، P7 و P9 در شکل (۱۵) شکل (۱۴)، و برای نمونه های P10، P11 و P12 در شکل (۱۵) صورت گرفته است که مشابه همان نتایج به دست آمده است. در تمامی این مقایسه ها مشخص است که با افزایش عرض ورقهٔ U شکل، علاوه بر افزایش سختی اتصال، آرماتور کششی تیر نیز دیرتر تسلیم شده است که دلیل این امر قبلاً ذکر شد.

P4 با توجه به جدول (۳)، نتایج تحلیل بر روی نمونههای P4 تا P12 نشان میدهند که با افزایش طول مهاری ورقهٔ U شکل در نمونههای P4، P4 و P10 از ۲۰۰۰ میلیمتر به ۳۰۰۰ میلیمتر و kN-m میلیمتر، لنگر نهایی اتصال از ۲۸/۵۱ kN-m به ۳۰/ ۳۱/۲۵ و ۳۲/۱ kN-m افزایش مییابد. در واقع با توجه به کاهش بازوی لنگر وارد بر قسمت ضعیف تیر، کرنش نهایی در آرماتور کششی در فاصلهٔ کمتری از انتهای تیر (و در مجاورت



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



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

اتصال P4، با ۹۸ ۹۰ ۹۰ به حدود ۶۰٪ کرنش نهایی FRP رسیده است. همان گونه که مشاهده می شود، تنشهای ایجاد شده از لحاظ کنترل حداکثر مقادیر قابل تحمل برای ورقه های FRP هیچ مشکلی را به وجود نمی آورد. به عبارت بهتر مقادیر تنشهای ایجاد شده، از حداکثر مقادیر قابل تحمل برای ورقه های FRP کمتر است. این مسئله در سایر نمونه های مورد بررسی در این تحقیق نیز به چشم می خورد.

لنگر متناظر با تنش تسلیم آرماتور کششی با افزایش عـرض ورقهٔ U شکل افزایش می یابد؛ به طوری که افزایش عـرض ورقـهٔ U شکل به ترتیب از ۵۰ میلی متر در نمونهٔ P4 به ۱۳۰ میلی متـر در نمونهٔ P5 و ۲۰۰۰ میلی متر در نمونهٔ P6، باعث افزایش لنگـر kN- متناظر با تنش تسلیم آرماتور کششی تیر از kN-k اس ۲۵/۵ به ۲۵/۵ س



انتهای ورقهٔ تقویت) اتفاق میافت.د. همین امر باعث افزایش باربری اتصال میشود. در واقع تشکیل مفصل پلاستیک به ناحیهای دورتر از بر اتصال (ناحیهٔ بحرانی) انتقال مییاب.د. این نسبت افزایش برای سایر نمونه ها با عرضهای بیشتر نیز صادق است، شکل (۱۶). همچنین با توجه به جدول (۳)، در هیچ یک از نمونه ها ورقهٔ U شکل به کرنش نهایی نرسیده و پارگی حادث نمی شود.

تنش کششی ورقهٔ U شکل در بر اتصال نیز به دنبال افزایش طول مهاری و افزایش باربری اتصال، افزایش یافت. به طوری که در جدول (۳) مشاهده می شود؛ کرنش FRP متناظر با بار نهایی در اتصال P4 برابر با ۱۰/۰۰ در اتصال P7 برابر با ۱۰/۰ و در اتصال P10 برابر با ۱۰/۰۰ است. این نسبت در مقایسه با سایر نتایج نیز صادق بودند. بنابراین می توان نتیجه گرفت که در نمونههای با طول مهاری ۴۰۰ میلی متر، تا ۸۴ ٪ از ظرفیت ورقه استفاده شده و باربری اتصال نیز به نحو مطلوبی افزایش می یابد.

۵- نتیجه گیری
نتایج این تحقیق در دو بخش مرتبط با نمونهای
آزمایشگاهی و کار عددی انجام شده ارائه می شود:

**الف) نتایج تحلیل نمونههای آزمایشگاهی** ۱- تقویت اتصال با استفاده از ورقهٔ L شکل در بالا و پایین گـره

اتصال، تأثیر بسیار ناچیزی در انتقال لنگر دارد. زیرا با توجه به اینکه در گره اتصال، تمرکز تنش برشی زیادی در ورقـهٔ L شکل برای انتقال نیروی کششی تیر به دورپیچ ستون بهوجود می آید؛ ورقهٔ L شکل در نقطهٔ تاشدگی پاره می شود.

- ۲- تقویت اتصال با استفاده از ورقهٔ U شکل بدون استفاده از مهار مکانیکی و فقط با استفاده از دورپیچ با ورقهٔ FRP عملکرد خوبی نداشت.
- ۳- وجود دورپیچ ۱۰۰٪ ظرفیت جدا شدگی الیاف را بهبود بخشیده و کرنش نهایی جدا شدگی ورقه را از ۱۰۰/۰ تا ۱۰۰۰۲ افزایش میدهد.
- Base در یکی از نمونه های آزمایشگاهی تقویت شده (نمونهٔ Base)، 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 مهاری مکانیکی این پدیده تا حد نسبتاً خوبی کنترل شد. مهارهای مکانیکی در افزایش ظرفیت نهایی جدا شدگی ورقههای FRP تا ۵۰۰٪ موثر بودند. با استفاده از یک مهار مکانیکی خارجی، کرنش نهایی جدا شدگی ورقه، از ۲۰۰۰ تا بیش از ۳۵۰۰۰ یعنی تا ۳۴٪ از کرنش نهایی کششی FRP افزایش یافت.
- ۶- تعداد و ضخامت لایه های FRP نیز در کرنش نهایی جدا شدگی FRP موثر بود.
- ۷- در این نمونه از دو مهار مکانیکی، یکی روی ورقهٔ U شکل در روی ستون و دیگری در روی تیر استفاده شد. در انتهای بارگذاری، ورقهٔ U شکل روی تیر دچار جدا شدگی شد. بنابراین می توان نتیجه گرفت که به راحتی با افزایش تعداد مهار مکانیکی روی تیر می توان 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 نمونـهٔ Base-P3 نزدیک به ۳۴٪ از ظرفیت نهایی FRP در اتـصال

به کار برده شد. در حالی که نتایج حاصل از نمونهٔ ساخته شده در نرمافزار 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 نرمافزار ۷٪ اختلاف داشت که به دلیل نحوهٔ مدل کردن نمونه نحوهٔ تحلیل نظری بود.

- ۲- کرنش نهایی حاصل از تحلیل با نرمافزار، نمونهٔ Base-P3، در مقایسه با کرنش نهایی پیشنهادی توسط شهاتا ( مقایسه با کرنش نهایی پیشنهادی توسط آریا و ( درنش نهایی پیشنهادی توسط آریا و فارمر ( 0.006 = ۵) که برای تیرها ارایه شده است، به ترتیب تا ۸۷٪ و ۹۴٪ مطابقت داشت [ ۱۰]. همچنین کرنش نهایی FRP با رابطه پیشنهادی آیین نامهٔ ACI-440 برای تیرهای ساده تا ۸۶٪ مطابقت داشت.
- U در ناحیهٔ کششی تیر به صورت U در ناحیهٔ کششی تیر به صورت U شکل باعث انتقال مقطع بحرانی از انتهای تیر (بر ستون) به مقطع بعد از ناحیهٔ تقویت شدهٔ تیر شد.
- Her استفاده از ورقههای FRP در ناحیهٔ 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 درجای گیردار مبنای Base بین ۱/۱۹ تا
   ۱/۵۰ برابر افزایش یافت.

۵- نتایج تحلیل بر روی نمونههای ساخته شده نشان دادنـد کـه

مراجع

Composites." *Composites For Construction*, Vol. 4, No. 2, pp. 56-64, 2000.

- 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.
- 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.
- 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

بیشترین مقاومت خمشی مربوط به نمونهای با ورقهٔ U شکل با طول مهاری ۴۰۰ میلیمتر است که تا ۱/۵ برابر یک اتصال گیردار درجا که مشخصات مشابهی داشت، مقاوم شد.

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

V- وجود دورپیچ یا ورقههای کناری تیر در انتهای ورقهٔ U شکل تأثیر چندانی در کاهش تنش ورقهٔ U شکل یا افزایش باربری اتصال نداشت؛ ولی نقش نسبتاً قابل توجهی را در کاهش تنش ورقهٔ 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، پدیدهٔ 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.
- 1. Iverson, J. K., and Hawkins, N. M., "Performance of Precast/Prestressed Concrete Building Structures During the Northridge Earthquake," *PCI Jurnal*, March-April, pp. 65-76, 1994.
- Saadatmanesh, H., and Ehsani, M., "Fiber Composite Plates Can Strengthen Beams," *Concrete International*, Vol. 12, No. 3, pp. 65-76, 1997.
   Granata, P., and Parvin, A., "An Experimental Study
- 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 Srengthening of RC T-joints Using CFRP

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.
- 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.