

# معرفی نوعی تیر مختلط پیش ساخته با هدف حذف تراکم آرماتوری و

## بدون نیاز به بتن ریزی در پای کار

جمشید اسماعیلی<sup>۱\*</sup>، سید نیرم آهوقلندری<sup>۲</sup>

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

۲- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

J-Esmaceli@tabrizu.ac.ir

تاریخ پذیرش ۹۶/۱۰/۱۲

تاریخ دریافت ۹۶/۰۵/۰۴

### چکیده

پیش ساختگی رویکردی مفید برای ساخت سازه‌هایی به تعداد زیاد در مدتی اندک و یا طرح گونه‌ای خاص از بنا است. سازه‌های پیش ساخته به دلیل طرح و ساخت گسسته اعضا نسبت به سازه‌های درجا ماهیت متفاوتی دارند. محدودیت‌های ساخت و چینش اعضا در این سازه‌ها به طرح تیرهایی با اتصالاتی ساده و ضعیف انجامیده است. در بسیاری از موارد برای دستیابی به اتصالاتی مقاوم از لحاظ خمشی نیازمند تراکم آرماتوری بالا برای انتقال لنگر در تیرها و به ویژه ناحیه اتصال آنها هستیم. از طرف دیگر کاربرد بتن درجا در تیر به منظور تامین مقاومت لازم برای آن با رویکرد و هدف پیش ساخته سازی سازه‌های بتنی در تناقض است.

در این مطالعه سعی بر آن است با ارائه تیری پیش ساخته علاوه بر تامین ظرفیت مناسب در برابر تلاش‌های وارد شده از ایجاد تراکم آرماتور در تیر و ناحیه اتصال جلوگیری به عمل آورده و قابی بدون تکیه بر بتن ریزی درجا در پای کار ارائه داد. برای این منظور گره میانی یک سازه چهار طبقه دارای سیستم قاب خمشی متوسط در دو سازه پیش ساخته و درجا با استفاده از آنالیز اجزای محدود با هم مقایسه شدند. نتایج نشان می‌دهد که تیر و اتصال ارائه شده در مقایسه با گره درجای خود عملکرد مطلوبی تحت تلاش‌های وارده در زمینه مقاومت، جذب انرژی و شکل پذیری نشان می‌دهد.

**واژگان کلیدی:** اتصال تیر به ستون، قاب پیش ساخته، آنالیز اجزای محدود، اتصال پیش ساخته، تیر مختلط

### ۱- مقدمه

پژوهشگران مختلف برای رفع مشکل ظرفیت این اتصالات، استفاده از تراکم آرماتوری بالا و رویکرد درجا سازی در راهکارهای ارائه شده برای تامین ظرفیت مناسب این اتصالات در سازه‌های بتنی پیش ساخته، هدف از ساخت و کاربرد این سازه‌ها عملاً در حاشیه قرار گرفته است.

مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی زیادی روی عملکرد اتصالات تیر به ستون پیش ساخته تحت بارهای چرخه‌ای غیر الاستیک صورت گرفته است. مسئله اصلی در این مطالعات مربوط به ظرفیت اتلاف انرژی و مقاومت پایین در اتصالات پیش ساخته است. با وجود ارائه اتصالات پیشنهادی توسط

پیش‌تندگی را در تاندون‌های پس‌کشیده و رفتار غیر خطی بتن لحاظ کرده بود. نتایج نشان داد آرماتورهای فولادی طولی منجر به شکست در ناحیه اتصال شده و مدل اجزای محدودی وسیله‌ای مناسب برای ارزیابی رفتار اتصال پیش‌ساخته است. در این زمینه پژوهش‌های مشابهی توسط بردلی و همکاران [8] و ازدن و ارتاس [9] صورت پذیرفته است. با وجود پژوهش‌های صورت گرفته در مورد این اتصالات نیز در هیچ کدام اشاره‌ای به شرایط نصب و اتصال دال‌های سقف به تیرها و ملزومات آن نشده است.

با توجه به ضعف مشهود در اتصالات خشک رایج و همچنین و بی‌توجهی به مشکلات اجرایی در پژوهش‌های گذشته و سرعت کم در مرحله نصب و ساخت اعضای پیش‌ساخته با اتصالات شبه درجا، در این پژوهش سعی بر آن است تا با ارائه نوعی تیر با اتصال مقاوم خمشی سایر ملزومات اجرایی در مرحله نصب و ساخت در پای کار مورد توجه قرار گیرد.

## ۲- اتصالات بررسی شده

برای ارزیابی گره اتصال، یک گره میانی از قاب داخلی سازه ۴ انتخاب شد. با توجه به تلاش‌های وارد شده بر گره انتخاب شده، طراحی گره مذکور در دو حالت درجا و پیش‌ساخته با استفاده از آیین‌نامه‌های ACI318-08 [10] و آیین‌نامه PCI 2004 [11] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [12] انجام شد. شکل‌های (۱ و ۲) به ترتیب جزئیات گره طراحی شده مربوط به سازه درجا و پیش‌ساخته پیشنهادی را نشان می‌دهد.

در تیر پیشنهادی سطح مقطعی با عرضی کمتر در قسمت فوقانی بکار رفته تا این کاهش عرض باعث فراهم شدن نشیمنی مناسب برای قرارگیری دال‌های پیش‌ساخته باشد. برخلاف تیر پیش‌ساخته ارائه شده توسط پژوهشگران مختلف که در پای کار بتن ریزی می‌شوند، در این حالت تیر پیش‌ساخته به صورت کامل ساخته می‌شود. این رویکرد کاملاً پیش‌ساخته به سرعت نصب و ساخت در پای کار کمک

در ادامه به پژوهش‌های انجام شده روی اتصالات تیر به ستون بتنی پیش‌ساخته پرداخته می‌شود. این پژوهش‌ها با استفاده از آزمایش‌های تجربی و یا مدل‌های تحقیقی انجام پذیرفته‌اند. در حیطه اتصالات پیش‌ساخته خشک (اتصالاتی که در آنها از ادوات اتصالی خشک و بدون بتن ریزی درجا در پای کار استفاده می‌شود) در سال ۲۰۱۳ ردیگز و تورس [1] با انجام پژوهشی اتصالات مرسوم پیش‌ساخته استفاده شده در کشور مکزیک را بررسی کردند. این اتصالات برای قاب‌های خمشی پیش‌ساخته بکار می‌رفت. در این نوع اتصال آرماتورهای جوش شده بین صفحات انتهایی مهار شده در اعضای تیر و ستون پیوستگی لازم را ایجاد می‌کردند. در نهایت نتایج نشان داد که اتصالات رایج در آن کشور رفتار ترد و نامناسبی از خود نشان داده و به عنوان اتصالات مقاوم خمشی قابل کاربرد نیستند. پژوهش‌های مشابهی نیز توسط هنگ و همکاران [2] و فان و لو [3] و غیره... در این زمینه انجام شده است. در زمینه اتصالات شبه یکپارچه پیش‌ساخته (اتصالاتی که در آنها از بتن ریزی درجا در پای کار استفاده می‌شود) در سال ۲۰۱۳ چویی و همکاران [4] تعدادی نمونه اتصال تیر به ستون را تحت بارهای لرزه‌ای آزمایش کردند. در حالت کلی عملکرد اتصالات تیر به ستون رضایت بخش بود و مقاومت متوسط گره‌های پیش‌ساخته در حدود ۱/۱۵ برابر مقاومت گره یکپارچه بدست آمد. هنگ [5] و همکاران نیز پژوهش‌های مشابهی روی این اتصالات انجام دادند و رفتار آنها را مناسب ارزیابی کردند. همچنین مایا و همکاران [6] نیز برای رسیدن به عملکردی مطلوب سعی کردند که از نوعی بتن الیافی با عملکرد بالا در آنها استفاده کنند. با وجود مقاومت کسب شده توسط اتصالات یاد شده، تراکم بالای آرماتور در تیر و ناحیه اتصال اجرای همچنین اتصالاتی را با چالش جدی روبرو می‌کند. همچنین استفاده گسترده از بتن سازه‌ای در پای کار عملاً سرعت روند اجرای پروژه در پای کار را مانند یک سازه درجا ساخته و مغایرت جدی با هدف پیش‌ساخته سازی سازه‌ها خواهد داشت. در زمینه اتصالات هیبرید پیش‌ساخته (اتصالاتی که در آنها از تاندون‌های پس‌کشیدگی استفاده می‌شود) هاویله و همکاران [7] مدل اجزای محدود سه بعدی را برای مطالعه انتخاب کردند. مدل استفاده شده آثار

ناحیه گرهی اتصال را محصور کرده است. این غلاف علاوه بر محصور کردن گره به کاهش تغییر شکل آن کمک کرده و فضای مناسبی را برای اتصال ستون‌های پیش‌ساخته در ارتفاع فراهم می‌کند. اتصال تیر ورق انتهایی به غلاف ستون از طریق ورق‌های زیر سری، روسری و نبشی جان برقرار می‌شود. طراحی ورق‌های روسری و زیر سری و نبشی جان بگونه‌ای انجام شده است که حتی بعد تشکیل مفصل پلاستیک در تیر بتنی این اعضا به تسلیم نرسند. از طرف دیگر برای جلوگیری از تابیدگی غلاف ستون به خاطر تلاش‌های وارد از طریق نیروهای کششی ورق‌های روسری و زیر سری از ورقی در وسط سطح مقطع ستون نیز استفاده شده است. این ورق و ورق‌های پیرامونی به گونه‌ای طراحی شده‌اند تا تحت تاثیر نیروهای کششی بعد از تشکیل مفصل در تیر به کرنش‌های تسلیم نرسند. در ادامه برش در چشمه اتصال با استفاده از کوپل حاصل از نیروهای موجود در مفصل پلاستیک و فاصله احتمالی آن از بر ستون مورد بررسی قرار گرفت.

بسیاری کرده و کنترل خیز را در مراحل اجرای سقف آسان می‌کند.

همانطور که در شکل (۳) مشخص است، در اتصال پیشنهادی از تیر ورق انتهایی در تیر استفاده شده است. بال فوقانی تیر ورق در سراسر تیر به جای آرماتور فوقانی در نظر گرفته شده و به صورت مرکب با قسمت بتنی تیر کار می‌کند. استفاده از تیر ورق برای حذف تراکم آرماتور در ناحیه کم عرض فوقانی تیر تحت لنگر منفی در ناحیه اتصال است. کاربرد صفحه فولادی علاوه بر حذف تراکم آرماتور بستری مناسب را برای اتصال دال‌های هالکور به تیر از طریق اتصالی خشک فراهم می‌کند. این ورق در تمام طول تیر از طریق گل میخ‌هایی در فواصل معین در بتن فوقانی تیر مهار شده است. در قسمت پایین نیز از وصله جوشی آرماتورها به بال تحتانی تیر ورق برای انتقال تلاش‌های موجود استفاده شد. طراحی جوش آرماتورها به تیر ورق انتهایی برای تنشی به اندازه  $1.25 F_y$  انجام پذیرفته است. اما برای اتصال مناسب تیر ورق انتهایی به ستون پیش‌ساخته غلافی تقریباً به اندازه ارتفاع تیر

شکل ۱. ابعاد و جزئیات گره در جای طراحی شده

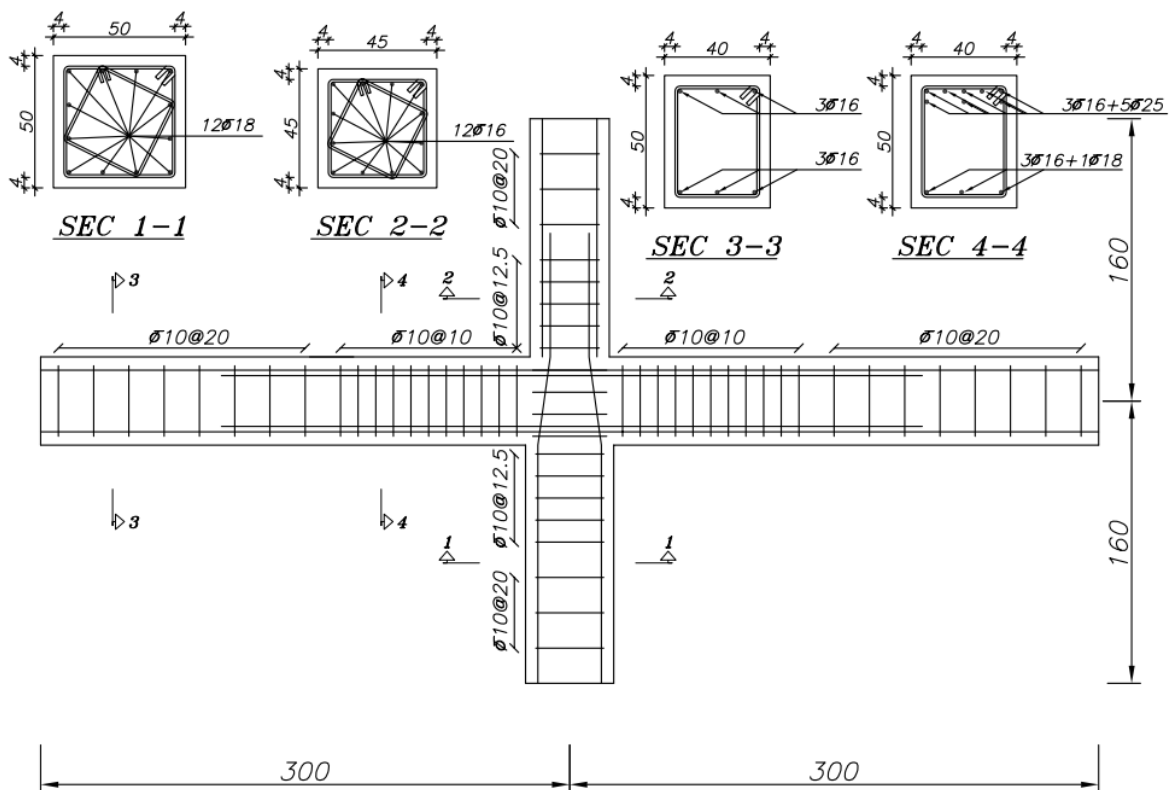


Fig. 1. Designed in-situ joint details and dimensions

شکل ۲. ابعاد و جزئیات گره پیش ساخته طراحی شده

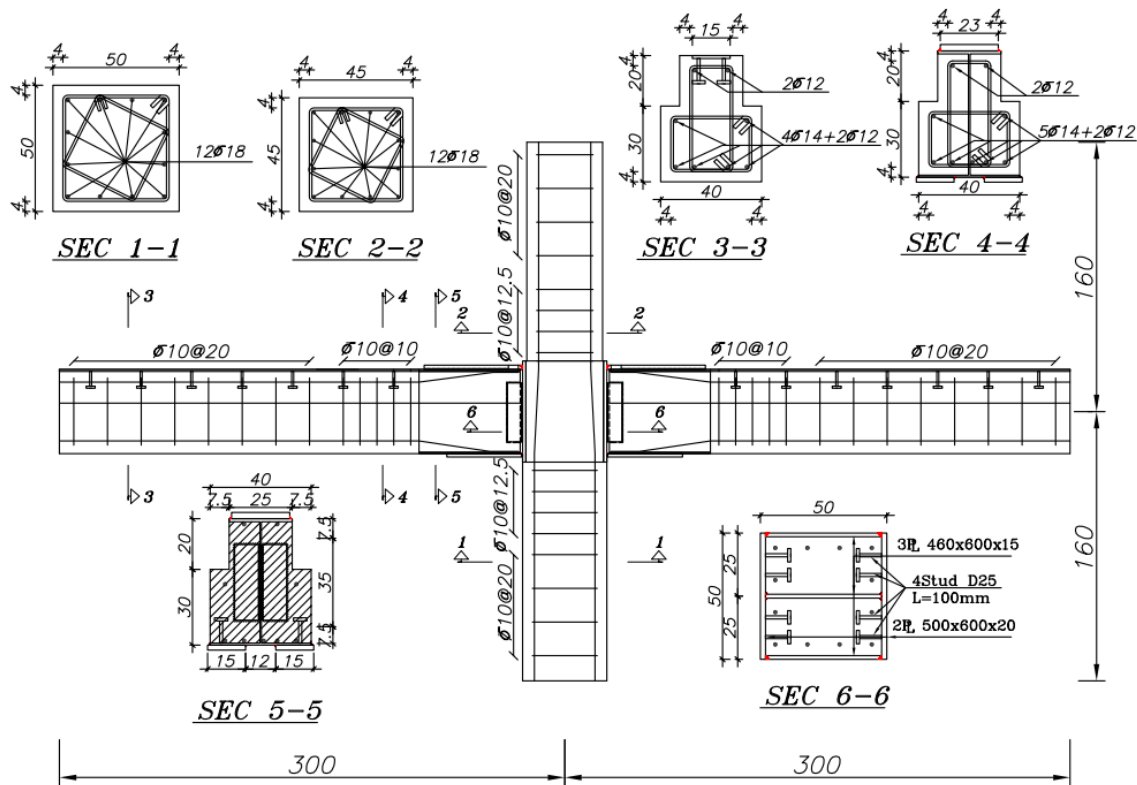


Fig. 2. Designed precast joint details and dimensions

شکل ۳. جزئیات اتصال تیر ورق انتهایی به ستون

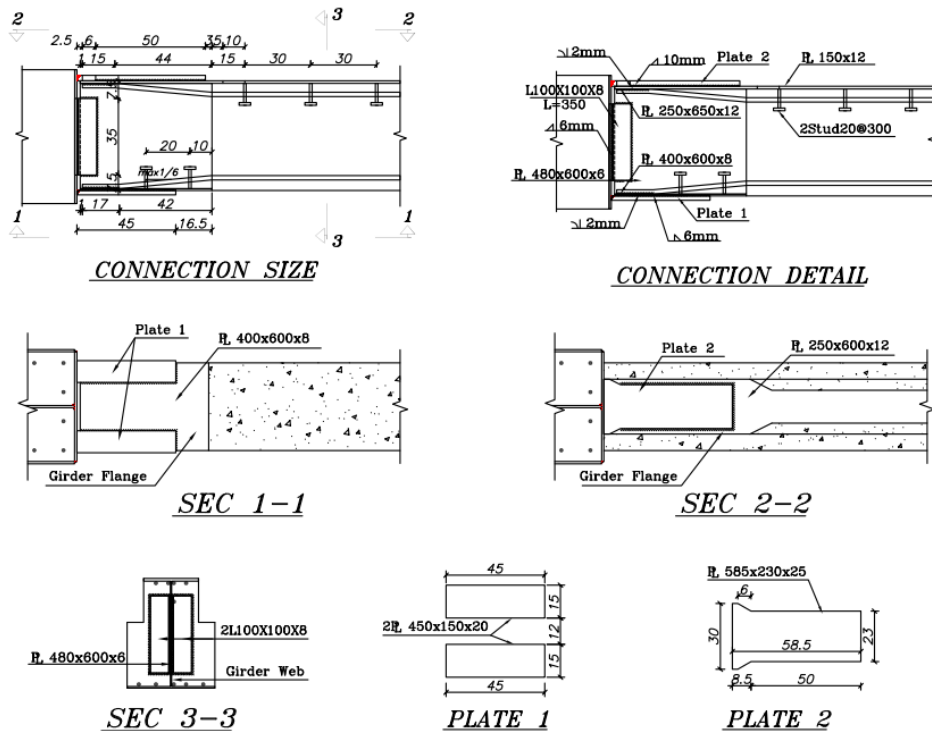


Fig. 3. Details of end girder connection to column

### ۳- مدل رفتاری مصالح استفاده شده

بررسی عملکرد گره اتصال از طریق آنالیز اجزای محدودی غیر خطی نیاز به تعریف دقیق مصالح به صورت کامل و ایده-آل سازی شده دارد. برای این منظور در ابتدا به تعریف بتن مصرفی در ناحیه گره اتصال می‌پردازیم. برای تعریف منحنی تنش-کرنش در این پژوهش از مدل رفتاری CEB-FIP [13] استفاده شده است. همچنین برای در نظر گرفتن چسبندگی آرماتور به بتن اطراف آن از مدل رفتاری ارائه شده توسط آیین‌نامه CEB-FIP استفاده شد.

در این پژوهش معیار شکست بتن در تنش چند محوره منطبق بر روابط ارائه شده توسط کوپفر و همکاران [14] در نظر گرفته شد.

برای مدلسازی آرماتور از مدل رفتاری "مجزا" استفاده شده است. در این مدل آرماتور مستقل از بتن و به صورت جداگانه و در تماس با بتن اطراف آن مدلسازی می‌شود. منحنی رفتاری آرماتور هم به صورت ایده آل سازی شده و دو خطی با در نظرگیری سخت شوندگی کرنشی  $E_{sh}$  معادل ۲٪ از مدول الاستیسیته اولیه  $E_s$  تعریف شد.

برای تعریف قطعات اتصالی فولادی از مدل پلاستیسته فون میسر [15] که مدل پلاستیسته  $J_2$  نیز نامیده می‌شود و بر پایه پارامتر  $k$  قرار دارد، استفاده شد.

در سطوح مشترک برای شبیه‌سازی صفحه تماس بین دو ماده و پیش‌بینی رفتار مصالح در سطح مشترکشان از مدل رفتاری بر پایه تئوری مور-کولمب [15] کمک گرفته شد. در این تئوری رفتار سطوح مشترک بین دو ماده بستگی به جنس

سطح و تنش‌های نرمال و مماسی ایجاد شده در سطح مشترک دارد. از این مدل رفتاری در این پژوهش برای تعریف سطح مشترک بتن و فولاد، سطح مشترک ورق‌های روسری و زیر سری با بال تیر ورق انتهایی و اتصال نبشی جان با جان تیر ورق انتهایی و غلاف ستون استفاده شده است.

### ۴- مدل اجزای محدودی

برای استفاده از آنالیز اجزای محدود در حل مسئله نیازمند استفاده از المان‌های خرابایی و سه بعدی برای مش‌بندی عناصر یک بعدی و سه بعدی هستیم. این المان‌های ایزوتروپیک در حالت یک بعدی از انتگرال‌گیری گوس در یک نقطه (با توجه به درون یابی خطی) برای المان‌های دوگره‌ای و یا دو نقطه (با توجه به درون‌یابی توانی) برای المان‌های سه گره‌ای استفاده می‌کنند. اینگونه المان‌ها برای مش‌بندی عناصر خطی در آنالیزهای سه بعدی مناسب‌اند. همچنین به منظور مش‌بندی عناصر سه بعدی نیز از المان‌های گوه‌ای ۱۰ گره‌ای و آجری ۲۰ گره‌ای به صورت توأم استفاده شده است.

### ۵- هندسه و برنامه بارگذاری

برای انجام آنالیز در این پژوهش از نرم‌افزار Atena 3D بهره گرفته شده است. این نرم‌افزار قابلیت رصد رفتار غیر خطی منطقه اتصال، تمرکز تنش‌ها و کرنش‌ها در بتن، آرماتورهای طولی، عرضی و ترک خوردگی در مناطق مختلف بتن را داراست. شکل (۴) هندسه طرح شده برای بارگذاری گره تیر به ستون را در دو مرحله نشان می‌دهد.

شکل ۴. هندسه در نظر گرفته شده و مراحل بارگذاری در نرم‌افزار

ب- بارگذاری در انتهای تیر در مرحله دوم

الف- بارگذاری محوری ستون در مرحله اول

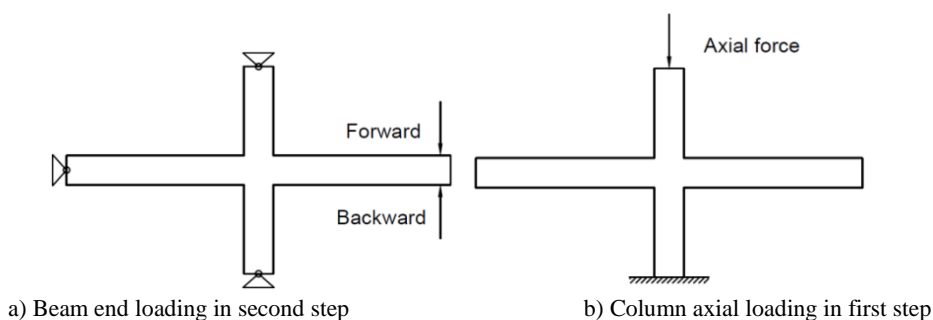


Fig. 4. Considered scheme and load steps in software

شکل ۵. مدل اجزای محدودی در نرم افزار

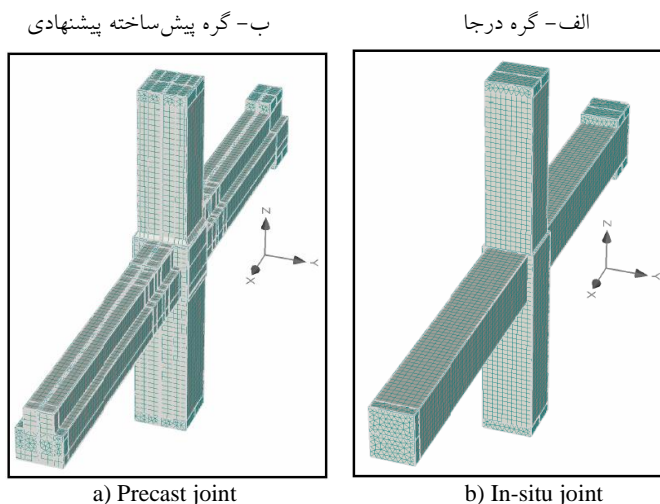


Fig. 5. Finite element models in software

### ۶- بحث در مورد نتایج آنالیز

آنالیز انجام شده روی گره درجا و پیش ساخته تحت لنگر منفی و مثبت و به صورت یکنواخت انجام شد. نمودارهای نیرو برحسب دریافت، کرنش های اندازه گیری شده و محل تشکیل مفاصل پلاستیک جداگانه بررسی شد.

#### ۶-۱- نمودار نیرو-دریافت گره اتصال

نمودار نیرو-دریافت گره درجا و پیش ساخته در انتهای تیری که تحت بارگذاری یکنواخت قرار داشت، در شکل های (۶ و ۷) نشان داده شده است. طبق آیین نامه ACI374.1-05 [16] دریافت انتهای المان تحت بار در هندسه مورد استفاده برای گره تیر به ستون باید بیش از ۳/۵٪ باشد.

بر اساس آیین نامه ACIT1.01 [17] مقاومت گسیختگی باید در حد ۰/۷۵ مقاومت بیشینه و همچنین شکل پذیری در مقاومتی در حد ۰/۸۵ مقاومت بیشینه بررسی قرار شود. این حدود در شکل برای بررسی عملکرد اتصال مورد نظر نشان داده شده است.

برای بررسی درستی نتایج، علاوه بر راستی آزمایی آنالیز با استفاده از پژوهشهای قبلی [18] مقادیر حاصل از مقاومت خمشی گره اتصال با مقادیر مقاومت بدست آمده از ظرفیت تیر بر اساس فرضیه سازگاری کرنش ها و تئوری بلوک تنش ویتنی مطابق رابطه (۱) مقایسه شد.

$$M_n = 0.85f'_c ab(d - a / 2) + A_s' f'_y (d - d') \quad (1)$$

جزئیات و ابعاد المان های مربوطه در شکل های (۱ و ۲) نشان داده شده اند. در مرحله اول ستون تحت بار محوری فشاری برابر ۷۰ تن قرار گرفت. این بار تقریباً معادل سهم بارگیر ستون از بارهای مرده و زنده وارد بر کف طبقات در تراز مربوطه است. این مرحله بارگذاری به صورت کنترل شونده توسط نیرو و در ۲۰ گام انجام شد. در مرحله دوم بار در انتهای یکی از تیرهای متصل برگه تیر و ستون قرار گرفته و در سه انتهای المان های دیگر تکیه گاه های مفصلی قرار داده شد. این مرحله بارگذاری کنترل شونده توسط تغییر مکان انجام شده و در هر گام، تغییر مکانی در حد یک میلی متر بر انتهای تیر در دو جهت مخالف اعمال شد. بارگذاری برای بررسی عملکرد اتصال در لنگر مثبت و منفی تا رسیدن به دریافت ۶٪ ادامه پیدا کرد.

گره مدل شده در نرم افزار برای دو حالت پیش ساخته و درجا در شکل (۵) نشان داده شده است. در محل بارگذاری و تکیه گاه ها برای جلوگیری از تمرکز تنش و خرد شدگی زودرس بتن در آن نواحی از صفحات فولادی استفاده شد. روی این صفحات و در نقاط بارگذاری تغییر مکان و نیروی اعمالی در هر گام اندازه گیری شد. همچنین کرنش در فواصل معین از گره اتصال روی آرماتورهای بالا و پایین تیر رصد شد تا ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک و تسلیم شدگی آرماتورها مشخص شود. در حین بارگذاری و در گام پایانی الگوی ترک خوردگی و تمرکز آن در نواحی مختلف و چگونگی به سازوکار رسیدن گره بررسی شده است.

مقاومت گسیختگی در دریفت بیشینه در لنگر منفی برای دو اتصال درجا و پیش‌ساخته به ترتیب (در محل تشکیل مفصل پلاستیک)  $47/27 \text{ ton.m}$  و  $41/32 \text{ ton.m}$  و برای لنگر مثبت به ترتیب (در محل تشکیل مفصل پلاستیک)  $17/75 \text{ ton.m}$  و  $16/09 \text{ ton.m}$  است. این در حالی است که در تمام موارد تا دریفت ۶٪ مقاومت گسیختگی بیش از مقادیر مجاز یاد شده است.

### ۲-۶- کرنش اندازه گرفته شده در تیر

میزان کرنش ایجاد شده در آرماتورهای فوقانی (تحت لنگر منفی) و تحتانی (تحت لنگر مثبت) اتصال درجا در فواصل  $1/25$ ،  $1/100$ ،  $0/75$ ،  $0/50$ ،  $0/25$  (بر ستون)،  $0$  (وسط گره)،  $0/25$ ،  $0/50$ ،  $0/75$ ،  $1/100$  و  $1/25$  متری از محور ستون اندازه‌گیری شد. اندازه‌گیری‌های انجام شده مربوط به گام‌های ۳۰ (معادل تغییر مکان  $1 \text{ cm}$  نقطه بارگذاری)، ۵۰ (معادل تغییر مکان  $3 \text{ cm}$  نقطه بارگذاری)، ۱۰۰ (معادل تغییر مکان  $8 \text{ cm}$  نقطه بارگذاری)، ۱۵۰ (معادل تغییر مکان  $13 \text{ cm}$  نقطه بارگذاری) و ۲۰۰ (معادل تغییر مکان  $18 \text{ cm}$  نقطه بارگذاری) هستند.

در این رابطه  $M_n$  مقاومت اسمی خمشی تیر،  $a$  ارتفاع بلوک تنش،  $b$  عرض بال فشاری،  $f'_c$  مقاومت مشخصه بتن،  $A'_s$  مساحت فولاد فشاری،  $f'_y$  مقاومت تسلیم فولاد فشاری و  $d$  و  $d'$  به ترتیب فاصله آرماتور کششی (یا تسمه کششی) و فشاری تا آخرین تار فشاری تیر بتنی است.

همانطور که در شکل (۶) مشاهده می‌شود بیشینه لنگر منفی بدست آمده برای گره درجا و پیش‌ساخته به ترتیب (در محل تشکیل مفصل پلاستیک)  $49/85 \text{ ton.m}$  و  $44/47 \text{ ton.m}$  است. این در حالی است که ظرفیت معادل حاصل از رابطه (۴) برای این دو گره به ترتیب  $44/20 \text{ ton.m}$  و  $37/01 \text{ ton.m}$  بدست می‌آید. بنابراین با داشتن اختلاف مقاومتی در حد ۱۱٪ برای گره درجا و ۱۷٪ برای گره پیش‌ساخته، هماهنگی خوبی بین نتایج حاصل شده است.

ظرفیت نهایی حاصل از دو گره درجا و پیش‌ساخته تحت لنگر مثبت همانطور که از شکل (۷) نشان داده شده، به ترتیب (در محل تشکیل مفصل پلاستیک)  $19/45 \text{ ton.m}$  و  $16/22 \text{ ton.m}$  است. این مقادیر در مقایسه با ظرفیت‌های بدست آمده از رابطه (۴) که برای گره درجا و پیش‌ساخته  $15/94 \text{ ton.m}$  و  $13/47 \text{ ton.m}$  است، با داشتن اختلافی به ترتیب در حدود ۱۸٪ و ۱۷٪ همخوانی نسبتاً خوبی را نشان می‌دهد.

شکل ۶. منحنی نیرو-دریفت اتصالات تحت لنگر منفی

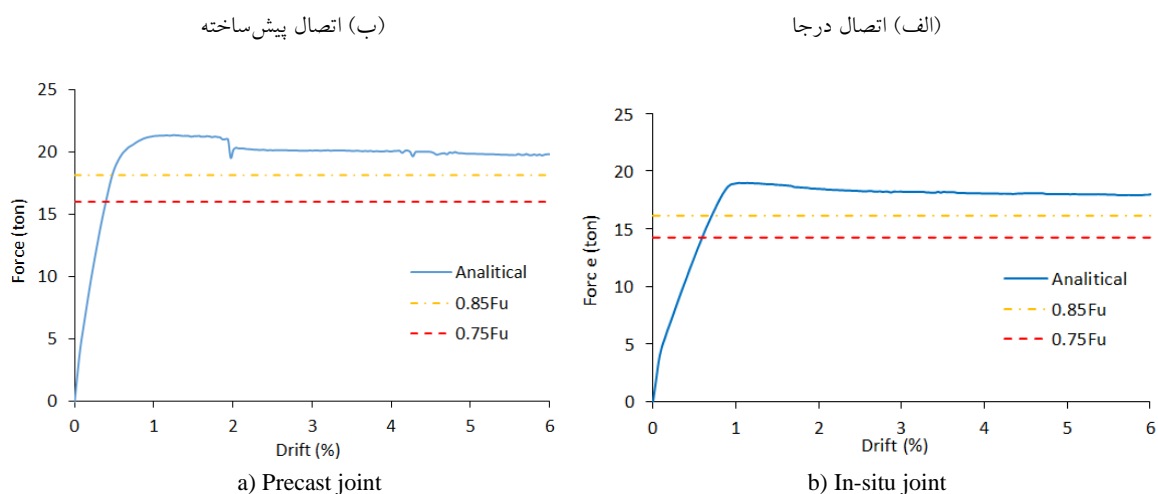


Fig. 6. Force-drift curve for negative moment



شکل ۷. منحنی نیرو-دریفت اتصالات تحت لنگر مثبت

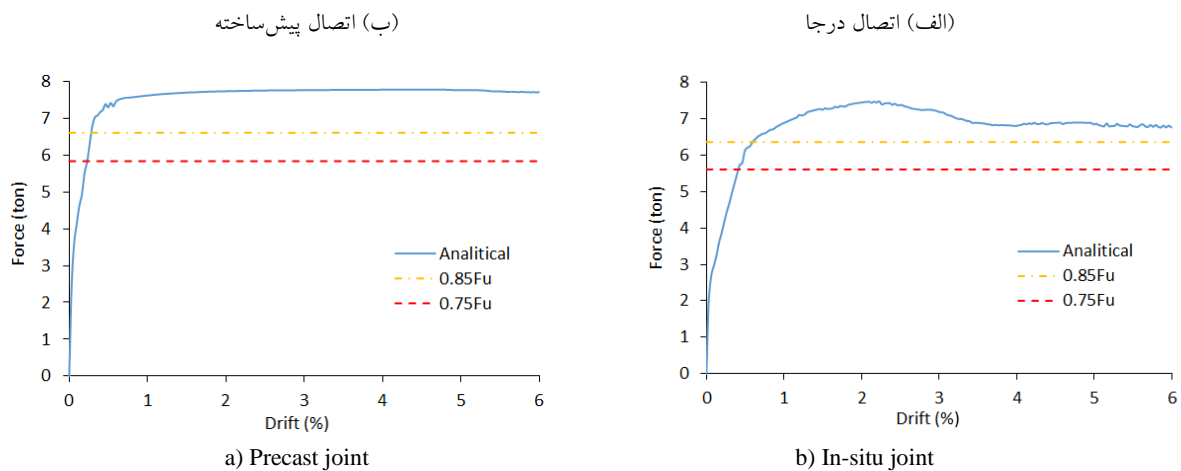


Fig. 7. Force-drift curve for positive moment

در شکل‌های (۸-الف و ۹-الف) میزان کرنش اندازه‌گیری در اتصال درجا نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، تمرکز کرنش‌های اندازه‌گیری شده تحت لنگر منفی و مثبت در بر ستون در ناحیه گره اتصال رخ داده است. در حالی که در خود گره و تیر مقابل کرنش اندکی ایجاد شده است. کرنش تسلیم در حالت لنگر منفی بعد از گام ۳۰ (معادل تغییر مکان ۱cm بارگذاری) و تحت لنگر مثبت بعد از گام ۵۰ (معادل تغییر مکان ۳cm بارگذاری) روی داده است. میزان کرنش ایجاد شده در بر فوقانی روی ورق فولادی فوقانی (تحت لنگر منفی) و تحتانی روی آرماتور و ورق فولادی پایینی (تحت لنگر مثبت) تیر پیش ساخته در فواصل روی داده است.

شکل ۸. مقادیر کرنش اندازه‌گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای فوقانی تحت لنگر منفی

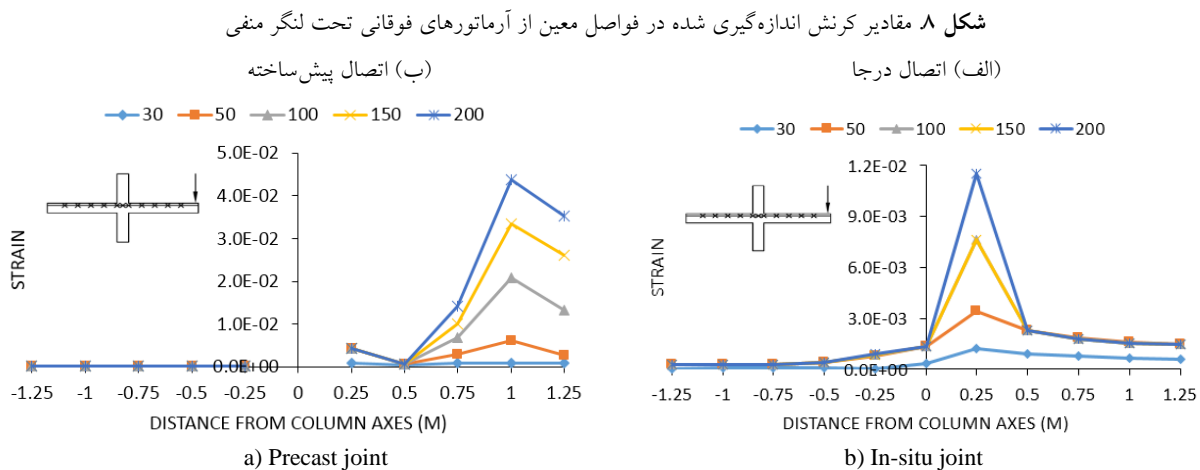


Fig. 8. Strain measurement of upper reinforcements for negative moment at certain distance



شکل ۹. مقادیر کرنش اندازه‌گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای تحتانی تحت لنگر مثبت

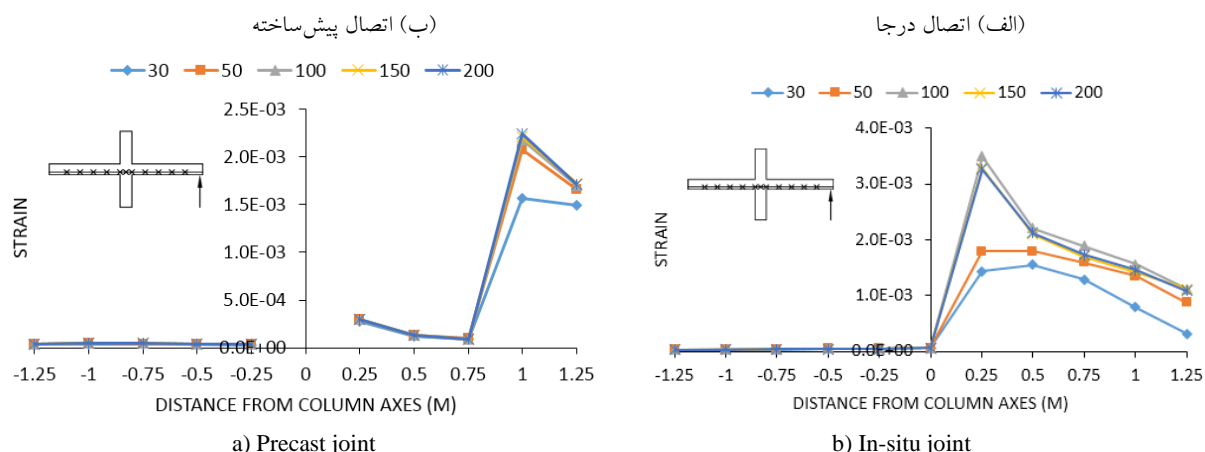


Fig. 9. Strain measurement of lower reinforcements for positive moment at certain distance

دریفت گسیختگی (یا دریفت حداکثری اندازه‌گیری شده) به دریفت نظیر مقاومت تسلیم تعریف شده است. همانطور که مشاهده می‌شود اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی تحت لنگر منفی و مثبت توانست به ترتیب به مقاومت ۱/۱۲ و ۱/۰۴ برابری اتصال درجا برسد. بنابراین اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی ظرفیت کاربرد به عنوان اتصال مقاوم خمشی در سازه پیش‌ساخته را داراست. این در حالی است که افت مقاومت حاصل از اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی از اتصال درجای معادل خود کمتر است.

### ۷- مقایسه پارامترهای مختلف اتصالات

به منظور بررسی و مقایسه عملکرد اتصال درجا و پیش‌ساخته پارامترهای مربوط به منحنی نیرو-دریفت آنها در جدول (۱) آورده شده است. این پارامترها شامل مقاومت نهایی، مقاومت تسلیم، مقاومت گسیختگی، میزان جذب انرژی، درصد افت مقاومت در دریفت حداکثر (یا دریفت نهایی اندازه‌گیری شده)، دریفت حداکثر و دریفت در مقاومت تسلیم، شکل‌پذیری و سختی اولیه اتصال است. میزان جذب انرژی از مساحت زیر نمودار و میزان شکل‌پذیری با استفاده از نسبت

جدول ۱. پارامترهای مربوط به منحنی نیرو-دریفت اتصالات

parameters	In-situ connection in negative moment	In-situ connection in positive moment	precast connection in negative moment	precast connection in positive moment
Ultimate strength (ton)	18.99	7.47	21.33	7.78
Yielding strength (ton)	18.35	7.01	20.29	7.29
Failure strength (ton)	18.01	6.76	19.82	7.72
degradation in load capacity (%)	5	10	7	1
energy dissipation ratio (ton)	1.04	0.41	1.17	0.45
Maximum drift (%)	6<	6<	6<	6<
Yielding drift (%)	0.70	0.41	0.47	0.20
Ductility	8.55	14.61	12.76	29.70
Initial stiffness (ton)	2607	1705	4346	3609

Table 1. Parameters of Load-drift connection curves

۴- برخلاف بسیاری از تیرهای بتنی پیش‌ساخته پیشنهادی توسط پژوهشگران مختلف که با به کار بردن تراکم آرماتوری بالا سعی در کسب مقاومت به ویژه در ناحیه اتصال خود دارند، تیر پیش‌ساخته پیشنهادی با جزئیات ارائه شده می‌تواند از موقعیت‌های پر تراکم آرماتور جلوگیری کرده و ساخت تیرهای بتنی پیش‌ساخته را آسان‌تر نماید.

۵- تیر پیشنهادی به گونه‌ای کاملاً پیش‌ساخته طراحی شده و نیاز به بتن‌ریزی درجا در پای کار را مرتفع می‌کند. از این روی سرعت نصب در پای کار نسبت به سایر اتصالات پیش‌ساخته پیشنهادی که اکثراً متکی بر بتن درجا در پای کار هستند، به مراتب افزایش خواهد یافت.

۶- غلاف بکار برده شده برای ستون در ناحیه اتصال شرایط مناسبی برای وصله ستون‌های پیش‌ساخته در این اتصال فراهم می‌کند.

۷- تعبیه نشیمن مناسب در خود تیر و رعایت ملزومات آن در ناحیه اتصال باعث فراهم آمدن بستری مناسب برای اتصال دال‌های پیش‌ساخته در تیر پیشنهادی شده و بر خلاف بسیاری از اتصالات کار شده توسط سایر پژوهشگران از ارتفاع مفید طبقات نمی‌کاهد.

۸- نیازی به استفاده از شمع برای اجرای تیر پیشنهادی نیست. این در حالی است که در بسیاری از اتصالات پیشنهادی شبه درجا تاگیرش بتن توان اجرای سقف وجود نخواهد داشت.

## References

## ۹- منابع

- [1] Rodriguez, M. E. & Torres, M. M. 2013 Seismic behavior of a type of welded precast concrete beam-to-column connection, *PCI Journal*, 4, 81-94.
- [2] Hong, W., Kim, S., Park, S., Kim, J., Lee, S., Yoon, K. & Kim, S. 2010 Composite beam composed of steel and precast concrete (modularized hybrid system), *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19, 707-727.
- [3] Fan, L. and Lu, X. 2008 Investigation on seismic behavior of jointed precast concrete frame structures, *The 14 World Conference on Earthquake Engineering, China*, 12-17.
- [4] Choi, H., Choi, Y. & Choi, C. 2013 Development and testing of precast concrete beam-to-column connections, *Engineering Structure*, 56, 1820-1835.

اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی مانند اتصال درجا تا دریافت ۰/۸۵ F<sub>y</sub> مقاومتی بیشتر از ۰/۸۵ داشته و شکل‌پذیری مطلوبی را نیز از خود نشان داده است. اما این اتصال با جذب انرژی ۱/۱۳ و ۱/۱۰ برابری به ترتیب تحت لنگر منفی و مثبت جذب انرژی بیشتری از خود نشان داده و در نتیجه برابر نیروهای لرزه‌ای عملکرد بهتری خواهد داشت. در زمینه سختی اولیه نیز اتصال پیشنهادی عملکرد بهتری نشان داده و به ترتیب تحت لنگر منفی و مثبت سختی این اتصال ۱/۶۶ و ۲/۱۱ برابر اتصال درجاست.

جدا از عملکرد مطلوب اتصال پیش‌ساخته در تمامی فاکتورهای بررسی شده محل تشکیل مفصل پلاستیک در این اتصال دورتر از ناحیه گرهی بوده و در خود تیر تشکیل شده است. محل تشکیل مفصل در این نوع اتصال به توالی گسیختگی مناسب در سازه طی زلزله و تئوری ایجاد تیر ضعیف و ستون قوی در سازه‌های پیش‌ساخته کمک خواهد کرد.

## ۸- نتیجه‌گیری

در این پژوهش سعی شد با حفظ سادگی و سرعت در هنگام ساخت و نصب قطعات پیش‌ساخته در پای کار اتصالی با هدف حذف تراکم آرماتور تحت لنگر منفی در ناحیه کم عرض تیر پیش‌ساخته ارائه شود، به گونه‌ای که عملکردی قابل مقایسه با اتصال درجا داشته باشد. خلاصه نتایج به دست آمده از عملکرد اتصالات بررسی شده در این مطالعه را می‌توان به صورت زیر ارائه کرد:

۱- اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی با داشتن عملکردی مطلوب در مقایسه با اتصالات درجا و شبه درجا پیشنهادی توسط سایر پژوهشگران در زمینه مقاومت، جذب انرژی و شکل‌پذیری می‌تواند به عنوان اتصال مقاوم خمشی در سازه‌های پیش‌ساخته استفاده شود.

۲- اتصال پیشنهادی با داشتن افت مقاومتی ناچیز، شکل‌پذیری مناسبی از خود نشان داد و تا دریافت حداکثر اعمالی جذب انرژی ۱/۱۳ و ۱/۱۰ برابری تحت لنگر منفی و مثبت از خود ارائه داد.

۳- تشکیل مفصل پلاستیک مانند اتصال درجا در اتصال پیشنهادی در اثر به تسلیم رسیدن آرماتورها در تیر روی داد. این در حالی است که در اتصال ارائه شده برخلاف بسیاری از اتصالات شبه درجا پیشنهادی توسط پژوهشگران مختلف مفصل پلاستیک دور از گره تیر به ستون و در ابتدای تیر ورق انتهایی تیر رخ داد.

- [11] PCI-04, Design handbook, *Precast/Prestressed concrete institute*, 6<sup>th</sup> Edition, Chicago, Illinois, 2004.
- [12] Iranian National Code, Number 10, *Designing and manufacturing of steel structures*, 4<sup>th</sup> Edition, Tehran, Iran, 2014. (In Persian)
- [13] CEB-FIP Model Code 1990, First Draft, *Committee Euro-international du beton*, Bulletin information No. 195,196, Mars.
- [14] Kupfer, H., Hilsdorf, H.K. & Rusch, H. 1969 Behavior of concrete under biaxial stress, *ACI Journal*, 66, 656-666.
- [15] Chen, W.F. and Saleeb, A.F. *Constitutive equations for engineering materials*, John Willey & Sons, 1982.
- [16] ACI 374.1-05, Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary, *American Concrete Institute (ACI) Committee*, Farmington Hills, Michigan, 2005.
- [17] ACI T1.1R-01, Commentary on acceptance criteria for moment frames based on structural testing, *ACI Manual of Concrete Practice*, 2002.
- [18] Kaya, M. and Arslan, A. S. 2009 Analytical modeling of post-tensioned precast beam-to-column connections, *Materials and Design*, 39, 3802-3811.
- [5] Hyeong, I., Hong, P. & Tae, E. 2013 Cyclic loading test for reinforced-concrete-emulated beam-column connection of precast concrete moment frame, *ACI Structural Journal*, 110, 115-125.
- [6] Maya, L., Zanuy, C., Albajar, L., Lopez, C. & Portabella, J. 2013 Experimental assessment of connections for precast concrete frames using ultra high performance fiber reinforced concrete construction, *Engineering Structure*, 48, 173-186.
- [7] Hawileh, R. A., Rahman, A. & Tabatabai, H. 2010 Nonlinear finite analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads, *Applied Mathematical Modeling*, 34, 2562-2583.
- [8] Bradley, B. A., Dahkal, R. P., Mander, J. B. & Li, L. 2007 Experimental multi-Level seismic performance assessment of 3D RC frame designed for damage avoidance, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 1-20.
- [9] Ozden, S. and Ertas, O. 2007 Behavior of unbonded, post-tensioned, precast concrete connections with different percentage of mild steel reinforcement, *PCI Journal*, 1, 32-44.
- [10] ACI 318M-08, Building code requirements for structural concrete and commentary, *American Concrete Institute (ACI) Committee*, Farmington Hills, Michigan, 2008.

# Introducing a Composite Beam in Precast Moment Frame with Aim of Eliminating Reinforcement Congestion in the Beam without the Need for In-Suite Concrete

J. Esmaili<sup>1</sup>, S. N. Ahooghalandary<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Associated professor of civil engineering, *University of Tabriz, Iran* (correspond),

<sup>2</sup> PHD student of civil engineering, *University of Tabriz, Iran*

## Abstract

Prefabricating is a useful approach for constructing structures in large numbers over a short period of time and is a specific design of structure. Precast structures due to the discrete design and construction of the members have different nature than in-situ structures. The constraints on the construction and arrangement of members in these structures have led to beams with simple and poor connection design. In many cases, resistant moment connection requires a high reinforcement bar density for transferring anchor in the beam, particularly in the joint area. On the other hand, the use of in-situ concrete at the beam to provide the necessary resistance is in conflict with the precast approach.

In order to solve these problems, the interior joint of a four-story symmetrical structure with an intermediate moment frame system was compared in two precast and in-situ structures by linear dynamic analysis. The height of each story in considered structure is 3.2 m and it has 4 bays with 6 m length. Applied load cases include dead, live and earthquake loads. This structure was designed for residential use and earthquake design of it, was based on Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Standard 2800.

Designing of mentioned joints in precast and in-situ cases was based on ACI318-08 and PCI 2004 codes. Moment and shear capacity of beams and columns, splice length of reinforcements, load-moment strength interaction of columns, joint shear, intermediate moment concrete and steel frame specifications, probable plastic hinge region in beams and design order in connection segments were considered in designing process. A finite element based software, ATENA 3D, was used for structural analysis of joints. Nonlinear behavior of concrete, longitudinal and transverse reinforcements and strain concentration of concrete hinge were investigated through this software at this research paper. To study the performance of connection joints through nonlinear finite element analysis, the accurate and idealized definition of applied materials is so essential. Therefore, various material models are used in software. For instance, CEB-FIP model is used to investigate the stress-strain curves and also the concrete-reinforcement bonding, Von Mises plasticity theory is used for post yielding behavior of steel connection segments and interface model is used according to Mohr-Coulomb theory.

To study the behavior of connection joints, the force-drift curves, crack opening scheme and measured strain of reinforcements and steel segments are investigated. At this paper, it is attempted to present a moment resistant connection which is simple in manufacturing, transportation and assembly. The results show that the introduced beam and its connection, in comparison with equivalent in-situ connection, performs satisfactorily under the applied efforts in the case of strength, energy dissipation and ductility. Also plastic hinges formation at proposed beams is due to longitudinal reinforcements yielding just like as in-situ beams, but the position of plastic hinges is in far distance from the connection area. In addition to mentioned capabilities, proposed connection can lead to a reduction in reinforcement concentration in beam and also in-situ concrete placing can be eliminated in construction and assembling stages. It has been found that, the proposed precast connection can be presented as a good alternative for currently used moment resistant precast connections.

**Keywords:** Beam to column connection, Precast structure, Finite element analysis, Precast connection, Composite beam