

ارزیابی آزمایشگاهی یک نوع اتصال صلب پیشنهادی تیر به ستون پیش ساخته بتنی با المان رابط فولادی تحت اثر بارهای رفت و برگشتی

مجتبی فتحی* (استادیار)

محمدحسین آفریدون (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی کرمانشاه

در این نوشتار، یک نوع اتصال صلب به منظور استفاده در سازه‌های پیش ساخته بتنی پیشنهاد شده است. در این اتصال از یک المان فولادی رابط برای متصل کردن تیر و ستون پیش ساخته استفاده شده است. این المان، به دو صورت نمونه پیچشی و جوشی پیشنهاد شده است. نمونه‌های مذکور در مقیاس واقعی تحت آزمایش بارگذاری سیکلیک قرار گرفته و نتایج آنها از لحاظ میزان مقاومت، سختی، ظرفیت جذب انرژی، و شکل پذیری و همچنین نحوه‌ی پیدایش و گسترش ترک با نتایج حاصل از آزمایش نمونه‌ی یکپارچه‌ی معمولی مقایسه شده است. نمونه‌ها تمامی ضوابط آیین‌نامه‌ی ۱-۱۰ ACI T۱۷ را برآورده کرده‌اند و لذا قابلیت به‌کارگیری در سیستم قاب خمشی پیش ساخته بتنی را دارند. همچنین نوع و توزیع ترک‌ها و مکانیسم شکست نمونه‌ها دال بر رفتار شکل‌پذیر آنهاست.

واژگان کلیدی: مطالعه‌ی آزمایشگاهی، سازه‌ی پیش ساخته بتنی، اتصال صلب، هیستریزیس، المان رابط فولادی.

۱. مقدمه

یکی از روش‌های ساخت سازه‌های بتن‌آرمه، استفاده از فناوری پیش ساخته‌سازی در تولید این سازه‌هاست. با توجه به نیاز کشور به انبوه‌سازی ساختمان و افزایش کیفیت ساخت و سازه‌ها، استفاده از این روش به طور روزافزونی مورد استقبال مهندسان قرار گرفته است. از مزایای پیش ساخته‌سازی، می‌توان به اعمال کنترل و نظارت دقیق‌تر در تولید قطعات این سازه‌ها و همچنین سرعت بالا در ساخت آنها اشاره کرد. البته پیش ساخته‌سازی محدودیت‌هایی نیز دارد که از آن جمله می‌توان به وزن بالای قطعات پیش ساخته و مشکلات مربوط به جابه‌جایی و برپایی این قطعات و از همه مهم‌تر، اطمینان از رفتار مناسب لرزه‌یی آنها اشاره کرد. یکی از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار در عملکرد ایمن و مناسب یک سازه‌ی پیش ساخته در مقابل زلزله، کیفیت و نحوه‌ی اتصال اجزاء آن به یکدیگر است.

علی‌رغم تمامی مزایای سازه‌های پیش ساخته در به‌کارگیری آنها در مناطق لرزه‌خیز، به دلیل نبود مطالعات آزمایشگاهی کافی بر روی رفتار لرزه‌یی آنها با محدودیت‌هایی مواجه بوده است. این مهم در کنار افزایش روزافزون نیاز به تولید سازه‌های پیش ساخته موجب شده است تا در دو دهه‌ی اخیر، مطالعات بر روی رفتار لرزه‌یی اتصالات در این دسته از سازه‌ها افزایش یابد. در حوزه‌ی مطالعات آزمایشگاهی می‌توان به این تحقیقات اشاره کرد:

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۲/۲۰، اصلاحیه ۱۳۹۳/۳/۳، پذیرش ۱۳۹۳/۳/۱۰

برخی پژوهشگران در سال ۲۰۱۳^[۱] اقدام به آزمایش لرزه‌یی یک ساختمان ۳ طبقه در مقیاس واقعی کرده‌اند، که به صورت پیش ساخته تولید شده است. آزمایش آنها بخشی از مطالعات گسترده‌یی است که با عنوان پروژه‌ی SAFE-CAST^[۲]، و به منظور تدوین آیین‌نامه‌یی جهت طراحی و به‌کارگیری سیستم‌های پیش ساخته بتنی در مناطق لرزه‌خیز برنامه‌ریزی شده بود. نتیجه‌ی مطالعه‌ی آنها مؤید این واقعیت است که در صورت طراحی درست می‌توان با اطمینان از عملکرد لرزه‌یی مطلوب سازه‌های پیش ساخته از آنها در مناطق لرزه‌خیز استفاده کرد.

همچنین در سال ۲۰۰۶ یک سری آزمایش صورت گرفت که در آن بیشتر مدل‌هایی از اتصالات در سازه‌های پیش ساخته ارائه و بررسی، و از بتن درجا در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون استفاده شده است.^[۳] نتایج آزمایش‌ها، هم‌خوانی مناسبی در مقایسه با اتصالات یکپارچه داشته است.

بخش دیگری از فعالیت‌های پژوهشی در زمینه‌ی پیش ساخته‌سازی توسط کمیته‌ی NIST^۱ در آمریکا با عنوان پروژه‌ی PRESS صورت گرفته است.^[۴-۵] ایده‌ی اصلی در اتصال پیشنهادی آنها استفاده از کابل‌های پس‌کشیدگی^۲ به همراه فولاد نرمه و یا اتصال دوگانه^۳ است. فعالیت‌های این کمیته به ۴ فاز تقسیم‌بندی و آزمایش‌ها در هر فاز جدید با توجه به ایرادها در فاز قبلی و تلاش برای بهبود رفتار اتصال برنامه‌ریزی و اجرا شده بود.

در حال حاضر در کشور عمدتاً سازه‌های پیش ساخته بتنی رایج به صورت

قاب ساده با اتصالات مفصلی تیر به ستون به همراه دیوار برشی درجا مورد استفاده قرار می‌گیرند.

در این نوشتار پیشنهاد استفاده از سیستم اتصال صلب برای قطعات پیش‌ساخته و امکان ایجاد قاب خمشی به کمک یک المان رابط فولادی ارائه شده است. این المان فولادی به کمک مهره به پیچ‌هایی که در ستون پیش‌ساخته کار گذاشته شده‌اند، متصل می‌شود. براساس جزئیات اجرایی، اتصال تیر به این المان به دو صورت پیچی و یا جوشی صورت گرفته است. با این روش پیشنهادی، می‌توان با به کمینه‌رساندن عملیات بتن‌ریزی درجا علاوه بر بالابردن سرعت ساخت و ساز، امکان احداث سازه‌های بتنی با کیفیت بالاتر نسبت به سازه‌های درجا را فراهم ساخت.

۲. مشخصات نمونه‌ها و جزئیات اتصال

همان‌طور که اشاره شده است، به منظور بررسی آزمایشگاهی اتصال پیشنهادی، تعداد ۳ نمونه طراحی و ساخته شده است، که شامل اتصالات: ۱. یک پارچه یا سنتی ساز، ۲. پیچی، ۳. جوشی می‌شوند. اتصال یک پارچه با CM، اتصال با المان رابط فولادی و پیچ با CB و اتصال با پیوند فولادی و جوش با CW نمایش داده می‌شود. در تمامی نمونه‌ها، تیر با ابعاد 40×30 بوده است، که برای مسلح کردن آن از ۶ عدد آرماتور 20 استفاده شده است. طول خالص هر تیر 175 سانتی‌متر در هر طرف بوده است. ستون نیز با ابعاد 50×45 بوده است، که با ۱۶ عدد آرماتور 20 مسلح شده و ارتفاع کلی آن 3 متر است. در طراحی ذکر شده، فلسفه‌ی تیر ضعیف - ستون قوی رعایت شده است. خاموت‌ها با فاصله‌ی 10 سانتی‌متر به صورت پیوسته در داخل چشمه‌ی اتصال ستون ادامه داده شده‌اند. مقاومت فشاری استوانه‌ی بتنی به‌کاررفته در ساخت نمونه‌ها برابر با 300 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و میلگردهای مصرفی از نوع AIII با مقاومت کششی تسلیم 4000 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بوده است. ایده‌ی اصلی در ساخت نمونه‌های CB و CW (شکل‌های ۱الف و ۱ب)، استفاده از یک المان فولادی رابط^۴ (شکل ۱د) به منظور متصل کردن تیر و ستون پیش‌ساخته به یکدیگر بوده است. برای این کار، ابتدا المان فولادی رابط در کارگاه جوشکاری ساخته و کلیه‌ی جوش‌های آن به منظور حصول اطمینان از کیفیت جوشکاری با آزمایش فراصوت^۵ ارزیابی شده است. براساس گزارش آزمایش، کلیه‌ی جوش‌ها هم از جهت میزان نفوذ و هم از جهت بُعد جوش کیفیت مطلوبی داشته‌اند. این المان فولادی به پیچ‌هایی که در ستون پیش‌ساخته تعبیه شده‌بودند، متصل شده‌اند. پیچ‌ها از نوع فولاد A325 با مقاومت $F_u = 8000$ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بوده‌اند.

ساخت تیرها در ۲ مرحله صورت گرفته است: ابتدا نیمه‌ی تحتانی تیرها در کارخانه و به صورت پیش‌ساخته بتن‌ریزی و ساخته شده است. سپس نیم تیر مذکور در نمونه‌ی CB به کمک واشر و مهره و در نمونه‌ی CW به کمک جوش انتهایی میلگردهای تیر به المان فولادی کمکی (شکل ۱ذ)، به المان فولادی رابط متصل شده است. پس از اتصال نیم تیر به ستون، ساخت نیمه‌ی فوقانی تیر در کارگاه صورت گرفته است، به این صورت که آرماتورهای فوقانی تیر از بین غلاف‌هایی که در ستون به همین منظور تعبیه شده‌اند، عبور کرده و سپس این غلاف‌ها با بتن پر و پس از اتصال خاموت‌های سنجاقی (این خاموت‌های خاص در شکل ۱ج نشان داده شده‌اند) به این آرماتورها، این نیمه از تیر به همراه بتن دال سقف بتن‌ریزی شده و قاب بتنی، شکل کامل‌شده‌ی خود را پیدا کرده است. جزئیات این دو نمونه در شکل ۱الف و ۱ب ارائه شده است.

همچنین در این مطالعه‌ی آزمایشگاهی به یک نمونه‌ی یک پارچه نیاز است که به کمک آن بتوان تأثیر متغیرهای سایر نمونه‌ها را مورد بررسی دقیق قرار داد. به همین منظور، نمونه‌ی CM (شکل ۱پ)، به‌عنوان نمونه‌ی یک پارچه (سنتی ساز) طراحی و ساخته شده است. در ساخت این نمونه از روش مرسوم در ساخت سازه‌های بتن‌آرمه استفاده شده است، به این معنی که بتن تیر و ستون به صورت یک پارچه اجرا شده است. در ادامه‌ی کار، نتایج سایر نمونه‌ها با نتایج نمونه‌ی ذکر شده (CM) مقایسه و مورد ارزیابی قرار گرفته است. جزئیات نمونه‌ی CM در شکل ۱پ ارائه شده است.

۳. چیدمان^۶ نمونه‌ها و نحوه‌ی انجام آزمایش

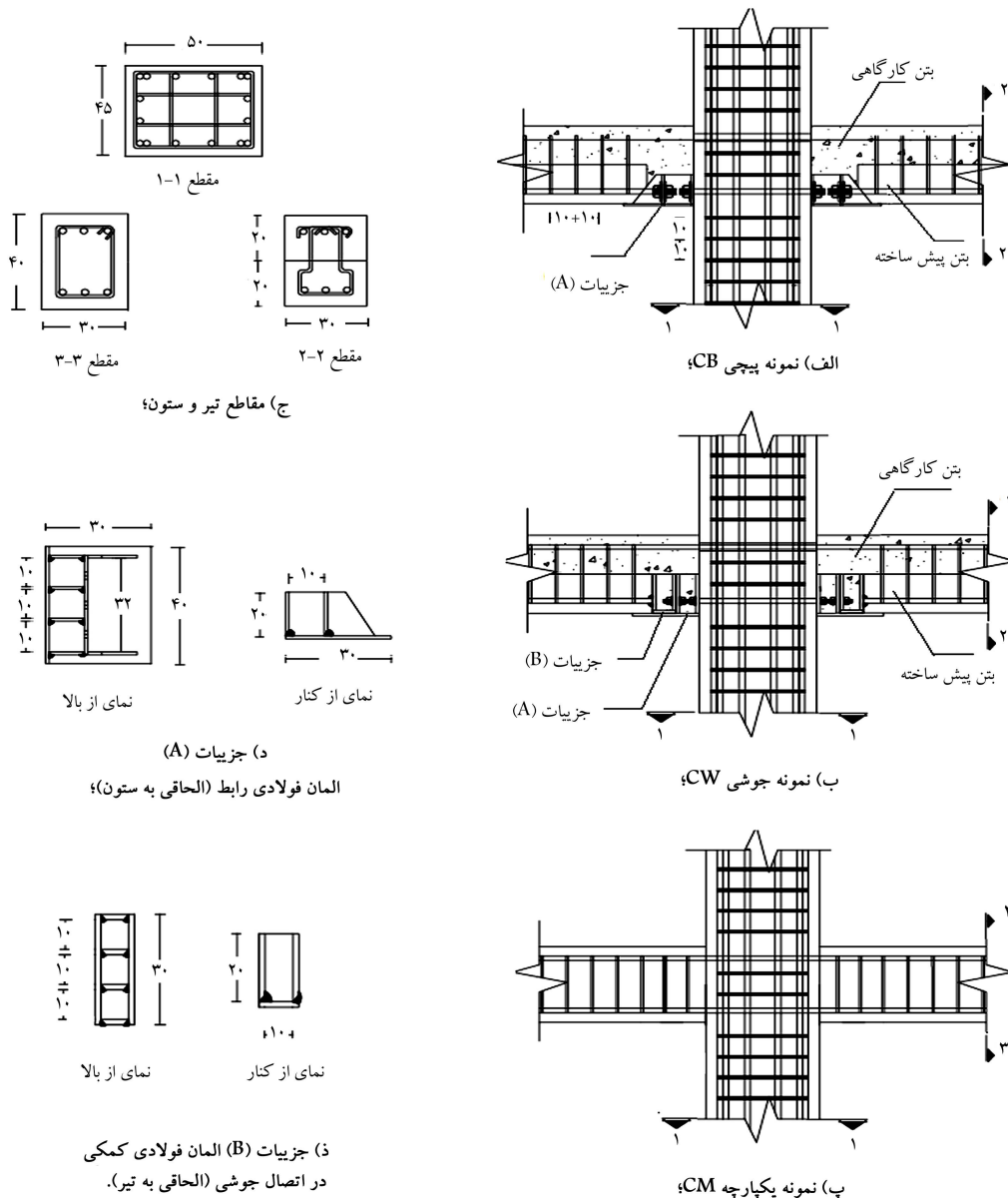
به منظور بررسی آزمایشگاهی نمونه‌ها، در این مطالعه از آیین‌نامه‌ی T171-01 ACI^[۹] استفاده و آزمایش‌ها در آزمایشگاه بخش سازه‌ی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام شده است.

با توجه به نقاط به‌وجود آمدن مفصل تئوریک در یک قاب خمشی در زمانی که به صورت جانبی بارگذاری می‌شود (یعنی میانه‌ی ارتفاع ستون و میانه دهانه‌ی تیر)، شرایط تکیه‌گاهی طبق دستورالعمل آیین‌نامه به گونه‌ی انتخاب شده است که در انتهای تیرها، تکیه‌گاه به صورت غلتکی و در پایین ستون، تکیه‌گاه به صورت مفصلی تعبیه شده است. تکیه‌گاه‌های ذکر شده در شکل ۲ نشان داده شده‌اند.

در رأس ستون از دو جک در دو طرف استفاده شده است. یکی از جک‌ها به رأس ستون نیرو اعمال می‌کند، در حالی که جک دیگر با رأس ستون فاصله دارد. بعد از اعمال نیروی لازم، فشار هیدرولیکی جک اول تخلیه شده و این بار جک دوم به رأس ستون نیرو اعمال می‌کند. برای چرخه‌های بعدی این عمل به تناوب تکرار می‌شود. برای جلوگیری از حرکت تیر و ستون در خارج از صفحه‌ی قاب، مهارهایی برای آنها در نظر گرفته شده است. مهارهای فوق با گریس اندود شده‌اند، تا مانعی برای حرکت نمونه در صفحه‌ی قاب نباشند. به منظور ثبت جابه‌جایی رأس ستون، یک تغییرمکان‌سنج سیمی در رأس نصب شده است. در مراحل بعدی نمودار هیستریزیس تغییرمکان‌های قرائت شده توسط این تغییرمکان‌سنج در مقابل نیروی اعمالی توسط جک‌ها رسم شده است.

بارگذاری اعمالی به نمونه‌ها طبق دستورالعمل آیین‌نامه‌ی T171-01 ACI صورت گرفته است. این آیین‌نامه برای بارگذاری نمونه‌ها از کنترل جابه‌جایی^۷ استفاده می‌کند و ضوابط خاصی را برای الگوی جابه‌جایی‌ها ملاک کار قرار می‌دهد، که عبارت‌اند از:

- به ازاء هر مقدار جابه‌جایی (یا تغییرمکان نسبی)، بارگذاری باید به صورت ۳ سیکل کامل و پیوسته صورت گیرد.
- نخستین تغییرمکان اعمالی به نمونه باید به مقداری باشد که رفتار آن در حوزه‌ی کشسان باقی بماند.
- تفاوت مقدار جابه‌جایی در هر گام با گام قبلی خود نباید کمتر از ۲۵٪ و بیشتر از ۵۰٪ باشد.
- آزمایش تا رسیدن تغییرمکان نسبی به میزان دست‌کم ۰٫۳۵ باید ادامه داده شود.^[۹]
- با توجه به ضوابط ذکر شده، الگوی بارگذاری (جابه‌جایی) ارائه شده در شکل ۳



ج) مقاطع تیر و ستون؛

د) جزئیات (A)

المان فولادی رابط (الحاقی به ستون)؛

ذ) جزئیات (B) المان فولادی کمکی

در اتصال جوشی (الحاقی به تیر).

شکل ۱. جزئیات نمونه‌ها و المان فولادی رابط (ابعاد بر حسب سانتی‌متر).

نسبی به مقدار موردنظر آیین‌نامه‌ی ۱-۱۰-۱ ACI T ۳۰۵/۳۰۵ معادل ۱۰۵ میلی‌متر برسد. نیروی اعمالی به نمونه در این گام ۱۰/۵ تن بوده است. از آنجا که آفتی در مقاومت نمونه در برابر تغییرمکان‌های اعمالی مشاهده نشده است، آزمایش برای گام‌های بعدی که بیشتر از جابه‌جایی موردنظر آیین‌نامه است، ادامه داده شده است. در گام آخر، میزان تغییرمکان نسبی به ۵٪ معادل ۱۵۰ میلی‌متر رسیده است، که در این مرحله ترک‌هایی به عرض تقریبی ۱ سانتی‌متر و عمده‌تاً در تیر تشکیل شده است. شکل ۴، نشان‌دهنده‌ی ترک‌های مذکور و الگوی توزیع آنها در جابه‌جایی ۱۰۵ میلی‌متر (جابه‌جایی ۵٪) است.

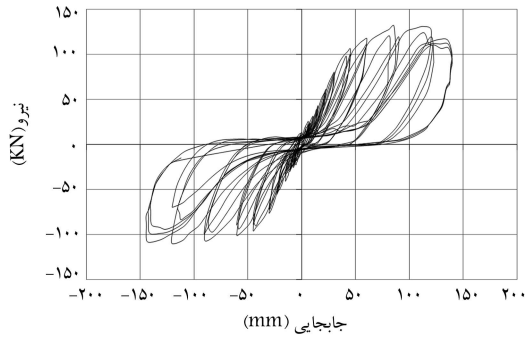
۲.۴. نمونه‌ی CB

نمودار هیستریزس نیرو - تغییرمکان برای این نمونه در شکل ۵ نشان داده شده است.

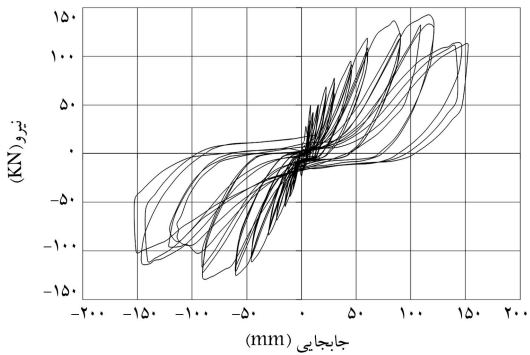
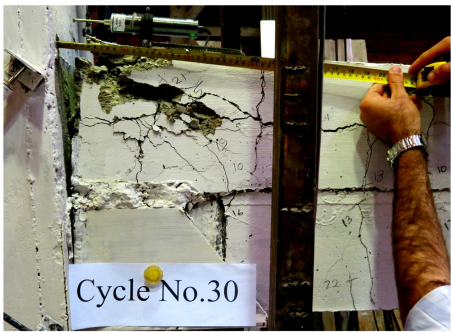
برای آزمایش نمونه‌ها انتخاب و تمامی نمونه‌ها براساس الگوی مذکور آزمایش شده‌اند.

۴. نتایج آزمایش ۱.۴. نمونه‌ی CM

نمودار هیستریزس نیرو - تغییرمکان نمونه‌ی CM در شکل ۴ نشان داده شده است. رفتار نمونه در اولین مراحل بارگذاری یعنی تا تغییرمکان ۷/۵ میلی‌متر (تغییرمکان نسبی ۰/۲۵٪) به صورت کشسان خطی بوده است. نخستین ترک در نیروی ۴/۳ تن، مربوط به تغییرمکان ۱۰/۵ میلی‌متر (تغییرمکان نسبی ۰/۳۵٪) در نمونه ایجاد شده است. در ادامه، آزمایش الگوی بارگذاری به نمونه اعمال شده است، تا تغییرمکان

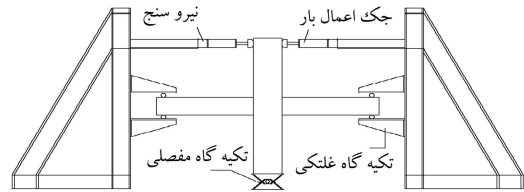


شکل ۵. نمودار هیستریزیس نمونه‌ی CB و نمونه در آخرین گام بارگذاری.



شکل ۶. نمودار هیستریزیس نمونه‌ی CW و نمونه در آخرین گام بارگذاری.

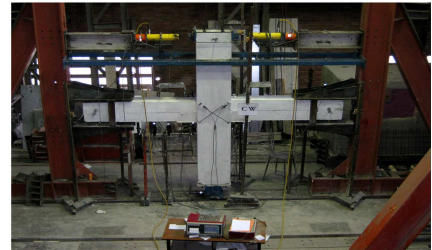
رفتار نمونه در اولین مراحل بارگذاری یعنی تا تغییرمکان ۷/۵ میلی‌متر (تغییرمکان نسبی ۰/۲۵٪) به صورت کشسان خطی بوده است. نخستین ترک در نیروی ۴/۹ تن مربوط به تغییرمکان ۱۵ میلی‌متر (تغییرمکان نسبی ۰/۵٪) در نمونه ایجاد شده است. با ادامه‌ی بارگذاری تا تغییرمکان موردنظر آیین‌نامه (یعنی تغییرمکان نسبی ۰/۳۷۵٪ معادل با ۱۰۵ میلی‌متر) کاهش در مقاومت نمونه مشاهده نشده و این مقدار تغییرمکان در نمونه متناظر با نیروی ۱۴ تن بوده است. در این مقدار تغییرمکان، ترک‌های قابل ملاحظه‌ی در اطراف قطعه‌ی فولادی رابط و همچنین در ناحیه‌ی



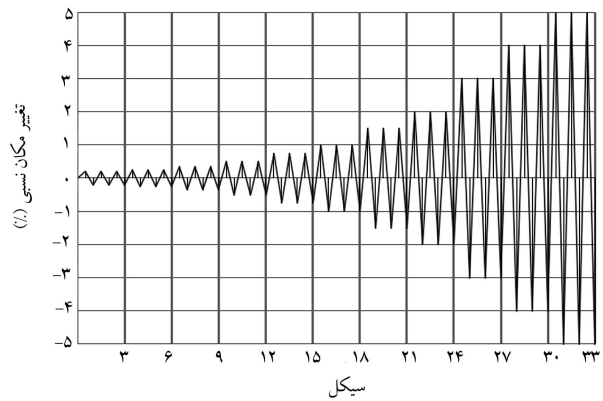
تکیه گاه غلتکی تیر



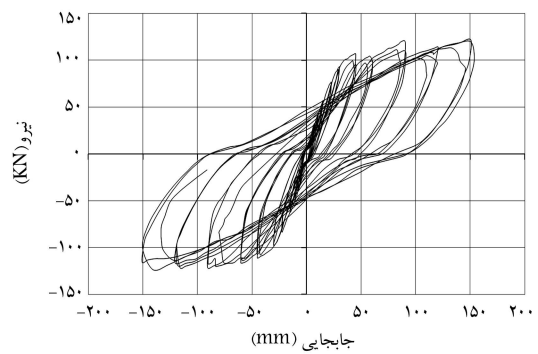
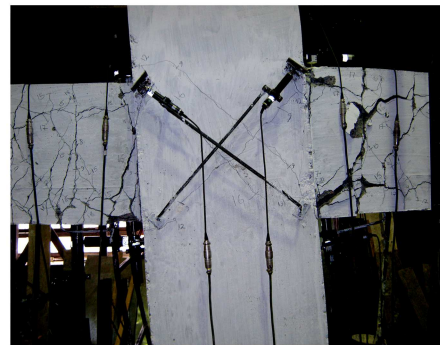
تکیه گاه مفصلی ستون



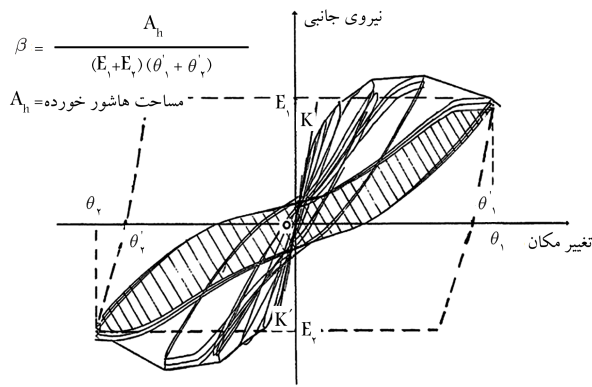
شکل ۲. چیدمان نمونه‌ها در آزمایشگاه و شرایط تکیه‌گاهی آنها.



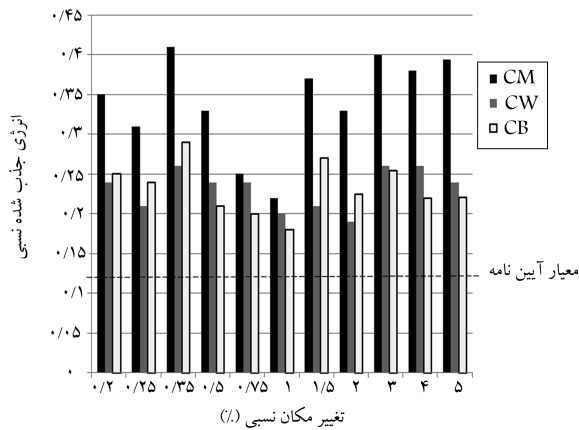
شکل ۳. بارگذاری اعمالی به نمونه‌ها.



شکل ۴. نمودار هیستریزیس نمونه‌ی CM و نمونه در آخرین گام بارگذاری.



شکل ۷. روش محاسبه‌ی انرژی جذب‌شده‌ی نسبی. [۱]



شکل ۸. نمودار انرژی جذب‌شده‌ی نسبی نمونه‌ها بر حسب جابه‌جایی طبقات.

نشود. این مقدار مرزی در نمودار به کمک خط‌چین مشخص شده است. با توجه به نمودار این نکات قابل ذکر است:

- ظرفیت جذب انرژی نمونه‌های CW و CB کمتر از نمونه‌ی یک‌پارچه‌ی CM است.
- علی‌رغم کمتر بودن ظرفیت جذب انرژی نمونه‌های CW و CB نسبت به نمونه‌ی یک‌پارچه‌ی CM، تمامی نمونه‌ها معیار پذیرش آیین‌نامه را برآورده کرده‌اند.

۲.۵. تغییرات سختی نمونه‌ها

سختی موردنظر آیین‌نامه سختی سکانت است. سختی سکانت، شیب خطی است که نقاط مربوط به بیشترین و کمترین مقادیر نیرو در هر سیکل را به هم متصل می‌کند. آیین‌نامه به‌عنوان یک معیار پذیرش مقرر می‌کند که سختی سازه در تغییرمکان نسبی ۳/۵٪ نباید کمتر از ۰/۵ برابر سختی اولیه باشد. به همین منظور نمودار تغییرات سختی سکانت نمونه‌ها، که به ۱ نرمال شده است، در شکل ۹ ارائه شده است. در شکل ۹، حد بحرانی آیین‌نامه به‌صورت خط‌چین مشخص شده است. با توجه به نمودار این نکات قابل ذکر است:

- کلیه‌ی نمونه‌ها بالای خط پذیرش آیین‌نامه قرار دارند و از این لحاظ معیار پذیرش آیین‌نامه در تغییرات سختی را برآورده کرده‌اند.
- الگو و مقدار تغییرات سختی در نمونه‌ها تقریباً یکسان است.
- نمونه‌ی CB (در جابه‌جایی‌های بیشتر)، سختی بالاتری نسبت به سایر نمونه‌ها دارد.

اتصال نیمه‌ی فوقانی تیر با ستون ایجاد شده است، که در شکل ۵ قابل مشاهده است. آزمایش با اعمال تغییرمکان‌هایی فراتر از جابه‌جایی موردنظر آیین‌نامه ادامه داده شده است. در آخر، با اعمال تغییرمکان نسبی ۵٪ معادل با ۱۵۰ میلی‌متر آزمایش پایان یافته است.

۳.۴. نمونه‌ی CW

نمودار هیستریزس نیرو- تغییرمکان برای این نمونه در شکل ۶ نشان داده شده است. رفتار نمونه در اولین مراحل بارگذاری یعنی تا تغییرمکان ۷/۵ میلی‌متر (تغییرمکان نسبی ۲۵٪) به‌صورت کشسان خطی است. نخستین ترک در نیروی ۴/۲ تن مربوط به تغییرمکان ۱۵ میلی‌متر (تغییرمکان نسبی ۰/۵) در نمونه ایجاد شده است. با ادامه‌ی بارگذاری تا تغییرمکان موردنظر آیین‌نامه (یعنی تغییرمکان نسبی ۳/۵٪ معادل با ۱۰۵ میلی‌متر) کاهش در مقاومت نمونه مشاهده نشده و این مقدار تغییرمکان در نمونه‌ی متناظر با نیروی ۱۳ تن بوده است. در این مرحله، مانند نمونه‌ی CB، نمونه‌ی CW نیز ترک‌های قابل توجهی در ناحیه‌ی قطعه‌ی فولادی رابط و همچنین ناحیه‌ی اتصال نیمه‌ی فوقانی تیر به ستون را تجربه کرده است، که در شکل ۶ قابل مشاهده است.

۵. ارزیابی نتایج آزمایش

براساس نمودار هیستریزس به‌دست‌آمده از آزمایش نمونه‌ها، ارزیابی‌های کیفی بر روی رفتار آنها صورت گرفته است. این ارزیابی‌ها شامل بررسی ظرفیت جذب انرژی، تغییرات سختی، تغییرات مقاومت و همچنین ضریب شکل‌پذیری نمونه‌هاست. در هر مورد آیین‌نامه‌ی ۱-۱۰-۱ (ACI T ۱۷۱-۱۰) که مبنای کار این پژوهش است، روش محاسبه و معیار پذیرش را ارائه کرده است. نمودارهای هیستریزس نمونه‌های CW و CB در مقایسه با نمونه‌ی CM یک باریک‌شدگی ۱° در نزدیکی مبدأ و همچنین تغییرمکان برجا ۱۱ پس از هر باربرداری دارند، که می‌توان گفت به خاطر عدم اصطکاک کافی بین بتن پرکننده‌ی درون غلاف و بتن ستون و تغییرمکان نسبی آن دو نسبت به هم است.

۱.۵. ظرفیت جذب انرژی نمونه‌ها

نسبت انرژی جذب‌شده‌ی نسبی^{۱۲} در واقع میزان انرژی است که نمونه در حین زلزله قادر به جذب کردن یا به عبارت بهتر، تلف کردن آن است. آیین‌نامه مقرر می‌کند به منظور محاسبه‌ی این کمیت، در هر سیکل بارگذاری دو مساحت محاسبه و حاصل تقسیم آنها به‌صورت نسبت انرژی جذب‌شده‌ی نسبی اعلام شود. اولین مساحت شامل سطحی است که توسط سومین حلقه در هر سیکل سه‌گانه‌ی بارگذاری تشکیل شود. مساحت دوم، مساحت متوازی‌الاضلاع محاطی بر حلقه‌ی مذکور است که اضلاع آن موازی خط مشخص‌کننده‌ی سختی اولیه‌ی سازه و مقاومت پیشینیه‌ی سازه در حلقه‌ی مربوط است (شکل ۷).

نسبت مساحت اول A_1 به مساحت دوم A_2 ، یعنی β در شکل ۷، نسبت انرژی جذب‌شده‌ی نسبی سازه است. این نسبت برای مقادیر مختلف تغییرمکان (و یا جابه‌جایی) محاسبه و در جدول ۱ ارائه شده است. اعداد جدول ۱ به‌صورت نمودار در شکل ۸ ارائه شده است. آیین‌نامه به‌عنوان یک معیار پذیرش مقرر می‌کند که نسبت فوق در هیچ صورت، کمتر از ۰/۱۲۵

جدول ۱. ظرفیت جذب انرژی نمونه‌ها در جابه‌جایی‌های مختلف.

نمونه									جابه‌جایی (mm)
CW			CB			CM			
β	A_2	A_1	β	A_2	A_1	β	A_2	A_1	
۰٫۲۶	۰٫۵۱	۰٫۱۳۴	۰٫۲۹	۰٫۳۵	۰٫۱۰۳	۰٫۴۱	۰٫۳۴	۰٫۱۴	۱۰٫۵
۰٫۲۴	۰٫۸۷	۰٫۲۱	۰٫۲۱	۰٫۷۴	۰٫۱۶	۰٫۳۳	۰٫۶۳	۰٫۲۱	۱۵
۰٫۲۴	۱٫۵۸	۰٫۳۸۲	۰٫۲	۱٫۴۵	۰٫۲۹	۰٫۲۵	۱٫۶۷	۰٫۴۳	۲۲٫۵
۰٫۲	۰٫۳۵	۰٫۴۹	۰٫۱۸	۲٫۵۳	۰٫۴۷	۰٫۲۲	۲٫۸۶	۰٫۶۳	۳۰
۰٫۲۱	۴٫۹۳	۱٫۰۵	۰٫۲۷	۵٫۰۴	۱٫۴	۰٫۳۷	۶٫۳	۲٫۱۲	۴۵
۰٫۱۹	۸٫۲۵	۱٫۶	۰٫۲۶	۸٫۵۲	۱٫۹۲	۰٫۳۳	۹٫۷۸	۳٫۲۴	۶۰
۰٫۲۶	۱۶٫۵۲	۴٫۳۵	۰٫۲۵	۱۵٫۸۵	۴٫۰۴	۰٫۴	۱۷٫۸	۷٫۱	۹۰
۰٫۲۶	۲۳٫۸۳	۶٫۲	۰٫۲۲	۲۳٫۷۸	۵٫۲۵	۰٫۳۸	۲۴٫۵	۹٫۳۴	۱۲۰
۰٫۲۴	۲۵٫۵۲	۶٫۱	۰٫۲۲	۲۸٫۵۸	۶٫۳۴	۰٫۳۹	۳۲٫۱۲	۱۲٫۶۶	۱۵۰

جدول ۲. نسبت مقاومت بیشینه و نهایی نمونه‌ها.

نمونه			نسبت مقاومت
CW	CB	CM	
۰٫۷۸	۰٫۸۹	۱	$\alpha > ۰٫۷۵$

نسبتی ۴/۵٪، نسبت به نمونه‌ی CM مقاومت بیشتری از خود نشان داده‌اند. در جدول ۲، نسبت مقادیر مقاومت بیشینه به مقاومت نهایی نمونه‌ها (α) ارائه و معیار پذیرش آیین‌نامه در مورد آنها بررسی شده است. براساس اعداد جدول، کلیه‌ی نمونه‌ها معیار پذیرش آیین‌نامه برای نسبت مقاومت نهایی به مقاومت بیشینه را رعایت کرده‌اند.

۴.۵. ظرفیت خمشی و ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها

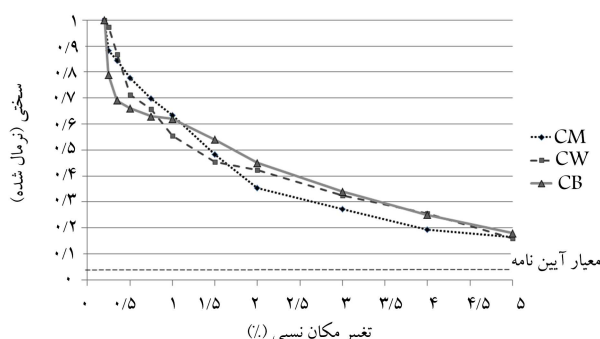
در این گام، به مقایسه‌ی ظرفیت خمشی تیر در نمونه‌های پیش‌ساخته با نمونه‌ی یک پارچه پرداخته شده است. مقدار بیشینه‌ی لنگر خمشی تیر در محل اتصال به ستون حاصل از تئوری محاسبات $M_n = ۱۳٫۵$ t.m به دست آمده است. نسبت (Ω) به عنوان حاصل تقسیم لنگر آزمایش به لنگر طراحی برای نمونه‌های مختلف در ردیف نخست جدول ۳ ارائه شده است (رابطه‌ی ۱):

$$\Omega = \frac{\text{ظرفیت لنگر متحمله انتهای تیر حاصل از آزمایش}}{\text{ظرفیت لنگر انتهای تیر حاصل از روابط طراحی}} \quad (۱)$$

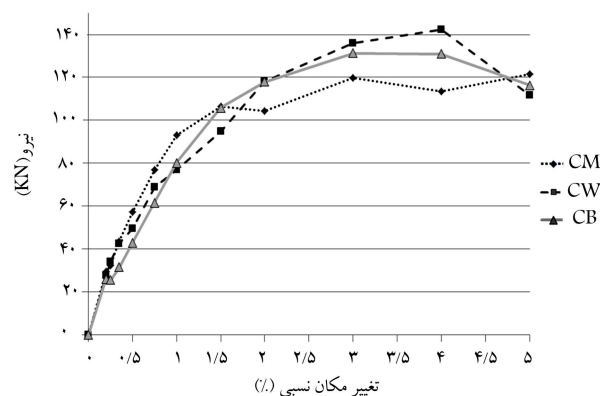
شکل‌پذیری به عنوان یک شاخص مهم دیگر در بررسی رفتار اتصالات است. شکل‌پذیری در واقع توانایی سازه در تحمل تغییرشکل‌های غیرکشسان است و به صورت نسبت تغییرشکل نهایی (بیشینه) به تغییرشکل تسلیم تعریف شده است (رابطه‌ی ۲):

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (۲)$$

با توجه به منحنی‌های پوش نمونه‌ها (شکل ۱)، ضریب شکل‌پذیری آنها محاسبه و در ردیف دوم جدول ۳ ارائه شده است. با توجه به اعداد جدول مذکور مشاهده می‌شود که ضریب شکل‌پذیری اتصال CW نسبت به اتصال CB بیشتر است.



شکل ۹. تغییرات سختی نسبت به جابه‌جایی.



شکل ۱۰. منحنی پوش نمونه‌ها.

۳.۵. تغییرات مقاومت نمونه‌ها

به منظور بررسی مقاومت نمونه‌ها (ظرفیت نیروی جانبی متحمل‌ه‌ی نمونه‌ها) منحنی پوش ۱۳ آنها رسم و در شکل ۱۰ ارائه شده است. طبق تعریف آیین‌نامه، منحنی پوش از متصل کردن نقاط بیشینه در هر چرخه‌ی بارگذاری به دست می‌آید. آیین‌نامه به عنوان یک معیار پذیرش مقرر می‌کند که مقاومت نهایی نمونه کمتر از ۷۵٪ مقاومت بیشینه‌ی آن نباشد. با توجه به شکل ۱۰، نمونه‌های CB و CW تا تغییر مکان



الف) الگوی ترک ها در آخرین مراحل بارگذاری.



الف) الگوی ترک ها در تغییر مکان نسبی ۰/۳۵٪

شکل ۱۱. الگوی ترک‌ها در نمونه‌ی CM.



الف) الگوی ترک ها در آخرین مراحل بارگذاری.

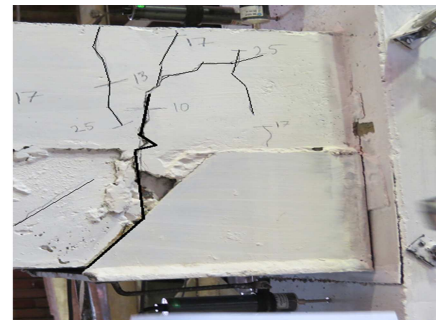


الف) الگوی ترک ها در تغییر مکان نسبی ۰/۳۵٪

شکل ۱۲. الگوی ترک‌ها در نمونه‌ی CB.



الف) الگوی ترک ها در آخرین مراحل بارگذاری.



الف) الگوی ترک ها در تغییر مکان نسبی ۰/۳۵٪

شکل ۱۳. الگوی ترک‌ها در نمونه‌ی CW.

جدول ۳. خصوصیات مکانیکی نمونه‌ها.

خصوصیات مکانیکی	نمونه		
	CW	CB	CM
Ω	۱٫۳۷	۱٫۲۵	۱٫۱۷
μ	۴٫۶	۵٫۵	۶٫۸

در مراحل اولیه‌ی بارگذاری تفاوت چندانی بین الگوی توزیع ترک‌ها در نمونه‌ها وجود ندارد. تقریباً در تمامی نمونه‌ها، شروع نخستین ترک‌های ایجادشده در انتهای تیر در سیکل‌های ۷ و ۹ است. با ادامه‌ی بارگذاری و در سیکل‌های ۱۴ و ۱۵ متناظر با تغییر مکان نسبی ۰/۳۵٪، الگوی ترک‌های مذکور عمدتاً به صورت قائم و به صورت ترک‌های خمشی است، که می‌توان آنها را در شکل ۱۱ الف مشاهده کرد. با افزایش بار، نمونه‌های پیش‌ساخته ترک‌های متفاوتی نسبت به نمونه‌ی یک پارچه پیدا کرده‌اند. در نمونه‌ی یک پارچه، ترک‌ها به سمت میانه‌ی تیر حرکت کرده و به علت افزایش تنش‌های برشی انتهای تیر، شکل ترک‌ها به صورت مورب به سمت چشمه‌ی اتصال متمایل شده است. نمونه و الگوی ترک‌های آن در آخرین گام‌های بارگذاری در شکل ۱۱ ب قابل مشاهده است. اما در نمونه‌های CB و CW با افزایش بار، ترک‌های نسبتاً عرضی در اطراف المان فلزی رابط ایجاد شده است. عرض این ترک‌ها با ادامه‌ی آزمایش، افزایش یافته

۶. الگوی تسلیم و مکانیسم ترک‌های ایجادشده در نمونه‌ها

در تمامی نمونه‌ها، هیچ‌گونه شکست و تسلیمی در المان‌های رابط فولادی ایجاد نشده و تمامی مراحل تسلیم و شکست در بتن انتهای تیرها رخ داده است. لذا در این قسمت به نحوه‌ی ایجاد ترک و الگوی توسعه و عمق یافتن آنها در انتهای تیر حین آزمایش پرداخته شده است.

و به سمت میانه‌ی تیر حرکت کرده‌اند. در ناحیه‌ی فشاری تیر نیز ترک‌های فشاری باعث خردشدن بتن این ناحیه شده‌اند. شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نشان‌دهنده‌ی الگوی ترک‌ها در این نمونه‌ها هستند.

۷. نتیجه‌گیری

در این پژوهش یک نوع اتصال صلب که برای استفاده در قاب‌های خمشی بتنی پیش‌ساخته پیشنهاد شده است، به صورت آزمایشگاهی مورد مطالعه قرار گرفته است. به همین منظور تعداد دو نمونه‌ی اتصال از نوع پیشنهادی به همراه یک نمونه‌ی یک‌پارچه، همگی به صورت زیرسازه‌ی میانی در ابعاد حقیقی ساخته شده و در آزمایشگاه تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته‌اند. براساس بررسی صورت‌گرفته بر روی پارامترهای حاصل از آزمایش می‌توان به این موارد در خصوص رفتار اتصال پیشنهادی اشاره کرد:

-- ظرفیت جذب انرژی به‌عنوان یکی از معیارهای مشخص‌کننده‌ی رفتار مطلوب اتصال در حین زلزله است. با توجه به نتایج، نمونه‌های پیشنهادی ظرفیت جذب انرژی مطلوبی دارند و هر دو نمونه، معیار پذیرش آیین‌نامه یعنی کمینه‌ی نسبت انرژی جذب‌شده به میزان 0.125 را برآورده ساخته‌اند؛ به طوری که کمینه‌ی انرژی جذب‌شده توسط نمونه‌های CB و CW به ترتیب 0.17 و 0.19 است.

-- تغییرمکان جانبی نسبی از دیگر معیارهای پذیرش آیین‌نامه است. تغییرمکان جانبی نسبی موردنظر در آیین‌نامه‌ی ۱-۱۱-۱۷-۱ ACI و استاندارد 2800 ایران به ترتیب مقدار 0.35 و 0.25 است. مقدار تغییرمکان جانبی نسبی نمونه‌های

پیشنهادی در آخرین گام آزمایش 0.5 است، که برآورده‌کننده‌ی معیار آیین‌نامه است.

-- عدم افت در مقاومت به میزان 25% مقاومت بیشینه، معیار دیگر آیین‌نامه به منظور بررسی رفتار اتصال است. نمونه‌های CB و CW در تغییرمکان نسبی نهایی آزمایش (یعنی 0.5)، نسبت به مقاومت بیشینه‌ی خود به ترتیب افت مقاومت 11 و 22 درصد را تجربه کرده‌اند.

-- عدم افت در سختی سکانت به میزان 0.5 برابر سختی اولیه‌ی معیاری است، که نمونه‌ها آن را برآورده کرده‌اند. افت سختی در نمونه‌ها به میزان 0.18 برابر سختی اولیه است. همچنین الگوی تغییرات سختی در نمونه‌ها تقریباً یکسان است.

-- چهار معیار ذکرشده، یعنی: جذب انرژی بالا، تغییرمکان نسبی بالا، عدم افت در مقاومت، و سختی شاخصه‌ها، یک رفتار هیستریزس مناسب برای یک اتصال هستند؛ که همگی در اتصال پیشنهادی رعایت شده‌اند.

-- تطابق عملکرد اتصال در بارهای رفت و برگشتی با معیارهای پذیرش آیین‌نامه مؤید این واقعیت است که می‌توان از اتصال ذکرشده در ساخت سازه‌های بتنی مقاوم خمشی پیش‌ساخته استفاده کرد.

تقدیر و تشکر

از حمایت‌های مالی شرکت ایثار غرب، علی‌الخصوص کارکنان خط تولید در مراحل ساخت و تولید نمونه‌ها تقدیر و تشکر به عمل می‌آید.

پانوشته‌ها

1. national institute for standard and technology
2. post tension
3. hybrid connection
4. steel linkage
5. ultrasonic test
6. setup
7. displacement control
8. Hysteresis
9. drift
10. pinching
11. residual displacement
12. relative energy dissipation ratio
13. envelope

منابع (References)

1. Negro, P., Bournas, D.A. and Molina, F.J. "Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Global response", *Journal of Engineering Structures*, **57**, pp. 594-608 (July 2013).
2. Negro, P., Bournas, D.A. and Molina, F.J. "Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms", *Journal of Engineering Structures*, **57**, pp. 609-627 (July 2013).
3. Olgiati, M., Negro, P. and Colombo, A. "SAFECAS project: Definition and analysis of the three-storey precast buildings", *Proc. of the 14th European Conference on Earthquake Engineering* (2010).

4. Ozden, S., Ertas, O. and Ozturan, T. "Ductile connections in precast concrete moment resisting frames", *PCI Journal*, **51**(3), pp.66-76 (2006).
5. Nakaki, S.D. Stanton, J. and Shrisharan, S. "An overview of the PRESS five-storey precast test building", *PCI Journal*, **44**(2), pp. 26-39 (2000).
6. NISTIR 5762, *Simplified Design Procedure for Precast Concrete Connections*, National Institute of Standard and Technology (1996).
7. NISTIR 5436, *Performance of 1/3-Scale Model-Precast Concrete Beam-Column Connections Subjected to Cyclic Inelastic loads-Report No.4*, National Institute of Standard and Technology (1994).
8. NISTR 5246, *Performance of 1/3-Scale Model Precast Concrete Beam-Column Connections Subjected to Cyclic Inelastic loads-Report No.3*, National Institute of Standard and Technology (1993).
9. ACI T1.1-01, *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing*, American Concrete Institute (2001).