نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، جلد ۴۸، شماره ۲ (تابستان ۱۳۹۷)، ۱-۱۵ پیاپی ۹۱

ارائه نوعی اتصال تیر به ستون بتنی پیش‌ساخته و مقایسه آن با اتصالات رایج

جمشید اسماعیلی[۱*]، سیّدنیرم آهوقلندری[۲]، مسعود فرزام [۳]

[۱] دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز
[۲] دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز
[۳] استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز

(دریافت: ۹۵/۷/۱۰، پذیرش: ۹۶/۲/۳۱، نشر آنلاین: ۹۶/۳/۱)

چکیده

پیش‌ساخته‌سازی به معنای ساخت سازه در کارگاه و اتصال آن در محل اجرای پروژه می‌باشد. بنابراین سازه‌های پیش‌ساخته دارای اتصالاتی متفاوت از سازه‌های درجای معادل خود هستند. هدف از این تحقیق بررسی عملکرد اتصالات در این‌گونه ساختمان‌هاست زیرا در نتیجه وجود این اتصالات، سازه‌های پیش‌ساخته رفتار لرزه‌ای متفاوتی نسبت به سازه‌های درجا خواهند داشت. مطالعات نشان می‌دهد مهم‌ترین ضعف مشهود در این ساختمان‌ها در ناحیه اتصال آنها رخ داده است. در این تحقیق سعی شده با ارائه نوعی اتصال جدید و مقایسه آن با اتصال پیش‌ساخته رایج در کشور و اتصال درجای معادل آنها به بهبود این ضعف رایج در سازه‌های پیش‌ساخته کنونی کمک شود. در این مطالعه برای مقایسه عملکرد اتصالات یاد شده از آنالیز اجزای محدودی گره تیر به ستون استفاده شد. برای این منظور گره میانی یک سازه چهار طبقه دارای سیستم قاب خمشی متوسط در دو سازه پیش‌ساخته و درجا با هم مقایسه شدند. نتایج نشان می‌دهد که اتصال ارائه شده بر خلاف اتصال رایج پیش‌ساخته در مقایسه با اتصال درجای معادل خود عملکرد مطلوبی تحت تلاش‌های وارده در زمینه مقاومت، جذب انرژی و شکل‌پذیری نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: آنالیز اجزای محدود، اتصال پیش‌ساخته، اتصال تیر به ستون، سازه پیش‌ساخته.

۱- مقدمه

پیش‌ساختگی، اعضای سازه‌ای با کیفیت بالا، کارآمدی بیشتر، صرفه‌جویی در وقت و هزینه کمتر را به همراه دارد. سیستم‌های پیش‌ساخته داری کارآمدی و فواید اثبات شده‌ای در زمینه محصولات، کنترل کیفیت و هزینه هستند. با وجود این، صنعت پیش‌ساخته سازی به جهت وجود مسائلی که به طور حل نشده‌ای باقی مانده‌اند، به پتانسیل کامل خود نرسیده است. این مشکلات عمدتاً برخاسته از اتصال بین المان‌های پیش‌ساخته است. بعضی از ساختمان‌های پیش‌ساخته در طی زلزله‌های گذشته به دلیل عدم توجه به طراحی اتصالاتشان دچار شکست شده‌اند.

در حالی که مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی زیادی بر روی عملکرد اتصالات تیر به ستون یکپارچه تحت بارهای چرخه‌ای غیرالاستیک صورت گرفته است، تعداد کمی از مطالعات بر روی عملکرد اتصالات بتنی پیش‌ساخته بوده است و در این بین سهم اتصالات تیر به ستون پیش‌ساخته مقاوم خمشی ناچیز است. مسئله اصلی مربوط به ظرفیت اتلاف انرژی و مقاومت پایین در اتصالات پیش‌ساخته است. سازه‌های بتنی پیش‌ساخته کمتر به صورت شکل‌پذیر رفتار می‌کنند و تمایل به رفتار غیر الاستیک ناپایدارتری نسبت به ساختمان‌های درجا دارند که این به دلیل تمرکز کرنش‌های غیر الاستیک در منطقه اتصال آنها است.

در ادامه به تحقیقات انجام شده بر روی اتصالات تیر به ستون بتنی پیش‌ساخته پرداخته می‌شود. این تحقیقات 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 بتن‌ریزی درجا در پای کار استفاده می‌شود) Rodriguez و Torres (۲۰۱۳)، با انجام تحقیقی اتصالات مرسوم پیش‌ساخته مورد استفاده در کشور مکزیک را مورد بررسی قرار دادند. این اتصالات برای قاب‌های خمشی پیش‌ساخته کاربرد داشتند. در این نوع اتصال آرماتورهای جوش شده بین صفحات انتهایی مهار شده در المان‌های تیر و ستون پیوستگی لازم را ایجاد می‌کردند. در نهایت نتایج نشان داد که آرماتورهای طولی جوش شده در ناحیه اتصال می‌توانند باعث رفتار ترد در آن ناحیه شده و

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس:

آدرس ایمیل: j-esmaeili@tabrizu.ac.ir (ج. اسماعیلی)، ahooghalandary@tabrizu.ac.ir (س. ن. آهوقلندری)، mafarzam@tabrizu.ac.ir (م. فرزام).

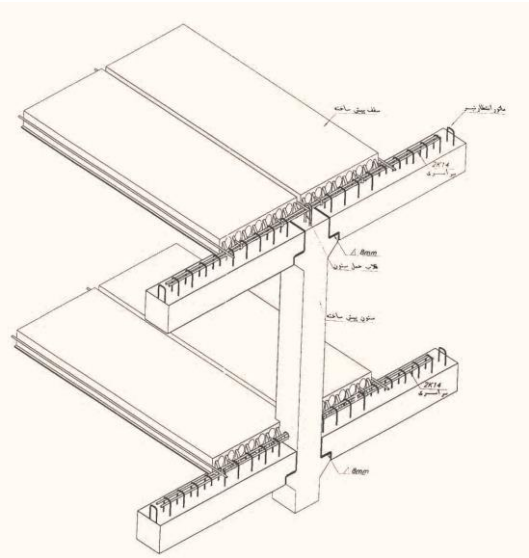
به شکست نابهنگام اتصال بینجامند. تحقیقات مشابهی نیز توسط Hong و همکاران (۲۰۱۰)؛ Fan و Lu (۲۰۰۸) و غیره در این زمینه انجام شده است. در زمینه اتصالات شبه یکپارچه پیش‌ساخته (اتصالاتی که در آنها از بتن ریزی درجا در پای کار استفاده می‌شود) Choi و همکاران (۲۰۱۳)، تعدادی نمونه اتصال تیر به ستون را تحت بارهای لرزه‌ای مورد آزمایش قرار دادند. این اتصالات شامل ۴ اتصال پیش‌ساخته و یک اتصال یکپارچه بودند. جزئیات مورد استفاده برای گره‌ها برای رسیدن به پیوستگی سازه‌ای و نوع تسلیح ویژه صورت گرفته در ناحیه اتصال در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفت. در حالت کلی عملکرد اتصالات تیر به ستون رضایت‌بخش بود و مقاومت متوسط گره‌های پیش‌ساخته در حدود ۱/۱۵ برابر مقاومت گره یکپارچه به دست آمد. همچنین رفتار نمونه‌ها شکل‌پذیر ارزیابی گردید. اما Maya و همکاران (۲۰۱۳)، با ناکارمد دانستن این گونه اتصالات برای رسیدن به عملکردی مطلوب سعی کردند که از نوعی بتن با فایبر با عملکرد بالا در آنها استفاده کنند. در زمینه اتصالات هیبرید پیش‌ساخته (اتصالاتی که در آنها از تاندون‌های پس‌کشیدگی استفاده می‌شود) Hawileh و همکاران (۲۰۱۰)، مدل اجزای محدود سه بعدی را برای مطالعه انتخاب کردند. مدل مورد استفاده تأثیرات پیش‌تنیدگی 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 تحقیقات مشابهی توسط Bradley و همکاران (۲۰۰۷) و Ozden و Ertas (۲۰۰۷)، صورت پذیرفته است.

با توجه به ضعف مشهود در اتصالات رایج کار شده در دنیا و تلاش برای بهبود عملکرد آنها در این تحقیق نیز سعی شده تا با ارائه اتصالی جدید و کارا و از طریق مطالعه بر روی ضعف اتصال پیش‌ساخته کار شده در کشور عملکرد این گونه اتصالات را در زمینه سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی ارتقا داد.

۲- اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته رایج

در ایران معمولاً اتصالات تیر به ستون پیش‌ساخته به همراه کربل به کار می‌روند. کربل به کار رفته به منظور ایجاد تکیه‌گاه در منطقه اتصال برای تیر و همچنین ایجاد بستری به برای رفع مشکل تلرانس‌های نصب ضعیف در کشور ما به کار می‌رود. نمونه‌ای از این نوع اتصالات کار شده در شکل (۱) نشان داده شده است. این اتصال ترکیبی از اتصالات تر و خشک است. به این معنی که در پایین، اتصال از طریق جوش صفحه فلزی روی کربل به صفحه فلزی مدفون در انتهای تیر پیش‌ساخته برقرار شده و در قسمت بالا، اتصال از طریق بتن درجا در پای کار و با در نظرگیری سوراخ‌هایی در ستون و عبور آرماتورهای بالایی تیر از آن کامل می‌شود. در شکل (۲) نمایی شماتیک از نحوه اتصال تیرهای طبقات و تیرهای بام به ستون و دال‌های کف پیش‌ساخته (هالوکور) نشان داده شده است. با توجه به جزئیات و عملکرد احراز شده از این اتصال، می‌توان آن را در رده اتصالات نیمه گیردار قرار داد. قسمت پایین گره تیر به ستون در این نوع اتصال به دلیل سهولت در اجرا خشک در نظر گرفته شده است. همچنین استفاده از کربل به نصب راحت‌تر این اتصال کمک بسیاری می‌کند. علاوه بر این در قسمت پایین در ناحیه اتصال، تیر به صورت فرورفته ساخته شده تا استفاده از کربل باعث هدر رفتن فضا و ارتفاع مفید طبقه نشود.

شکل ۱- اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته رایج در ایران



شکل ۲- جزئیات اتصال گره تیر به ستون پیش‌ساخته در طبقات و بام

شکل ۳- ترک خوردگی ناشی از تلاش‌های وارده در ناحیه اتصال

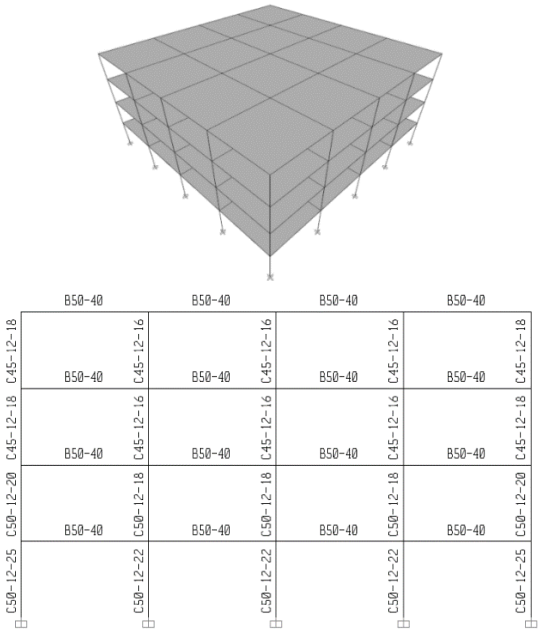
اما در قسمت بالا برای ایجاد یکپارچگی بیشتر از آرماتورهای طولی در درون خاموت‌های بیرون زده از تیر پیش‌ساخته استفاده شده تا از طریق آنها اولا آرماتورهای انتهایی دال‌های هالوکور را به تیر دوخته و ثانیاً با ایجاد سوراخ‌هایی در ستون، آنها را در ستون فرو برده و به پیوستگی المان‌های از پیش‌ساخته شده افزود. با وجود داشتن اتصالی تر و نیاز به بتن‌ریزی درجا در بالای ناحیه تیر، به دلیل بسته بودن سطوح پایین توسط تیر پیش‌ساخته و کناره‌ها توسط دال‌های هالکور به ویژه در تیرهای میانی نیاز به استفاده از قالب نمی‌باشد.

این نوع قاب‌های ساختمانی معمولاً برای سازه‌هایی تا چهار طبقه به کار گرفته می‌شوند. به دلیل حساسیت کرنشی بالا در ناحیه جوش، این اتصالات معمولاً در این منطقه دچار شکست زود هنگام می‌شوند. ناحیه اتصال پیش‌ساخته به دلیل عملکرد ضعیف اتصالات یاد شده در انتقال تلاش‌های داخلی در هنگام بروز زلزله‌های گذشته دچار آسیب‌های جدی شده‌اند. شکل (۳) نمونه‌ای از شکست‌های اتفاق افتاده در این اتصالات را نشان می‌دهد.

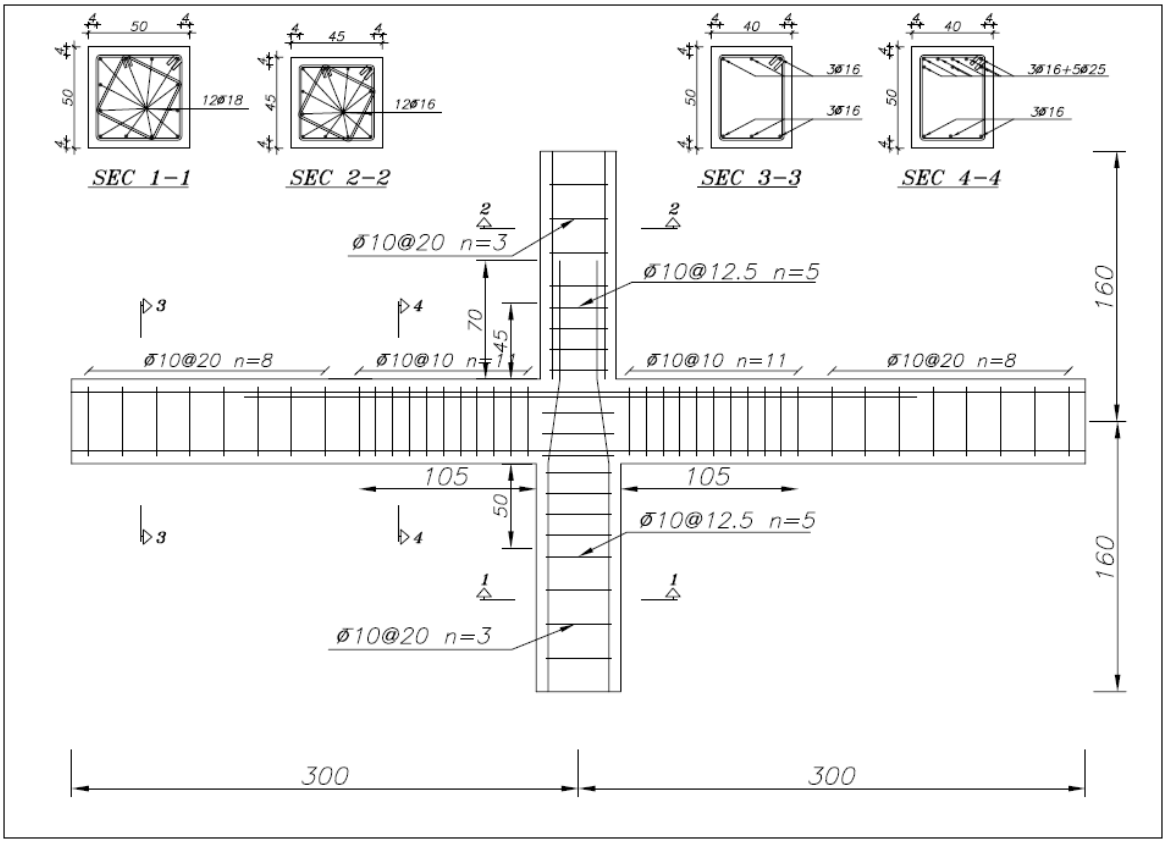
۳- اتصالات مورد بررسی

به منظور بررسی اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی و مقایسه آن با اتصال درجا و پیش‌ساخته رایج شرح داده شده، سازه‌ای چهار طبقه با کاربری مسکونی که دارای سیستم باربرجانبی به صورت قاب خمشی بود با استفاده از آنالیز دینامیکی طیفی در نرم‌افزار Etabs طراحی شد. طراحی این سازه بر اساس ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران (۱۳۹۲)، در منطقه‌ای با شدت زلزله بسیار زیاد و نوع خاک دو صورت گرفت. سازه مدل‌سازی شده دارای ارتفاع طبقاتی برابر ۳/۲ متر و تعداد دهانه‌هایی برابر ۴ و با طول دهانه‌ای برابر ۶ متر در نظر گرفته شده است. مدل مورد بررسی کاملاً متقارن فرض شد. بارهای اعمالی بر سازه شامل بارهای مرده، زنده و زلزله است. بارگذاری طوری جزئیات دهی شد تا قاب‌های مدل شده بتوانند نماینده خوبی از یک بنای مسکونی با تعداد طبقات یاد شده باشند. قاب‌های مدل شده از نوع قاب خمشی متوسط در نظر گرفته شده و طوری جزئیات دهی شدند تا تأمین کننده ملزومات لرزه‌ای برای این نوع قاب باشند.

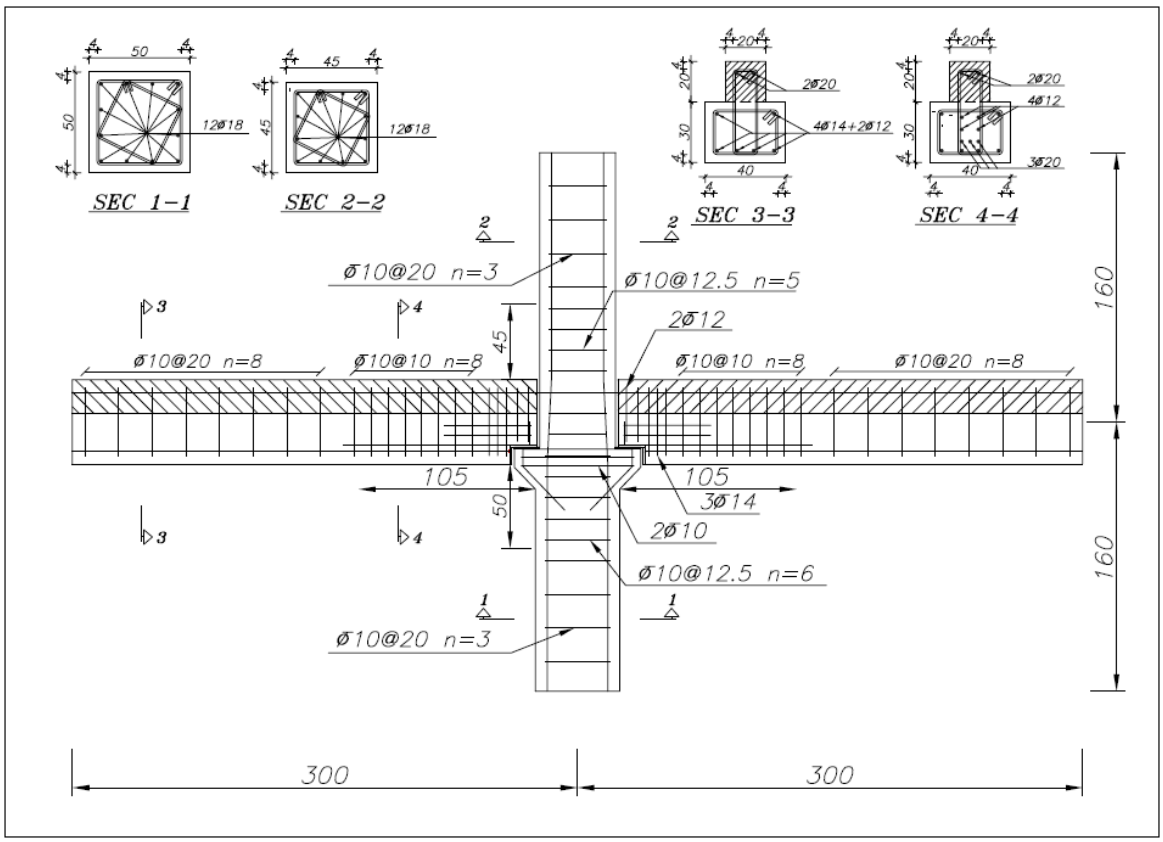
در شکل (۴) سازه سه بعدی طراحی شده و قاب برگزیده آن به همراه مقاطع به دست آمده، نشان داده شده است. برای ارزیابی گره اتصال، یک گره میانی از قاب داخلی این سازه متقارن در طبقه دوم آن انتخاب شد. با توجه به تلاش‌های وارده بر گره انتخاب شده، طراحی گره مذکور در دو حالت درجا و پیش‌ساخته با استفاده از آیین‌نامه‌های ACI318-08 (۲۰۰۸) و آیین‌نامه PCI 2004 (۲۰۰۴) انجام شد. در طراحی گره مورد بررسی ظرفیت خمشی، برشی، طول مهاری و محل قطع میلگردها، ظرفیت مربوط به اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستون‌ها، ظرفیت برشی ستون و ملزومات خاموت‌گذاری مربوط به قاب خمشی متوسط مورد توجه قرار گرفته‌اند. شکل‌های (۵) الی (۷) به ترتیب جزئیات گره طراحی شده مربوط به سازه درجا، پیش‌ساخته رایج و پیش‌ساخته پیشنهادی را نشان می‌دهد.



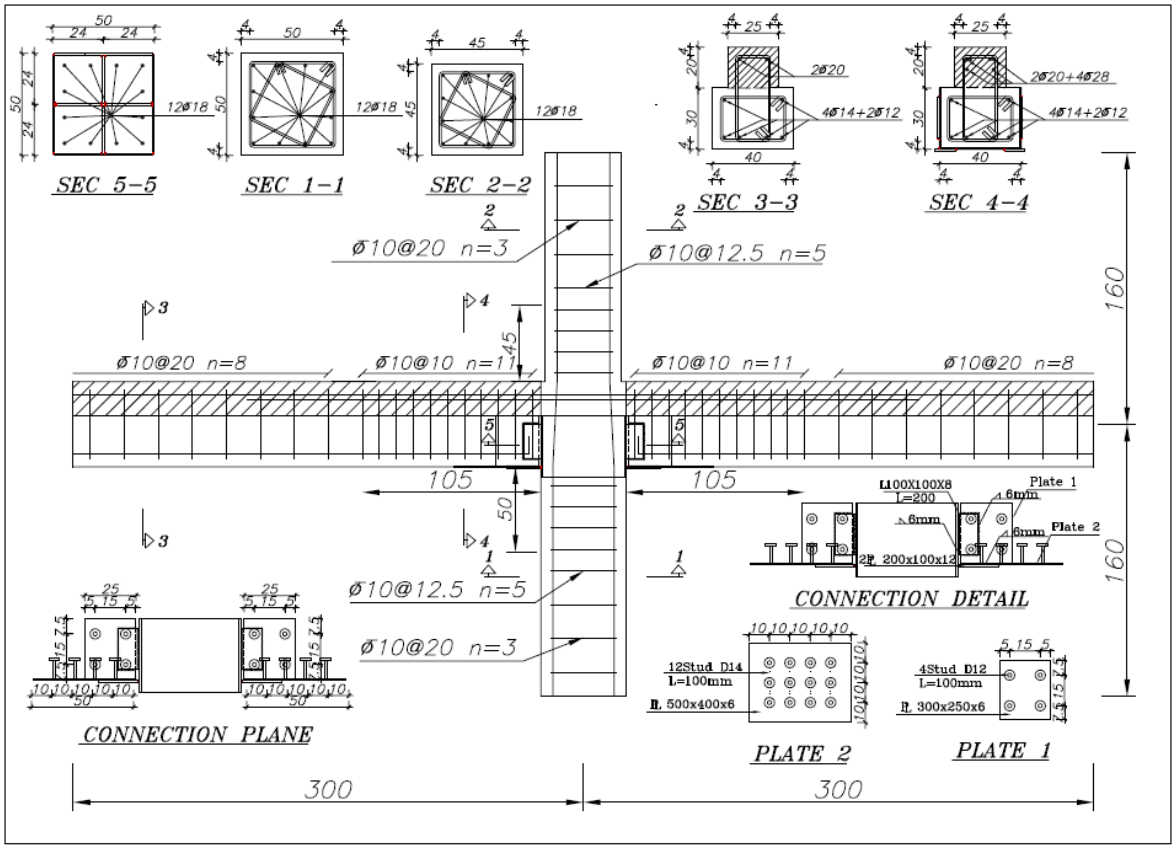
شکل ۴- شکل سه‌بعدی سازه طراحی شده و قاب انتخابی آن



شکل ۵- ابعاد و جزئیات گره درجای طراحی شده



شکل ۶- ابعاد و جزئیات گره پیش‌ساخته رایج طراحی شده



شکل ۷- ابعاد و جزئیات گره پیش‌ساخته پیشنهادی طراحی شده

همان‌طور که در شکل (۶) نشان داده شده است، در اتصال پیش‌ساخته رایج از قسمت فرورفته‌ای در انتهای تیر به عمق ۱۰ سانتی‌متر استفاده شده است. اتصال در این ناحیه از طریق صفحه‌ای فولادی که از طریق جوش به آرماتورهای انتهایی تیر متصل گشته برقرار می‌شود. این صفحه به صفحه مدفون در قسمت کربل ستون از طریق جوشی با بعد ۸ میلی‌متر در دو طرف خود در هنگام نصب جوش خواهد شد. بعد از نصب تیرهای پیش‌ساخته و قرار گرفتن دال‌های هالوکور بر روی نشیمن تعبیه شده به طول ۱۰ سانتی‌متر از هر طرف تیر آرماتورهای بالای تیر از درون خاموت‌های انتظار تیر و دال هالوکور عبور داده شده و در سوراخ تعبیه شده در ستون عبور خواهند کرد. سپس قسمت بالایی تیر با استفاده از بتن درجا در محل کامل خواهد شد. همان طور که در شکل نیز مشخص است علاوه بر آرماتورهای اصلی بالا و پایین، آرماتورهای طولی انتهایی تیر برای جلوگیری از ایجاد ترک‌های قائم و مایل در ناحیه فرورفته آن قرار داده می‌شود. اما در اتصال پیشنهادی به جای کربل از صفحه زیر سری متصل به غلاف فلزی دور ستون در ناحیه اتصال استفاده شده است. این صفحه علاوه بر آن که باعث حذف ناحیه فرورفته تیر می‌شود، بستری مناسب را برای اتصال ناحیه پایینی انتهای تیر به ستون برای انتقال لنگر مثبت فراهم می‌کند. جوش صفحه زیر سری به صفحه متصل به انتهای تیر که با استفاده از گل میخ به بتن انتهای تیر مهار شده، اتصال را در ناحیه پایین تکمیل می‌کند. در ناحیه بالا هم از سوراخ‌هایی برای عبور آرماتورهای سراسری و تقویتی در ناحیه لنگر منفی استفاده شده است. همچنین برش ایجاد شده در ناحیه گرهی از طریق جوش صفحات کناری مهار شده با گل میخ به بتن تیر و نبشی متصل شده به غلاف ستون انتقال پیدا خواهد کرد.

از مزایای کاربرد چنین اتصالی در مراحل ساخت و نصب نسبت به اتصال رایج می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- حذف کربل ستون و جلوگیری از هدر رفتن فضا و ارتفاع مفید طبقات
- ایجاد بستری مناسب برای نشیمن تیر پیش‌ساخته از طریق نصب صفحه زیرسری در محل اتصال تیر پیش‌ساخته و همچنین ایجاد فضایی مناسب برای انتقال لنگر
- ساخت و قالب‌بندی راحت‌تر ستون‌های پیش‌ساخته در کارخانه به خاطر حذف قسمت‌های بیرون زده آنها
- ایجاد بستری مناسب برای وصله ستون‌های پیش‌ساخته در طبقات با بکار بردن غلاف فلزی در ناحیه گرهی

۴- مدل رفتاری مصالح مورد استفاده

بررسی عملکرد گره اتصال از طریق آنالیز اجزای محدودی غیر خطی نیازمند 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 بتن در این تحقیق از مدل رفتاری CEB-FIP (۱۹۹۰) استفاده شده است. این منحنی در شکل (۸) نشان داده شده است.

ناحیه کششی قبل از ترک خوردگی: رفتار بتن در این ناحیه به صورت ماده با خواص الاستیک خطی در نظر گرفته شده است. E_c به عنوان مدول الاستیسیته بتن و $f_t^{/ef}$ مقاومت کششی مؤثر برگرفته از تابع تنش دوبعدی است.

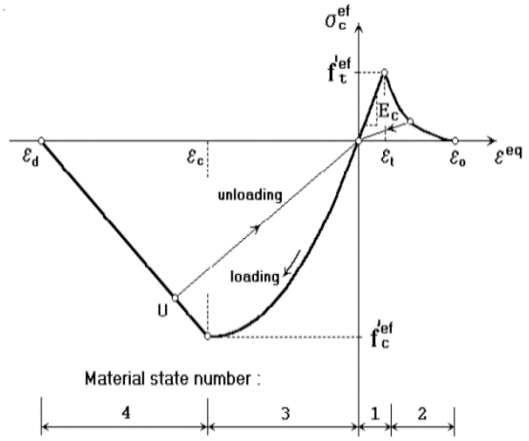
ناحیه کششی بعد از ترک خوردگی: برای این ناحیه از تابع بازشدگی ترک توانی Hordijk (۱۹۹۱) که به صورت آزمایشگاهی به دست آمده است، استفاده می‌شود.

ناحیه فشاری قبل از تنش حداکثر: رابطه ارائه شده برای این قسمت منطبق با مدل رفتاری ارائه شده توسط CEB-FIP برای بتن است. این رابطه قادر به در نظرگیری دامنه وسیعی از نمودارها از حالت خطی تا منحنی است. در این ناحیه $f_c^{/ef}$ مقاومت فشاری مؤثر بتن، ε_c کرنش در تنش حداکثر است.

ناحیه فشاری بعد از تنش حداکثر: در این تحقیق از مدل صفحه فشاری فرضی که بر پایه تئوری انرژی تلف شده قرار دارد استفاده شده است. این تئوری توسط آزمایش‌های صورت گرفته توسط Mier (۱۹۸۶) مورد تأیید قرار گرفته است. ε_d در این ناحیه نشان دهنده کرنش معادل تنش صفر است.

معیار شکست بتن در تنش چند محوره منطبق بر روابط ارائه شده توسط Kupfer و همکاران (۱۹۶۹)، 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 می‌گردد. منحنی رفتاری آرماتور هم همان طور که در شکل (۹-الف) نشان داده شده است به صورت ایده‌آل‌سازی شده و دو خطی با درنظرگیری سخت شوندگی کرنشی E_{sh} معادل دو درصد از مدول الاستسیته اولیه E_s تعریف شد.



شکل ۸- مدل رفتاری CEB-FIP برای بتن

برای در نظرگیری چسبندگی آرماتور به بتن اطراف آن از مدل رفتاری ارائه شده توسط آیین‌نامه CEB-FIP استفاده شد. نمودار چسبندگی لغزش ارائه شده توسط آیین‌نامه CEB-FIP در شکل (۹-ب) نشان داده شده است. در این مدل، پارامترهای S_1، S_2 و S_3 بر اساس مقاومت فشاری بتن، قطر و نوع آرماتور تعریف می‌گردد. پارامتر مهم دیگر شرایط محصور شدگی و کیفیت بتن ریخته شده است. در این تحقیق پارامترهای یاد شده بر اساس نوع آرماتورهای آجدار و شرایط محصور شدگی با چسبندگی مطلوب انتخاب شد.

برای تعریف قطعات اتصالی فولادی از مدل پلاستیسته Von Mises (۱۹۸۲) که مدل پلاستیسیته J_2 نیز نامیده می‌شود و بر پایه پارامتر k قرار دارد، استفاده شد. تابع تسلیم در این مدل این گونه تعریف می‌شود:

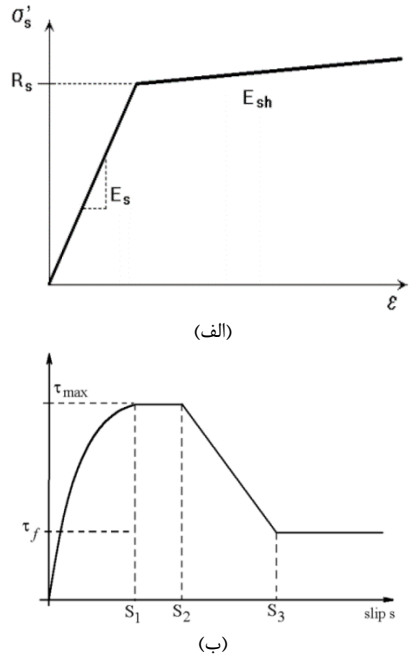
$$F^P(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k(\varepsilon_{eq}^P) = 0 \qquad (۱)$$

در این رابطه J_2 اشاره به ثابت دوم از تانسور تنش انحرافی دارد. پارامتر k تنش برشی حداکثر طبق رابطه (۲) است:

$$k(\varepsilon_{eq}^P) = \sigma_y + H\varepsilon_{eq}^P \qquad (۲)$$

پارامتر H شیب مربوط به ناحیه سخت شوندگی فولاد است.

در سطوح مشترک برای شبیه‌سازی صفحه تماس بین دو ماده و پیش‌بینی رفتار مصالح در سطح مشترکشان از مدل رفتاری بر پایه تئوری Mohr-Coulomb (۱۹۸۲) استفاده شده است.

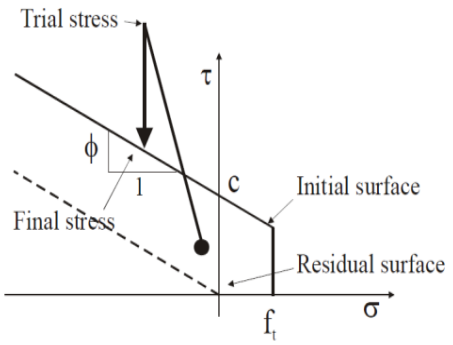


شکل ۹- منحنی‌های رفتاری انتخاب شده برای آرماتور مدفون در بتن: الف) منحنی دوخطی همراه با سخت‌شوندگی کرنشی آرماتور، ب) مدل رفتاری چسندگی آرماتور به بتن در آیین‌نامه CEB-FIP

جدول ۱- پارامترهای مربوط به تعریف مصالح

پارامتر	تعریف پارامتر	رابطه یا توضیحات ارائه شده	مقدار	واحد
بتن				
$f_c^{/}$	مقاومت استوانه‌ای	$f_c^{/} = -0.85 f_{cu}^{/}$	۳۰	$f_c^{/}$
$f_t^{/}$	مقاومت کششی	$f_t^{/} = -0.24(f_{cu}^{/})^{2/3}$	۲/۵۸	$f_t^{/}$
E_c	مدول الاستیک اولیه	$E_c = (6000 - 15.5 f_{cu}^{/}) \times (f_{cu}^{/})^{1/2}$	۳/۲۴E+۴	E_c
ϑ	نسبت پواسون	-	۰/۲	ϑ
آرماتور عرضی				
E_s	مدول الاستیک	-	۲/۱۰E+۵	E_s
σ_y	تنش تسلیم	-	۳۰۰	σ_y
H	شیب ناحیه سخت شوندگی کرنشی	معادل ۲٪ مدول الاستیسیته اولیه	۴۲۰۰	H
آرماتور طولی				
E_s	مدول الاستیک	-	۲/۱۰E+۵	E_s
σ_y	تنش تسلیم	-	۴۰۰	σ_y
H	شیب ناحیه سخت شوندگی کرنشی	معادل ۲٪ مدول الاستیسیته اولیه	۴۲۰۰	H
چسبندگی آرماتور				
f_{cu}	مقاومت بتن مورد استفاده	-	۳۵	f_{cu}
-	نوع آرماتور مورد استفاده	آرماتور از نوع آجدار است	-	-
-	شرایط محصور شدگی	آرماتور از نوع محصور شده است	-	-
-	کیفیت چسبندگی	کیفیت چسبندگی مطلوب در نظر گرفته شد	-	-
سطوح تماس بتن جدید و قدیم				
c	چسبندگی سطوح	-	۰/۹۱	c
$\emptyset$	زاویه اصطکاک داخلی	برای حالتی که سطح بین بتن‌ها مضرس نیست	۰/۶	$\emptyset$
سطح تماس صفحات انتهایی تیر و کربل ستون در اتصال پیش‌ساخته رایج				
c	چسبندگی سطوح	مقاومت معادل جوش گوشه بین دوصفحه	۲/۳۱	c
$\emptyset$	زاویه اصطکاک داخلی	-	۰	$\emptyset$
سطح تماس صفحه زیر سری به صفحه دارای گل میخ مهار شده در بتن تیر در اتصال پیشنهادی				
c	چسبندگی سطوح	مقاومت معادل جوش گوشه بین دوصفحه	۰/۸۸	c
$\emptyset$	زاویه اصطکاک داخلی	-	۰	$\emptyset$
سطح تماس نبشی جان به صفحه دارای گل میخ مهار شده در بتن تیر در اتصال پیشنهادی				
c	چسبندگی سطوح	مقاومت معادل جوش گوشه‌بین نبشی و صفحه	۷/۳۷	c
$\emptyset$	زاویه اصطکاک داخلی	-	۰	$\emptyset$
سطح تماس صفحات دارای گل میخ با بتن پشت آن‌ها در اتصال پیشنهادی				
c	چسبندگی سطوح	مقاومت برشی صفحه گل میخ شده به بتن	۲/۶۴	c

در این تئوری رفتار سطوح مشترک بین دو ماده بستگی به جنس سطح و تنش‌های نرمال و مماسی ایجاد شده در سطح مشترک دارد. نمودار تنش در سطح مشترک المان‌ها با استفاده از رابطه تئوری Mohr-Coulomb در شکل (۱۰) نشان داده شده است.



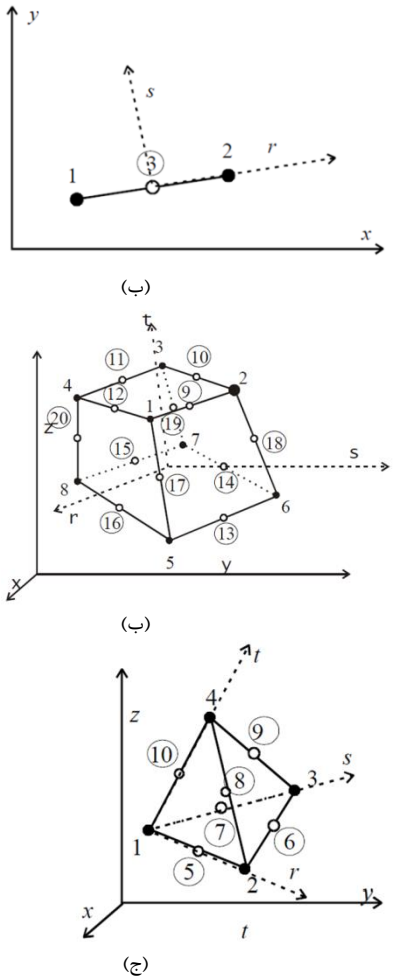
شکل ۱۰- منحنی رفتاری در سطح مشترک بر پایه تئوری Mohr-Coulomb

شرایط مربوط به سطح اولیه شکست در تئوری مور کولمب از رابطه (۳) و (۴) به دست می‌آید:

$$|\tau| \le c - \sigma \times \emptyset, \sigma \le f_t \quad (۳)$$

$$\tau = 0, \sigma \le f_t \quad (۴)$$

این روابط، c چسبندگی و $\emptyset$ زاویه اصطکاک داخلی است. بعد از این که تنش‌های وارده بیش از مقاومت موجود در سطح شد، سطح مشترک خرد شده و مقاومت باقی‌مانده فقط ناشی از اصطکاک موجود در سطح باقی‌مانده خواهد بود. از این مدل رفتاری در این تحقیق برای تعریف سطح مشترک بتن جدید ریخته شده در بالا و همچنین بر گره اتصال و بتن سخت شده اجزای تیر و ستون پیش‌ساخته استفاده شده است.



شکل ۱۱- المان‌های اجزای محدودی مورد استفاده در نرم‌افزار: الف) المان ۳ گرهی خطی، ب) المان آجری ۲۰ گرهی سه‌بعدی، ج) المان گوه ای ۱۰ گرهی سه‌بعدی

همچنین سطح مشترک پلیت نشیمن انتهایی تیر و پلیت قرار گرفته بر روی کربل ستون در اتصال پیش‌ساخته رایج و اتصال صفحه نشیمن به صفحه مهار شده با گل میخ در زیر تیر و اتصال نبشی قرار گرفته در جان و صفحه مهار شده با گل میخ در جان تیر با استفاده از این مدل شبیه‌سازی شد. علاوه بر این سطح مشترک بین بتن تیر و صفحات گل میخ شده به آن نیز این گونه مدل شد. در جدول (۱) پارامترهای مهم تعریف شده برای مصالح مختلف در هر قسمت ذکر شده‌اند.

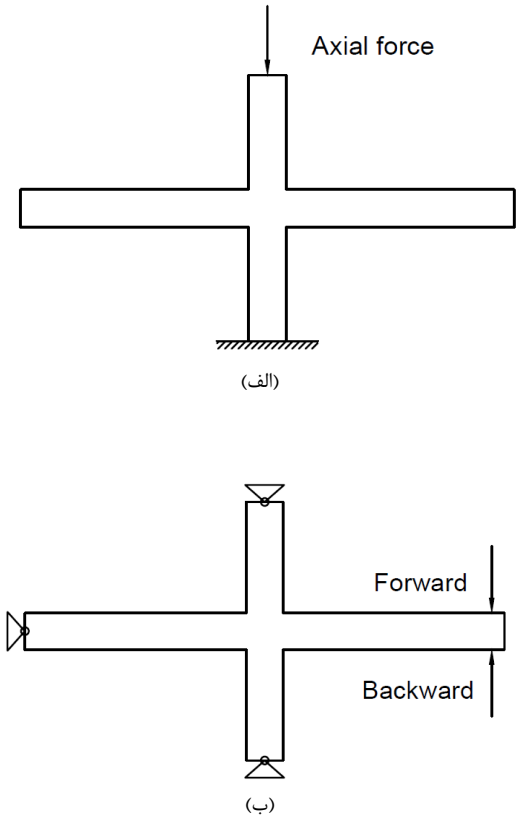
۵- مدل اجزای محدودی

برای استفاده از آنالیز اجزای محدود در حل مسئله نیازمند استفاده از المان‌های خرپایی و سه بعدی برای مش‌بندی عناصر یک‌بعدی و سه‌بعدی هستیم. این المان‌های ایزوتروپیک در حالت یک‌بعدی از انتگرال‌گیری گوس در یک نقطه (با توجه به درون یابی خطی) برای المان‌های دوگرهی و یا دو نقطه (با توجه به درون‌یابی توانی) برای المان‌های سه گرهی استفاده می‌کنند. این گونه المان‌ها برای مش‌بندی عناصر خطی در آنالیزهای سه‌بعدی مناسب‌اند. همچنین به منظور مش‌بندی عناصر سه‌بعدی نیز از المان‌های گوه‌ای ۱۰ گرهی و آجری ۲۰ گرهی به صورت توأم استفاده شده است. هندسه و نودهای المان‌های مذکور در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

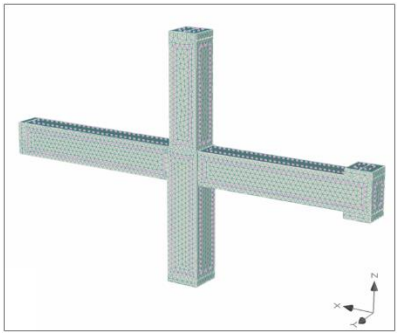
۶- نحوه آنالیز و برنامه بارگذاری

برای انجام آنالیز در این تحقیق از نرم‌افزار Atena 3D استفاده 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 (۱۲) الگوی طرح شده برای بارگذاری گره تیر به ستون را در دو مرحله نشان می‌دهد.

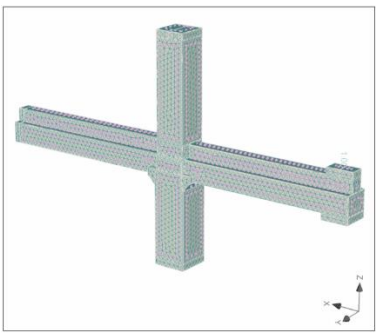
جزئیات و ابعاد المان‌های مربوطه در شکل‌های (۵) تا (۷) نشان داده شده‌اند. در مرحله اول ستون تحت بار محوری فشاری برابر ۷۰ تن قرار گرفت. این بار تقریباً معادل سهم بارگیر ستون از بارهای مرده و زنده وارد بر کف طبقات در تراز مربوطه است. این مرحله بارگذاری به صورت کنترل شونده توسط نیرو و در ۲۰ گام انجام شد.



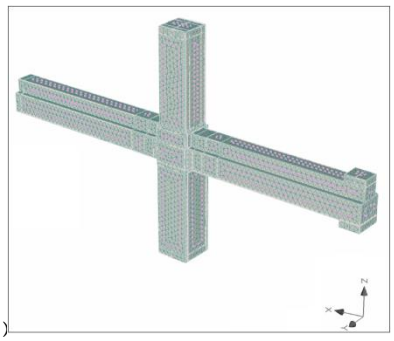
شکل ۱۲- چیدمان تکیه‌گاهی در نظر گرفته شده و مراحل بارگذاری در نرم‌افزار: الف) بارگذاری محوری ستون در مرحله اول، ب) بارگذاری در انتهای تیر در مرحله دوم



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۳- مدل اجزای محدودی و مش بندی صورت گرفته در نرم‌افزار: الف) گره درجا، ب) گره پیش‌ساخته رایج، ج) گره پیش‌ساخته پیشنهادی

مرحله دوم بعد از رسیدن بار محوری ستون به ۷۰ تن آغاز شد. در این مرحله بار دیگری در انتهای یکی از تیرهای متصل به گره تیر و ستون قرار گرفته و در سه انتهای المان‌های دیگر تکیه‌گاه‌های مفصلی قرار داده شد. این مرحله بارگذاری کنترل شونده توسط تغییر مکان انجام شده و در هر گام، تغییر مکانی در حد یک میلی‌متر بر انتهای تیر در دو جهت مخالف اعمال گشت. بارگذاری برای بررسی عملکرد اتصال در لنگر مثبت و منفی تا رسیدن به دریفت ۶٪ ادامه پیدا کرد.

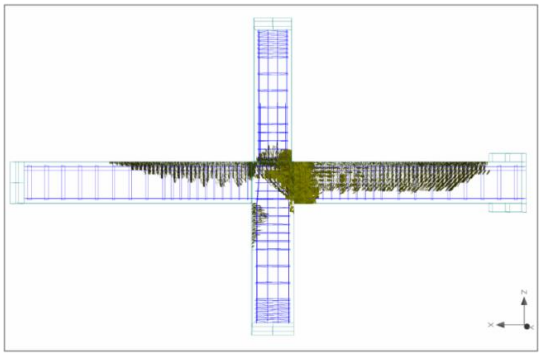
گره مدل شده در نرم‌افزار برای سه حالت پیش‌ساخته رایج و پیشنهادی و درجا در شکل (۱۳) نشان داده شده است. در محل بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها برای جلوگیری از تمرکز تنش و خرد شدگی زودرس بتن در آن نواحی از صفحات فولادی استفاده شد. بر روی این صفحات و در نقاط بارگذاری گیج‌هایی برای اندازه‌گیری تغییر مکان و نیروی اعمالی در هر گام از بارگذاری قرار داشت. همچنین کرنش‌سنج‌هایی در فواصل معین از گره اتصال بر روی آرماتورهای بالا و پایین تیر قرار داده شد تا ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک و تسلیم شدگی آرماتورها مشخص گردد. در حین بارگذاری و در گام پایانی الگوی ترک خوردگی و تمرکز آن در نواحی مختلف و چگونگی به مکانیسم رسیدن گره مورد بررسی قرار گرفت.

۷- بحث در مورد نتایج آنالیز

آنالیز انجام شده بر روی گره درجا و پیش‌ساخته تحت لنگر منفی و مثبت و به صورت یکنواخت انجام شد. هر اتصال به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گرفت.

۷-۱- اتصال درجا تحت لنگر منفی

در این حالت بار محوری در انتهای تیر به سمت پایین اعمال شد. ابتدا در گام‌های نخستین ترک‌ها در ناحیه بتن پوشش بالای انتهای تیر تشکیل شدند. در ادامه گسترش ترک‌ها به سمت قسمت میانی تیر ادامه یافت و ناحیه گره اتصال نیز دچار ترک خوردگی مایل شد. در گام‌های پایانی با افزایش تغییرمکان اعمالی همان طور که در شکل نیز مشخص است عرض ترک‌ها در ناحیه انتهای تیر بیشتر شده و همچنین قسمت‌های تحتانی تیر متصل به تکیه‌گاه و ستون نیز دچار ترک خوردگی شدند. نمای جانبی گره تیر به ستون و الگوی ترک خوردگی آن در این حالت در شکل (۱۴) نشان داده شده است. میزان کرنش ایجاد شده در آرماتورهای فوقانی (تحت لنگر منفی) و تحتانی (تحت لنگر مثبت) در فواصل ۱/۷۵، ۲، ۲/۲۵، ۲/۵، ۲/۷۵ (بر ستون)، ۳ (وسط گره)، ۳/۲۵ (بر ستون)، ۳/۵، ۳/۷۵، ۴ و ۴/۲۵ متری از محل بارگذاری اندازه‌گیری شد. اندازه‌گیری‌های انجام شده مربوط به گام‌های ۳۰ (معادل تغییر مکان ۱cm نقطه بارگذاری)، ۵۰ (معادل تغییر مکان ۳cm نقطه بارگذاری)، ۱۰۰ (معادل تغییر مکان ۸cm نقطه بارگذاری)، ۱۵۰ (معادل تغییر مکان ۱۳cm نقطه بارگذاری) و ۲۰۰ (معادل تغییر مکان ۱۸cm نقطه بارگذاری) هستند.

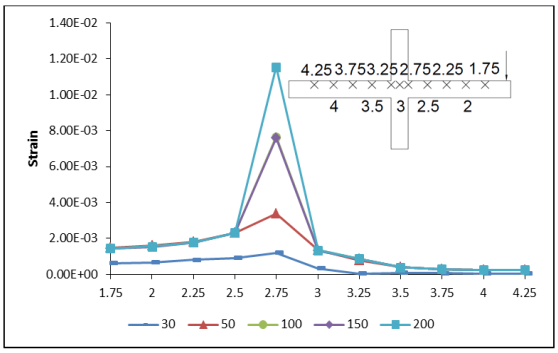


شکل ۱۴- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال درجا تحت لنگر منفی

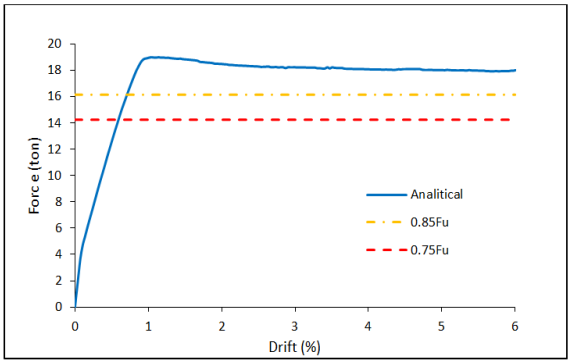
همان طور که در شکل (۱۵) نیز مشخص است در اتصال درجا از گام‌های نخست کرنش حداکثر در آرماتورهای فوقانی تیر در بر ستون اتفاق افتاد و با ادامه بارگذاری تمرکز کرنش در این قسمت به وجود آمد تا شکست در گام‌های پایانی مربوط به تسلیم شدگی این آرماتورها و خرد شدن بتن ناحیه فشاری در این مقطع باشد. میزان کرنش در گره اتصال و تیر مقابل در مقایسه با تیر تحت بار کمتر است.

نمودار نیرو- دریفت گره درجا تحت بارگذاری اعمالی در این حالت در شکل (۱۶) نشان داده شده است. طبق آیین‌نامه ACI374.1-05 (۲۰۰۵) دریفت انتهای المان، تحت بار اعمالی، برای گره تیر به ستون باید بیش از ۳/۵٪ باشد.

براساس آیین‌نامه ACIT1.01 (۲۰۰۲) مقاومت گسیختگی باید در حد ۰/۷۵ مقاومت حداکثر باشد و همچنین شکل‌پذیری در مقاومتی در حد ۰/۸۵ مقاومت حداکثر مورد بررسی قرار گیرد. این حدود در شکل برای بررسی عملکرد اتصال مورد نظر نشان داده شده است. همان طور که از شکل مشخص است مقاومت حداکثری این اتصال ۵۶/۹۷ ton.m به دست آمد که این مقاومت قابل مقایسه با مقادیر محاسباتی حاصل از ظرفیت تیر بر اساس فرضیه سازگاری کرنش‌ها و تئوری بلوک تنش ویتنی مطابق رابطه (۵) است.



شکل ۱۵- مقادیر کرنش اندازه‌گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای فوقانی تیر درجای بتنی تحت لنگر منفی



شکل ۱۶- منحنی نیرو- دریفت اتصال درجا تحت لنگر منفی

$$M_n = 0.85 f_c' ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y'(d - d') \qquad (۵)$$

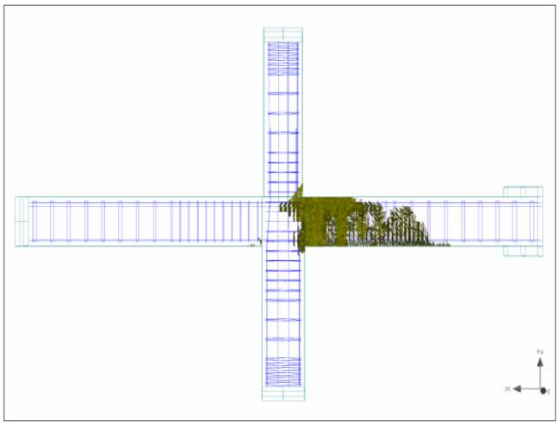
در این رابطه M_n مقاومت اسمی خمشی تیر، a ارتفاع بلوک تنش، b عرض بال فشاری، f_c' مقاومت مشخصه بتن، A_s' مساحت فولاد فشاری، f_y' مقاومت تسلیم فولاد فشاری و d و d' به ترتیب فاصله آرماتور کششی و فشاری تا آخرین تار فشاری تیر بتنی است. لنگر مقاوم به دست آمده از رابطه بالا، ۴۹/۴۰ ton.m می‌باشد که اختلاف ۱۳٪ با مقدار به دست آمده از نرم‌افزار دارد. نهایتاً در دریفت حداکثر اعمالی، اتصال افت مقاومتی در حد ۵٪ را تجربه کرده است که در حد قابل قبول می‌باشد.

۷-۲- اتصال درجا تحت لنگر مثبت

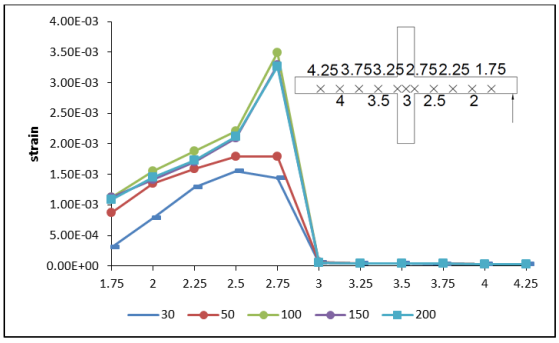
در این حالت بار محوری در انتهای تیر به سمت بالا اعمال شد. ترک خورگی از ناحیه زیرین تیری که تحت بارگذاری قرار داشت شروع شد و با افزایش نیروی اعمالی گسترش ترک به سمت نواحی میانی تیر ادامه یافت. در ادامه چگالی ترک‌های عمودی در ناحیه منتهی به گره اتصال بیشتر شد. گسیختگی نهایی در این حالت با باز شدن عرض ترک‌ها در ناحیه انتهای تیر همراه بود، این در حالی است که ستون و تیر مقابل تا کرنش گسیختگی دچار ترک خوردگی محسوسی نشدند. الگو و چگالی ترک خوردگی در شکل (۱۷) نشان داده شده است.

همان طور که در شکل (۱۸) نشان داده شده است، در این حالت کرنش حداکثر در بر ستون اتفاق افتاد. این ناحیه محل تشکیل مفصل پلاستیک در گام‌های پایانی است. این در حالی است که آرماتورهای پایین در گره اتصال و تیر مقابل کرنش بسیار ناچیزی را تجربه کردند.

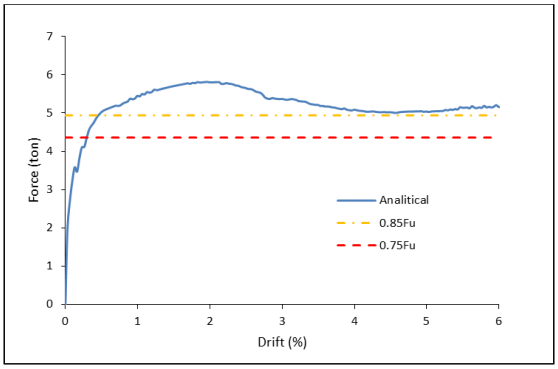
نمودار نیرو- دریفت اتصال در شکل (۱۹) نشان داده شده است. مقاومت نهایی این اتصال در حد ۱۷/۴۳ ton.m به دست آمد.



شکل ۱۷- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال درجا تحت لنگر مثبت



شکل ۱۸- مقادیر کرنش اندازه‌گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای تحتانی تیر درجای بتنی تحت لنگر مثبت

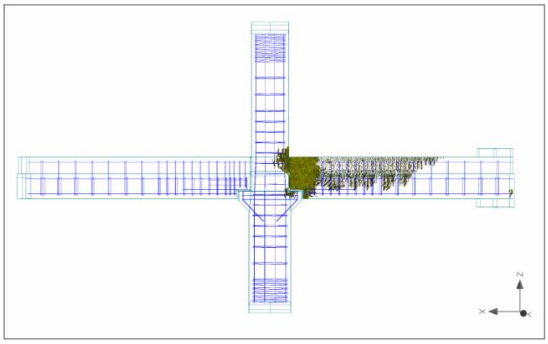


شکل ۱۹- منحنی نیرو- دریفت اتصال درجا تحت لنگر مثبت

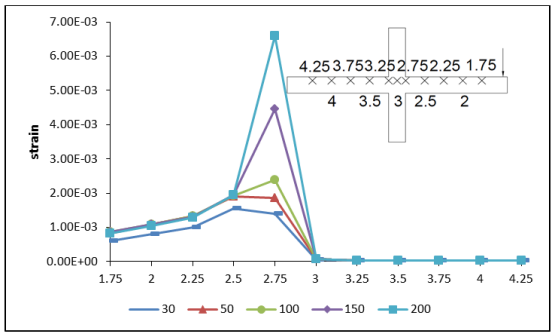
مقادیر بدست آمده از ظرفیت اتصال در این حالت نیز بسیار نزدیک به ظرفیت انتهای تیر بر اساس رابطه تعادل و تابع بلوک تنش ویتنی با مقدار ۱۷/۹۰ ton. m است. در این حالت هم اتصال توانست تا کرنش ۶٪ عملکرد مناسبی از خود نشان دهد و کاهش مقاومتی در حد ۱۱٪ را تجربه کرد.

۷-۳- اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی

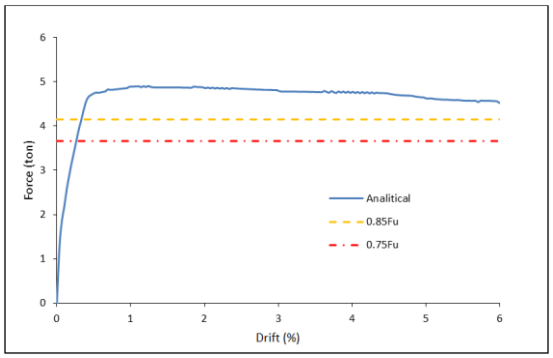
در این حالت با شروع بارگذاری و رصد گام به گام ترک‌های ابتدایی و زاویه آنها در ابتدای قسمت فرورفته تیر شاهد ایجاد ترک‌های قطری هستیم. در ادامه در قسمت بتن پوشش آرماتورهای طولی بالا ترک‌های عمودی تشکیل شد. تجمع این ترک‌ها در ناحیه انتهایی تیر بیشتر بود. با افزایش گام‌های بارگذاری ترک‌های عمودی به سمت قسمت میانی تیر نفوذ کردند و در ناحیه کربل ستون نیز ترک خوردگی محدودی ایجاد شد. گام‌های پایانی بارگذاری با افزایش عرض ترک‌های مایل و عمودی در ابتدای قسمت فرو رفته تیر همراه بود. این در حالی است که جدا شدگی در محل اتصال تیر به کربل دیده نشد و همچنین در خود ستون و تیر مقابل ترکی مشاهده نگردید. الگوی ترک خوردگی گره اتصال در گام پایانی در این حالت در شکل (۲۰) نشان داده شده است.



شکل ۲۰- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی



شکل ۲۱- مقادیر کرنش اندازه‌گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای فوقانی تیر پیش‌ساخته بتنی تحت لنگر منفی

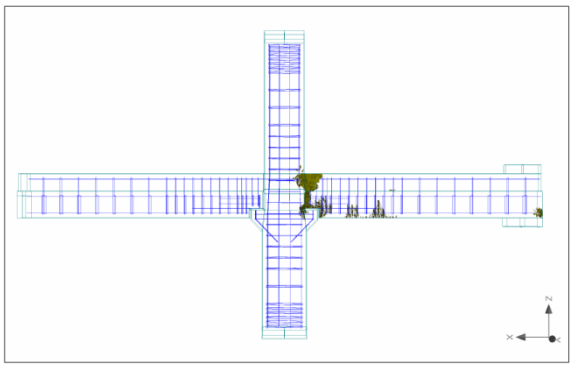


شکل ۲۲- منحنی نیرو- دریفت اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی

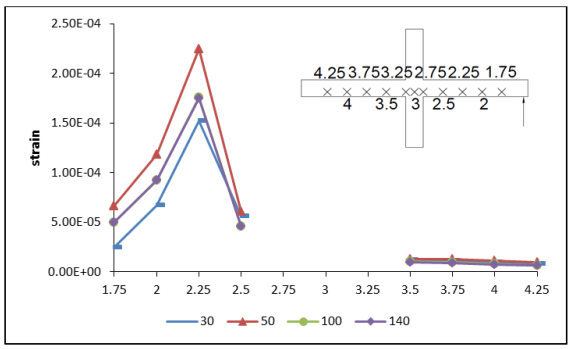
کرنش‌های به دست آمده از خروجی کرنش‌سنج‌ها نشان از افزایش نسبتاً یکنواخت کرنش تا دریفت ۱٪ و رسیدن آرماتور به کرنش تسلیم در این گام و سپس تمرکز کرنش در بر ستون تا رسیدن به گسیختگی نهایی در این ناحیه است. کرنش در آرماتور در گره اتصال و تیر مقابل در حد صفر است. نمودار نیرو- دریفت گره اتصال تیر پیش‌ساخته تحت لنگر منفی در شکل (۲۲) نشان داده شده است. مقاومت حداکثر در این اتصال ۱۴/۶۷ ton. m بوده و دریفت حداکثر در این اتصال تا ۶٪ ادامه پیدا کرد. افت مقاومت در دریفت نهایی ۶/۶۷٪ بود که مقداری قابل قبول است.

۷-۴- اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر مثبت

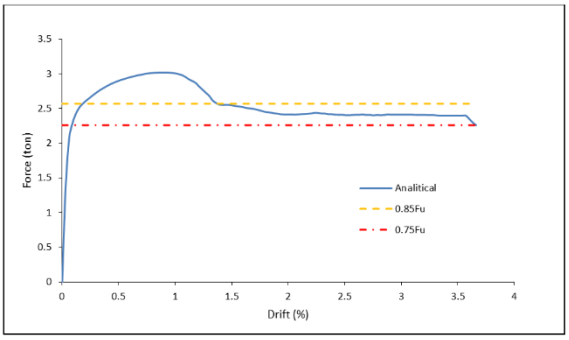
در این حالت شروع ترک خوردگی از ناحیه بتن اطراف ناحیه اتصال تیر پیش‌ساخته به کربل ستون آغاز شد. با ادامه بارگذاری ترک‌هایی در قسمت پایین تیر به صورت پراکنده اتفاق افتاد. این ترک‌ها تا پایان بارگذاری گستردگی بیشتر پیدا نکرد.



شکل ۲۳- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر مثبت



شکل ۲۴- مقادیر کرنش اندازه‌گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای تحتانی تیر پیش‌ساخته بتنی تحت لنگر مثبت



شکل ۲۵- منحنی نیرو- دریفت اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر مثبت

در نهایت، افزایش تعداد گام‌ها با شکست در جوش اتصال صفحه انتهای تیر به کربل ستون و جدا شدگی در ناحیه گروت و بتن انتهای تیر در بر ستون همراه بود. در این حالت تا گام‌های پایانی ترک خوردگی محسوسی در قسمت‌های دیگر تیر و ستون اتفاق نیفتاد. در شکل (۲۳) تمرکز ترک خوردگی و خرد شدگی در ناحیه گروت انتهایی تیر دیده می‌شود.

برای بررسی کرنش ایجاد شده در آرماتور پایین تیر پیش‌ساخته در این حالت در فواصل ۱/۷۵، ۲، ۲/۲۵ و ۲/۵، ۲/۷۵، ۳/۲۵، ۳/۵، ۳/۷۵، ۴ و ۴/۲۵ متری از محل بارگذاری اندازه‌گیری شد. نتایج خروجی کرنش‌ها در شکل (۲۴) آورده شده است. همان طور که مشاهده می‌شود تا لحظه گسیختگی آرماتورهای پایین تیر به کرنش تسلیم نرسیده‌اند. کرنش حداکثر در گام ۵۰ در فاصله ۵۰ سانتی‌متری از بر ستون اتفاق افتاد. در گام‌های بعدی به دلیل شکست در ناحیه اتصال صفحه انتهایی تیر به کربل ستون، کرنش در آرماتورها کاهش یافت.

نمودار نیرو- دریفت اتصال پیش‌ساخته تحت لنگر مثبت در شکل (۲۵) نشان داده شده است. مقاومت حداکثر به دست آمده ۹/۰۶ ton.m است. همان طور که در شکل نیز مشخص است میزان مقاومت اتصال در دریفت ۱/۳۶٪ به ۰/۸۵ مقاومت حداکثر و در دریفت ۳/۶۶٪ به ۰/۷۵ مقاومت حداکثر کاهش پیدا کرد.

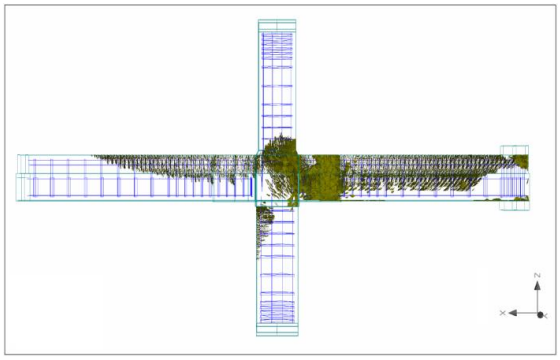
۷-۵- اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی تحت لنگر منفی

در این گره با آغاز گام‌های بارگذاری در قسمت بالای تیر ترک‌هایی در پوشش بتن آرماتورهای فوقانی به صورت یکنواخت ایجاد شد. در ادامه این ترک‌ها تا ابتدای ناحیه کم عرض بالایی تیر گسترش یافتند؛ در این حین ترک‌هایی مایل در گره و ترک‌هایی قائم در بر ستون در انتهای تیر نیز ایجاد شدند. حین بارگذاری در گام‌های میانی گسترش چگالی ترک‌ها در فاصله ۲۵ الی ۵۰ سانتی‌متری بر ستون اتفاق افتاد. در همین حال ترک‌های خمشی در تیر مقابل و در ستون پایینی نیز به وجود آمدند که نشان از به کار افتادن این اعضا تحت بارگذاری در این حالت است. گام‌های پایانی همراه بود با افزایش عرض ترک‌ها در ناحیه انتهایی اتصال و در فاصله ۲۵ سانتی‌متر از بر ستون؛ به طوری که گسیختگی نهایی در این ناحیه اتفاق افتاد. شکل (۲۶) الگوی ترک خوردگی را در گره اتصال نشان می‌دهد.

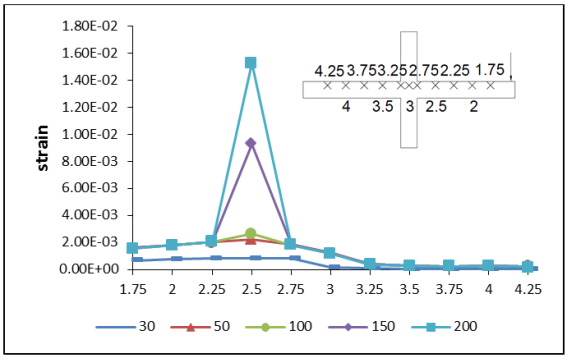
نتایج کرنش‌ها در این حالت نشان دهنده فاصله گرفتن مفصل پلاستیک از بر ستون و تشکیل آن در فاصله ۲۵ سانتی‌متر و خارج از ناحیه اتصال است. شکل (۲۷) این تمرکز کرنش را در ناحیه یاد شده در گام‌های پایانی نشان می‌دهد. همان طور که در شکل نیز مشخص است آرماتورهای فوقانی تا دریفت حدود ۲/۵٪ تقریباً به صورت یکنواخت کرنش دادند و در تیر مقابل کرنشی در حد صفر را تجربه کردند.

نمودار نیرو دریفت برای این اتصال در حالت لنگر منفی در شکل (۲۸) نشان داده شده است. مقاومت حداکثر این اتصال

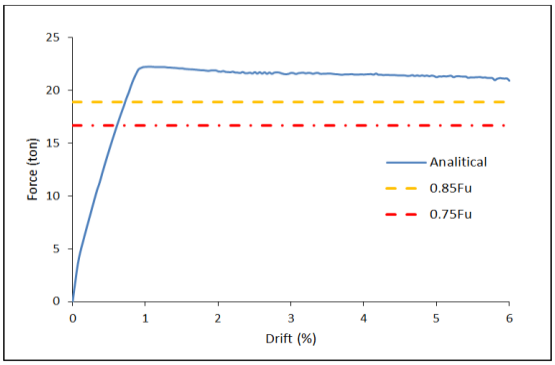
ton.m ۶۶/۶۹ به دست آمد. همان طور که در شکل نیز پیداست این اتصال توانست تا دریفت ۶٪ با افت مقاومتی در حد ۵/۹٪، شکل‌پذیری مناسبی از خود نشان دهد.



شکل ۲۶- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی تحت لنگر منفی



شکل ۲۷- مقادیر کرنش اندازه‌گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای فوقانی تیر پیش‌ساخته بتنی تحت لنگر منفی

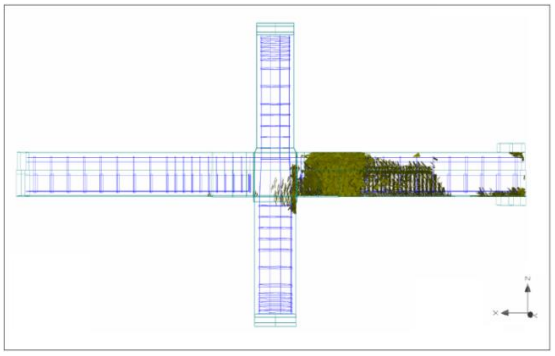


شکل ۲۸- منحنی نیرو- دریفت اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی تحت لنگر منفی

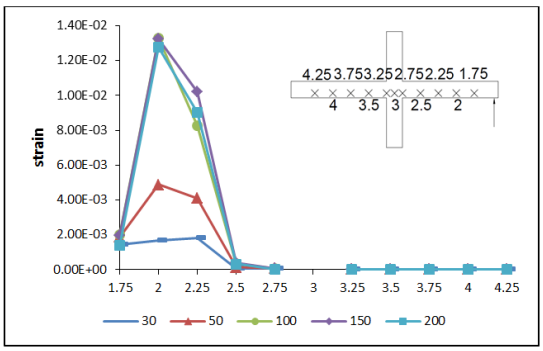
۷-۶- اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی تحت لنگر مثبت

الگوی ترک خوردگی در این حالت با ایجاد ترک در بتن انتهای صفحه نشیمن آغاز شد. در ادامه ترک‌های عمودی به سمت قسمت‌های میانی تیر پیشرفت کردند. سپس میزان ترک در ناحیه انتهایی قسمت اتصال افزایش یافته و به سمت بالا حرکت کردند. در پایان با افزایش عمق ترک‌ها و خرد شدگی بتن ناحیه بالا شکست در فاصله ۲۵ الی ۷۵ سانتی‌متری ناحیه بر ستون اتفاق افتاد. این در حالی است که در تیر روبرو و ستون و حتی گره اتصال ترک‌های قابل توجهی ایجاد نشد. همان طور که در شکل (۲۹) نیز مشخص است چگالی ترک‌های ایجاد شده در این حالت نیز از بر ستون فاصله دارد.

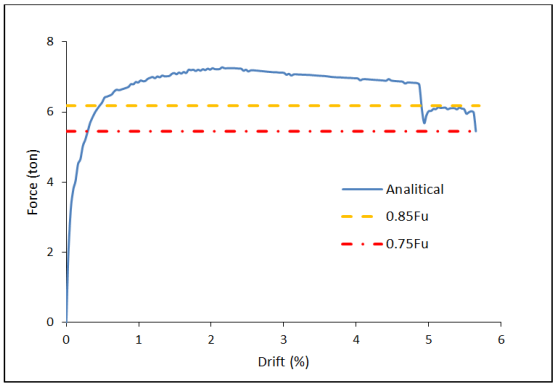
نتایج حاصل از کرنش‌های اندازه‌گیری شده در این حالت نشان از به کار افتادن آرماتورها در فاصله ۲۵ الی ۱۰۰ سانتی‌متری از بر ستون دارد. همان طور که در شکل (۳۰) نیز مشخص است تمرکز کرنش‌های ایجاد شده در گام‌های پایانی در فاصله ۵۰ الی ۷۵ سانتی‌متری از بر ستون رخ داده است. در این حالت نیز کرنش ایجاد شده در آرماتورهای تیر مقابل در حد صفراند. با توجه به اطلاعات حاصل از کرنش‌ها و الگوی ترک خوردگی، می‌توان گفت شکست در این حالت با به تسلیم رسیدن آرماتورهای تحتانی در انتهای صفحه نشیمن شروع و با خرد شدن بتن ناحیه فشاری و کمانش جانبی آرماتورهای فشاری بین خاموت‌ها در این ناحیه تکمیل شد.



شکل ۲۹- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی تحت لنگر مثبت



شکل ۳۰- مقادیر کرنش اندازه گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای تحتانی تیر پیش‌ساخته بتنی تحت لنگر مثبت



شکل ۳۱- منحنی نیرو-دریفت اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی تحت لنگر مثبت

نمودار نیرو- دریفت اتصال پیشنهادی تحت لنگر مثبت در شکل (۳۱) نشان داده شده است. مطابق شکل حداکثر مقاومت اتصال یاد شده تحت لنگر مثبت ۲۱/۸۱ton.m به دست آمد. میزان افت مقاومت در دریفت نهایی ۵/۶۵٪ که بسیار نزدیک دریفت حداکثری اعمالی است، ۲۵٪ بود. این درحالی است که اتصال یاد شده تا دریفت ۴/۸۴٪ میزان افت مقاومتی در حد ۶/۱٪ داشته است.

به منظور بررسی و مقایسه عملکرد اتصال درجا و پیش‌ساخته پارامترهای مربوط به منحنی نیرو- دریفت آنها در جدول (۲) 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 دریفت گسیختگی (یا دریفت حداکثری اندازه‌گیری شده) به دریفت نظیر مقاومت تسلیم تعریف شده است.

در حالی که مقاومت نهایی به دست آمده اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی ۰/۲۶ مقاومت نهایی اتصال درجا است، اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی توانست به مقاومت ۱/۱۷ برابری اتصال درجا برسد. این مقادیر در مورد لنگر مثبت هم به ترتیب ۰/۵۲ و ۱/۲۵ برابر مقاومت اتصال درجا است. بنابراین اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی بر خلاف اتصال پیش‌ساخته رایج ظرفیت کاربرد به عنوان اتصال مقاوم خمشی در سازه پیش‌ساخته را داراست.

میزان جذب انرژی قابل حصول از اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی ۰/۲۷ اتصال درجاست این در حالی است که اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی جذب انرژی ۱/۱۸ برابری نسبت به اتصال درجا داشته است. این نسبت‌ها تحت لنگر مثبت به ترتیب ۰/۳ و ۱/۲۱ برابر اتصال درجا است. بنابراین سازه‌های پیش‌ساخته با داشتن این اتصال پیشنهادی می‌توانند میزان جذب انرژی بالاتری در مقایسه با سازه‌های درجا داشته و عملکرد مناسب‌تری تحت نیروهای زلزله از خود نشان دهند. در تمام حالات بررسی شده به جز اتصال پیش‌ساخته رایج و پیشنهادی که در لنگر مثبت به ترتیب در کرنش ۳/۶۶ و ۵/۶۵ درصد گسیخته شدند، اتصالات یاد شده توانستند تا کرنش ۶ درصد افت مقاومتی در حد قابل قبول داشته باشند. بنابراین اتصال پیشنهادی کرنشی تقریباً برابر کرنش حداکثر را تحمل کرده و شکل‌پذیری آن در مقایسه با اتصال رایج بیشتر است. در زمینه سختی اولیه نیز اتصال پیشنهادی نسبت به اتصال درجا تحت لنگر منفی مقاومتی ۱/۱۳ برابر و در لنگر مثبت مقاومتی ۱/۱۷ برابر از خود نشان داده است.

جدول ۲- پارامترهای مربوط به منحنی نیرو- دریفت اتصالات

اتصال / پارامتر اندازه‌گیری شده	اتصال درجا تحت لنگر منفی	اتصال درجا تحت لنگر مثبت	اتصال پیش ساخته رایج تحت لنگر منفی	اتصال پیش ساخته رایج تحت لنگر مثبت	اتصال پیش ساخته پیشنهادی تحت لنگر منفی	اتصال پیش ساخته پیشنهادی تحت لنگر مثبت
مقاومت نهایی (ton)	۱۸/۹۹	۵/۸۱	۴/۸۹	۳/۰۲	۲۲/۲۳	۷/۲۷
مقاومت تسلیم (ton)	۱۸/۶۷	۴/۹۵	۴/۵۷	۲/۲۹	۲۱/۹۶	۶/۴۱
مقاومت گسیختگی (ton)	۱۸/۰۱	۵/۱۵	۴/۵۲	۲/۳۹	۲۰/۹۱	۴/۳۱
میزان افت مقاومت تا دریفت حداکثر (%)	۵/۲۰	۱۱	۶/۶۷	۲۵	۵/۹	۲۵
جذب انرژی تا دریفت حداکثر (ton)	۱۰۳/۶۳	۳۱/۴۴	۲۷/۹۳	۹/۳۸	۱۲۱/۹۶	۳۸/۰۶
دریفت نهایی (%)	۶ <	۶ <	۶ <	۳/۶۶	۶ <	۵/۶۵
دریفت تسلیم (%)	۰/۶۵	۰/۱۴۶	۰/۲۶	۰/۰۵	۰/۷۴	۰/۱۸
شکل‌پذیری	۹/۲۰<	۴۱/۱۶<	۲۲/۷۷<	۲۶/۶۶	۸/۰۳<	۳۰/۴۳
سختی اولیه (ton)	۲۶/۰۷	۳۳/۹۳	۱۷/۳۱	۴۵/۰۲	۲۹/۴۰	۳۹/۶۸

۸- نتیجه‌گیری

مهم‌ترین چالش پیش روی سازه‌های پیش‌ساخته با توجه به دقت به کار رفته در ساخت المان‌های آنها چگونگی اتصال این اعضا در پای کار است. این امر توجه به اتصالات را در این گونه سازه‌ها دو چندان می‌نماید. نتایج به دست آمده در این مطالعه نشان از ضعف شدید اتصال پیش‌ساخته رایج کار شده در کشور در مقایسه با اتصالات درجا دارد. این عملکرد ضعیف باعث اختلال در انتقال تلاش‌های وارده و ضعف در رفتار کل سازه خواهد شد. بنابراین در این تحقیق سعی شد با حفظ سادگی و کارایی در هنگام ساخت، حمل و نصب قطعات پیش‌ساخته این ضعف مشهود در سازه‌های پیش‌ساخته موجود با ارائه اتصالی جدید رفع شود. خلاصه نتایج حاصله از عملکرد اتصال 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 در زمینه مقاومت، جذب انرژی و شکل‌پذیری می‌تواند به عنوان اتصال مقاوم خمشی در سازه‌های پیش ساخته مورد استفاده قرار گیرد.

۲- بررسی‌ها نشان داد اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی و مثبت به ترتیب مقاومتی در حد ۰/۲۶ و ۰/۵۲ اتصال درجا دارد. این در حالی است که اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی تحت لنگرهای یاد شده توانست به ترتیب مقاومتی ۱/۱۷ و ۱/۲۵ برابر مقاومت اتصال درجا از خود نشان دهد.

۳- نتایج به دست آمده از میزان جذب انرژی اتصال پیش‌ساخته رایج حاکی از رفتار ترد این اتصال تحت تلاش‌های وارده است به طوری که تحت لنگر منفی و مثبت به ترتیب این اتصال تنها توانست ۰/۲۷ و ۰/۳ اتصال درجا جذب انرژی از خود نشان دهد. این در حالی است که این مقادیر برای اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی به ترتیب در حد ۱/۱۸ و ۱/۲۱ برابر است.

۴- گسیختگی در اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی همانند اتصال درجا از به تسلیم رسیدن آرماتورهای طولی و در نهایت خرد شدگی بتن ناحیه فشاری ناشی می‌شود که حالت شکست مطلوبی به حساب می‌آید. این درحالی است که مفصل پلاستیک در اتصال پیشنهادی بر خلاف اتصال درجا خارج از ناحیه گرهی اتفاق افتاد.

۵- گسیختگی در اتصال پیش‌ساخته رایج در لنگر منفی ناشی از بازشدگی ترک‌های مایل و قائم در محل ابتدای تیر فرورفته و در لنگر مثبت ناشی از شکست زود هنگام جوش محل اتصال صفحه انتهای تیر به کربل ستون است. این درحالی است که در این حالت آرماتورها به ظرفیت خود نرسیدند.

۶- اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر مثبت در دریفتی برابر ۱/۳۶٪ به مقاومتی کمتر از ۰/۸۵ مقاومت حداکثر و در دریفتی برابر ۳/۶۶٪ به مقاومتی کمتر از ۰/۷۵ مقاومت حداکثر خود رسید. در حالی که اتصال پیشنهادی تا دریفت ۵/۶۵٪ توانست مقاومتی با افتی اندک و در محدوده قابل قبول از خود نشان دهد.

۹- مراجع

ACI 318M-08, "Building code requirements for structural concrete and commentary", American Concrete Institute (ACI) Committee, Farmington Hills, Michigan, 2008.

ACI 374.1-05, "Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary", American Concrete Institute (ACI) Committee, Farmington Hills, Michigan 2005.

ACI T1.1R-01, "Commentary on acceptance criteria for moment frames based on structural testing", ACI Manual of Concrete Practice, 2002.

Bradley BA, Dahkal RP, Mander JB, Li L, "Experimental multi-level seismic performance assessment of 3D RC frame designed for damage avoidance", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, 37, 1-20.

CEB-FIP Model Code, "Committee Euro-international du beton", Bulletin information No. 195,196, 1990.

Chen WF, Saleeb AF, "Constitutive equations for engineering materials", John Willey & Sons, 1982.

Choi H, Choi Y, Choi C, "Development and testing of precast concrete beam-to-column connections", Engineering Structure, 2013, 56, 1820-1835.

Fan L, Lu X, "Investigation on seismic behavior of jointed precast concrete frame structures", the 14World Conference on Earthquake Engineering, China, 2008.

Hawileh RA, Rahman A, Tabatabai H, "Nonlinear finite analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads", Applied Mathematical Modeling, 2010, 34, 2562-2583.

Hong W, Kim S, Park S, Kim J, Lee S, Yoon K, Kim S, "Composite beam composed of steel and precast concrete (Modularized hybrid system)", The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2010, 19, 707-727.

Hordijk DA, "Local approach to fatigue of concrete", PhD Thesis, Delft University of Technology, Netherland, 1991.

Iranian Building Codes and Standards, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (Standard No. 2800)", Tehran, Road, Housing and Urban Development Research Centre, Iran, Tehran, 2014.

Kupfer H, Hilsdorf HK, Rusch H, "Behavior of concrete under biaxial stress", Journal ACI, 1969, 66(8), 656-666.

Maya L, Zanuy C, Albajar L, Lopez C, Portabella J, "Experimental sssessment of connections for precast concrete frames using ultra high performance fiber reinforced concrete construction", 2013, 48, 173-186.

Mier V, "Multi-axial strain-softening of concrete, part I: fracture, materials and structures", RILEM, 1986, 19, 111.

Ozden S, Ertas O, "Behavior of unbonded, post-tensioned, precast concrete connections with different percentage of mild steel reinforcement", PCI Journal, 2007, 32-44.

PCI-04, "Precast/Prestressed concrete institute, design handbook", 6th Edition, Chicago, Illinois, 2004.

Rodriguez ME, Torres MM, "Seismic behavior of a type of welded precast concrete beam-to-column connection", PCI Journal, 2013, 73(3), 81-94.

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس:

آدرس ایمیل: j-esmaeili@tabrizu.ac.ir (ج. اسماعیلی)، ahooghalandary@tabrizu.ac.ir (س. ن. آهوقلندری)، mafarzam@tabrizu.ac.ir (م. فرزام).

University of Tabriz

Journal of Civil and Environmental Engineering
Volume 47 (2017), Issue 1 (Spring), 1-15

EXTENDED ABSTRACT

Introducing of a Typical Beam-to-Column Connection and Comparison of Its Behavior with Conventional Connections

Jamshid Esmaeili*, Seyed Neyram Ahooghalandary, Masood Farzam

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz 5166616471, Iran

Received: 01 October 2016; **Accepted:** 21 May 2017

Keywords:
Finite Element Analysis, Precast connection, Beam to column connection, Precast structure.

1. Introduction

Precasting is defined as casting structures element in factory and connecting them in construction site. Therefore precast structures have different connections in comparison with monolithic ones. The purpose of this research is investigation of precast connections behavior because as a result of these connections, precast structures have a different seismic behavior. According to the recent studies, the most important problem in these structures is due to connection joints. Introducing of new connection and comparison of its behavior with conventional precast and monolithic connections is subjected to promote current weakness of precast structures in this research.

Results indicate that the new connection has better behavior in strength, ductility, energy dissipation than conventional precast and equivalent monolithic connections under applied efforts.

2. Methodology

2.1. Discussed connections

In order to investigate the suggested precast connection and comparing it with common monolithic connections, a four-story residential structure with moment resistant frames was designed by using spectral dynamical analysis in Etabs software. This structure was designed according to 2800 building code (2012). In modeled structure, height of stories is 3.2 m and number of spans is considered 4 with length of 6m. This model is assumed symmetrical. Applied loads include dead, live and seismic loads. Process of loading was done in a way that 3D modeled frame can be a good represented of such structure. In order to evaluate connection joint, one of the middle joints of inner frame in the second story was selected. For the selected joint, designing was done according to ACI 318-08(2008) and PCI (2004) in monolithic and precast forms.

2.2. Behavioral models of materials

Selected behavioral model for materials includes behavioral model of concrete, rebar, bond slip of concrete and rebar, steel segments and contact surface of segments with each other and with concrete.
For modeling of concrete's behavior, behavioral model of CEB-FIP (1990) is used. This model consists of the following parts: tension zone before cracking, tension zone after cracking, compression zone before maximum stress and compression zone after maximum stress.

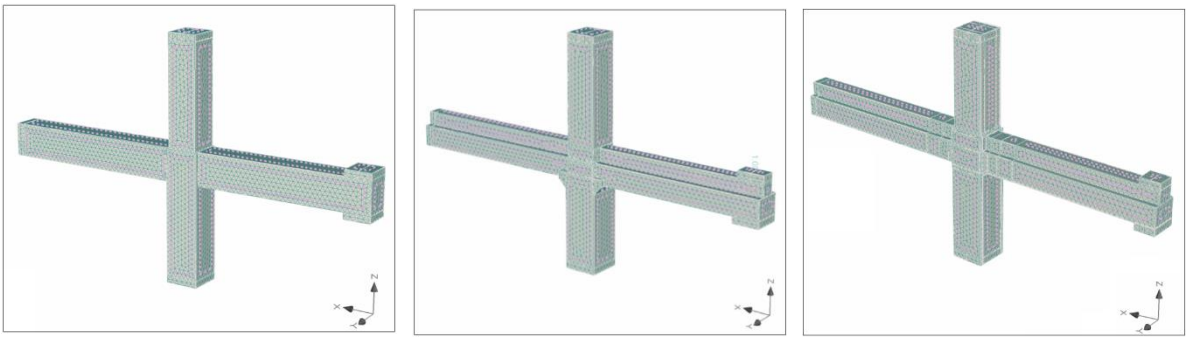
For modeling the rebar, a “distinctive” behavioral model was used. Bond slip model is represented by CEB-FIP (1990).

* Corresponding Author
E-mail addresses: j-esmaeili@tabrizu.ac.ir (Jamshid Esmaeili), ahooghalandary@tabrizu.ac.ir (Seyed Neyram Ahooghalandary), mafarzam@tabrizu.ac.ir (Masood Farzam).

In order to investigate steel connecting segments, plasticity model of Von Mises which also is called j_2 was used. And for anticipation of materials' behavior in their contact surface, a behavioral model according to the theory of Mohr- Couloumb was used.

2.3. Finite element model

In order to use finite element analysis in solving the problem of one and three dimensional members, truss and three dimensional elements will be needed. For this purpose, in the case of one dimensional elements, three-jointed linear element and for three dimensional elements, 20-noded brick element and 10-noded tetra element was used. In Fig. 1, finite element model of monolithic and precast member is represented.



(a) (b) (c)

Fig. 1. Finite element model of members: (a) Monolithic joint, (b) Common precast joint, (c) Suggested precast joint

2.4. Load and analysis programming

Loading was done in two phases with Atena 3D software. In the first phase, column was subjected to 70 tons compression axial load. This phase of loading was done in 20 steps in a force control form. In second phase, another load was applied at the end of one of the beams and there are hinged supports at end of other three elements. This phase of loading was done in a displacement control form and in each step, a displacement around 1 mm was applied to the end of beam.

3. Results and discussion

In order to investigate and compare the functions of monolithic and precast connections, their function was investigated by means of several parameters such as ultimate strength, yield strength, failure strength, energy dissipation level, strength reduction percent in ultimate drift, ductility and initial stiffness. These parameters are represented in table 1.

Table 1. Parameters of force-drift curves

Connection / Parameter	Monolithic joint, Hogging moment	Monolithic joint, Sagging moment	Common precast joint, Hogging moment	Common precast joint, Sagging moment	Suggested precast joint, Hogging moment	Suggested precast joint, Sagging moment
Ultimate strength (ton)	18.99	5.81	4.89	3.02	22.23	7.27
Yield strength (ton)	18.67	4.95	4.57	2.29	21.96	6.41
Failure strength (ton)	18.01	5.15	4.52	2.39	20.91	4.31
Energy dissipation (ton)	103.63	31.44	27.93	9.38	121.96	38.06
Strength reduction (%)	5.20	11	6.67	25	5.9	25
Ductility	>9.20	>41.16	>22.77	26.66	>8.03	30.43
Initial stiffness (ton)	26.07	33.93	17.31	45.02	29.40	39.68

4. Conclusions

A summary of obtained results from function of investigated connections can be represented like followings:

Suggested precast connection, having a desired function in comparison with monolithic connection in the case of strength, energy dissipation and ductility can be used as a moment resistant connection in precast structures.

Investigations indicated that common precast connection are weak in the case of strength, ductility and energy dissipation and cannot be used alone as a moment resistant connection in precast frames.

5. References

ACI 318M-08, "Building code requirements for structural concrete and commentary", American Concrete Institute (ACI) Committee, Farmington Hills, Michigan, 2008.

CEB-FIP Model Code, "Committee Euro-international du beton", Bulletin information No. 195,196, 1990.

PCI-04, "Precast/Prestressed concrete institute, design handbook", 6th Edition, Chicago, Illinois, 2004.

Standard No.2800-05, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 4rd Edition, Tehran, Iran, 2012.