ارزیابی آزمایشگاهی اتصالات تیر ستون گوشه تحت بارگذاری جانبی یکجهته و دوجهته

سيد احمد نظامى(۱)، احمد شوشترى(۲)*، جليل شفائى(۳)

s.a.nezami @nail.umac.ir دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران. s.a.nezami @nail.umac.ir
 ۲- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران. j shaf aei @hahroodut.ac.ir

چکیده مهمترین جنبه پایداری ساختمانهای بتنآرمه در برابر تحرکات جانبی ناشی از زلزله، حفظ رفتار الاستیک ناحیه اتصال میباشد. لذا مهمترین وظیفه در سیستم مقاوم لرزهای قاب خمشی بر عهده اتصالات تیر ستون میباشد. در سیستم قاب خمشی، اتصالات گوشه متاثر از بارگذاری دوجهته در زمان ارتعاش ناشی از زمین لرزه قرار دارند. در این پژوهش به ارزیابی آزمایشگاهی رفتار لرزهای زیرسازه اتصال گوشه تحت تاثیر بارگذاری دوجهته پرداخته شده است. اتصالات نامتقارن مورد مطالعه، شامل سه دسته؛ ۱- دارای جزئیات لرزهای زیرسازه اتصال گوشه تحت تاثیر بارگذاری جزئیات لرزهای به علت حذف تنگ ستون در ناحیه اتصال و ۳- دارای ضعف دسته دوم و همچنین عدم تامین گیرداری کافی آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال می گردد. با اعمال نیمی از شکل پذیری مورد تقاضای جهت اصلی در سمت متعامد، عملکرد لرزهای جهت اصلی قاب به دلیل ورود فضای ناحیه اتصال می گردد. با اعمال نیمی از شکل پذیری مورد تقاضای جهت اصلی در سمت متعامد، عملکرد لرزهای جهت اصلی قاب به دلیل ورود و فضای ناحیه اتصال می گردد. با اعمال نیمی از شکل پذیری مورد تقاضای جهت اصلی در سمت متعامد، عملکرد لرزهای جهت اصلی قاب به دلیل ورود و فضای ناحیه اتصال می گردد. با اعمال نیمی از شکل پذیری مورد تقاضای جهت اصلی در سمت معامد، عملکرد لرزه ی جهت اصلی قاب به دلیل ورود و فضای ناحیه اتصال گوشه به تعاملات دوجهته، تغییر می یابد. به طور متوسط در اتصالات مورد بررسی تحت بارگذاری دوجهت معامد قرار بگیرد، نه تنه و فضای ناحیه اینان می روی ای است به بارگذاری یک جهته، کاهش می یابد. چانچه بارگذاری دوجهته با نسبت برابر در و جهت متعامد قرار بگیرد، نه تنها از ظرفیت نیروی اتصالات گوشه به طور متوسط ٪۳۲ می کاهد بلکه سختی اولیه نمونه، سختی موثر در جابحایی نسبی ٪۱٫۰۱، ظرفیت اتلاف انرژی

واژههای کلیدی اتصالات تیر ستون، ساختمانهای بتنمسلح، بارگذاری جانبی دوجهته، اتصال گوشه، ارزیابی آزمایشگاهی.

Experimental investigation of Corner RC Beam-Column Joints Subjected to Unidirectional and Bidirectional Lateral Loading

Seyyed Ahmad Nezami Ahmad Shooshtari Jalil Shafaei

Abstract The most important aspect of the stability of reinforced-concrete (RC) buildings against lateral movements caused by earthquakes is maintaining the elastic behavior of the joint area. Therefore, the most important task in the seismic resistant system of the moment frame is the beam-column joints. In the moment frame system, corner joints are affected by bi-directional loading during earthquake. In this research, the seismic behavior of the corner joint substructure under the influence of bi-directional loading is evaluated experimentally. The studied asymmetrical joints include three categories: 1-with seismic details according to the ACI318-19 standard, 2-without seismic details, due to the absence of transverse reinforcement in the joint area and 3- Has second-class weakness and also insufficient bond length of the beam bottom bars in the joint area. By applying half of the demand ductility of the primary direction in the orthogonal direction, the seismic performance of the frame in the primary direction changes due to the entry of the corner joint area space into bidirectional loading is applied in equal proportions in two orthogonal directions, not only does it reduce the force capacity of the corner joints by an average of 32%, but also the initial stiffness of the specimen, the effective stiffness in drift by 1.75%, the energy dissipation capacity and the ductility are reduced by 54%, 40%, 35% and 23%, respectively, compared to the unidirectional loading condition.

Key words Beam-Column Joints, Reinforced Concrete Structures, Bidirectional Lateral Loading, Corner Joint, Experimental Evaluation.

۱- مقدمه

مهمترین وظیفه در سیستم مقاوم لرزمای قابخمشی بر عهده اتصالات تیر به ستون میباشد. حفظ رفتار الاستیک ناحیه اتصال در حین انتقال جابجاییهای مورد تقاضا در تیر و ستون، از مهمترین ملزومات برای تحقق رفتار شکل پذیر قاب و پایداری ساختمان بتنآرمه در برابر تحرکات جانبی ناشی از زلزله میباشد[۵–۱]. اتصالات قرار گرفته در گوشه ساختمان و در محل تقاطع دو سیستم مقاوم لرزمای، از یک تیر عرضی برخوردار میباشد. وجود تیر عرضی، زیر سازه اتصال را با شرایط سه بعدی و نامتقارن مواجه کردهاست. در زمان ارتعاش ناشی از زلزله، اتصالات تیر ستون گوشه تحت تاثیر بارگذاری دوجهته قرار می گیرند[۶]. بخش قابل توجهی از عملکرد لرزمای جهت اصلی قاب تحت تاثیر بارگذاری در سمت متعامد و تعاملات دوجهته در ناحیه اتصال , قرار می گیرند[۶]. بخش قابل توجهی از عملکرد لرزمای جهت اصلی قاب تحت تاثیر بارگذاری در سمت متعامد و تعاملات تیر بر اثر بارگذاری تیر عرضی، مترار می گیرند[۶]. بخش قابل توجهی از عملکرد لرزمای جهت اصلی قاب تحت تاثیر بارگذاری در سمت متعامد و تعاملات دوجهته در ناحیه اتصال، قرار می گیرند[۶]. بخش قابل توجهی از عملکرد لرزمای جهت اصلی قاب تحت تاثیر بارگذاری در سمت متعامد و تعاملات تیر بر اثر بارگذاری تیر عرضی، منار می گیرد. اندرکنشهای ایجاد شده در صفحه کرنش گسیختگی ناحیه اتصال و ترکهای خمشی تشکیل شده در هر دو تعیر بر اثر بارگذاری تیر عرضی، منجر به سابقه آسیب و زوال ظرفیت در زمان تحقق شکل پذیری مورد تقاضا در راستای تیر اصلی می شود[۲, ۸]. وضعیتی که در کنار مسائل دیگری نظیر محصورشدگی کم و تغییرات شدید نیرو محوری ستون به دلیل لنگر واژگونی، شرایط بحرانی و اهمیت نیازهای لرزمای اتصالات گوشه را یادآور می شود. همچنین در صورتی که جزئیات لرزمای به طور کامل در اتصالات گوشه پیادهسازی نشده باشه تاثیر پذیری ضعفلرزمای بر عملکرد ناقص قاب خمشی، تشدید می گردد.

در سالیان گذشته، محققین مختلفی مانند تایکو [۹]، سانچز [۱۰]، حاج رسولیها و مستوفینژاد [۱۱, ۱۲] برای ارزیابی تاثیر محصور کنندگی تیر عرضی در اتصال مستعد آسیب لرزمای گوشه، فرض ساده اندیشانه ای در ارزیابی آزمایشگاهی مرتکب شده اند. آنها فرض کردند در طول بارگذاری جانبی در جهت اصلی اتصال، تیر عرضی در اتصالات گوشه مشابه سایر اتصالات تیر ستون، ترک میخورد و از مشارکت تیر عرضی در تعاملات دوجهته اتصال صرف نظر کردند. به عبارتی حضور تیرهای متعامد در نمونه های تجربی یا به صورت کوتاه شده^۱ یا به صورت کامل ادامه یافته تا نقطه عطف خمشی لحاظ گردید. در سال های بعد فاید و بشا (۱۳, ۱۴) سعی کردند با گیردار کردن تیر فرعی در نقطه عطف خمشی، پاسخ اتصال را مقداری عطف خمشی لحاظ گردید. در سال های بعد فاید و بشا (۱۳, ۱۴) سعی کردند با گیردار کردن تیر فرعی در نقطه عطف خمشی، پاسخ اتصال را مقداری گرفته در زمینه ارزیابی اتصالات نامتقارن، حد تشخیص تاثیر تعامل دوجهته اتصال از دست رفته است. هان و لی [۱۵] اتصالات لرزهای گوشه بتنآرمه گرفته در زمینه ارزیابی اتصالات نامتقارن، حد تشخیص تاثیر تعامل دوجهته اتصال از دست رفته است. هان و لی [۱۵] اتصالات لرزه ای گوشه بتنآرمه را تحت بارگذاری یک جهته و دو جهته مورد بررسی قرار دادند. در نمونه دارای جزئیات لرزه ای مشاهده گردید که تحت بارگذاری یک جهته همانطور بارگذاری دو جهته او دوجهته مورد بررسی قرار دادند. در نمونه دارای جزئیات لرزه ای مشاهده گردید که تحت بارگذاری یک جهته همانطور را تحت بارگذاری دو جهته ای سری اتصالات نامتقارن گوشه در امن در مانه دارای جزئیات لرزه ای مشاهده گردید که تحت بارگذاری یک جهته همانطور را تحت بارگذاری دو جهته ای شده برای اتصالات نامتقارن گوشه در منه دارای جزئیات لرزه ای مشاهده گردید که تحت بارگذاری یک جهته همانطور بارگذاری دو جهته اعمال شده برای اتصالات نامتقارن گوشه در تحقیقات مارچسلا و موسیسا [۱۶] و کیتیاما و همکاران [۷] نیازمند اعمال بارگذاری جانبی رفت و برگشتی با استفاده از دو جک می باشد. ولی در پژوهش حاضر با استفاده تغییر موقعیت نمونه در فر آیند بارگذاری، مانع محدودیت جک رفع شده است. به صورت هدفمند تاثیر بارگذاری تیر عرضی در عملکرد جهت اصلی اتصال دنبال شده است.

در تحقیق حاضر، ارزیابی رفتار لرزهای زیرسازه اتصال گوشه در جهت اصلی تحت تاثیر بارگذاری در جهت متعامد و با الگوی طراحی تیر ضعیف-ستون قوی مورد بررسی قرار می گیرد. نمونههای آزمایشگاهی مورد بررسی بر اساس جزئیات لرزهای و غیرلرزهای متداول در کشور ایران به سه دسته تقسیم می گردد؛ ۱- دارای جزئیات لرزهای مطابق با استاندارد ACI318-19 ، ۲- عدم رعایت جزئیات لرزهای به علت حذف تنگ ستون در ناحیه اتصال و ۳- علاوه بر ضعف کافینبودن استحکام برشی اتصال، آرماتورهای طولی پایین تیر در ناحیه اتصال از گیرداری کافی برخوردار نیستند.

در پژوهش حاضر، با استفاده از نمونههای تجربی، به صورت خلاقانه، عملکرد لرزهای زیرسازه اتصال در جهت اصلی تحت تاثیر بارگذاری دوجهته با نسبت های ۵۰:۱۰۰ و ۱۰۰:۱۰۰ مورد ارزیابی قرار گرفت. وجود جزئیات لرزهای و غیرلرزهای در دو سطح معمولی و حاد منجر به شناخت کاملی از رفتار زیرسازه تحت تاثیر بارگذاری دوجهته شدهاست. پارامترهای متعددی نظیر پاسخ چرخهای، مود شکست، ظرفیت نیرویی، زوال مقاومت، سختی، انرژی تلف شده و شاخص خسارت مورد بررسی قرار گرفت.

شناخت رفتار اتصالات تیرستون نامتقارن به دلیل ایجاد تعاملات صورت گرفته در دو راستای اصلی قاب در زمان تحرکات جانبی ناشی از زلزله مبنای اصلی تحقیق حاضر میباشد. تاثیر بارگذاری و آسیبهای ایجاد شده در جهت متعامد قاب، بر عملکرد اتصال در جهت اصلی، اهمیت پیدا میکند. همچنین به صورت نوآورانه و با استفاده از یک جک رفت و برگشتی حد بالایی از بارگذاری دوجهته دنبال میشود. بررسی تاثیر بارگذاری دو جهته در نمونههای دارای ضعفهای لرزهای رایج، زمینه تکمیلی برای تحقیقات مرتبط با مقاومسازی اتصالات گوشه تحت تاثیر بارگذاری دوجهته

¹ Stub

شمرده میشود. در تحقیق حاضر ابتدا سه نوع اتصالات گوشه دارای جزئیات لرزهای و غیر لرزهای تحت بارگذاری یکجهته مورد ارزیابی قرار میگیرد. سپس در سه نمونه نظیر دیگر زمانی بارگذاری در جهت اصلی آغاز میشود که بارگذاری روی تیر عرضی به صورت محدود سپری شدهباشد. در نهایت در سه نمونه نظیر نهایی، زمانی بارگذاری در جهت اصلی شروع میگردد که بارگذاری در تیر عرضی به صورت کامل اعمال شدهباشد. بدین ترتیب سابقه آسیب در طی بارگذاری در جهت متعامد، در جهت اصلی قاب ارزیابی میگردد.

۲- اتصالات کناری و گوشه تیر به ستون

۲-۱- موقعیت و هندسه

در شکل ۱ دو نوع اتصال کناری و گوشه تیر به ستون در موقعیتهای مختلف ساختمان نشان داده شدهاست. اتصالات کناری و داخلی غالبا با پیکربندی متقارن در پلان مواجه هستند. در این حالت تیرهای عرضی در قاب خمشی متعامد در زمان ارتعاش در جهت موازی با یک قاب، تنها نقش محصور کنندگی اتصال را دارند و در کنار پیوستگی دال متقارن، از باز شدن ترکهای قطری در صفحه دستک فشاری ناحیه اتصال جلوگیری به عمل میآورند. در این حالت فرض میگردد تیر عرضی از براتصال ترک میخورد و مشارکت محصور کنندگی آن به صورت تیر کوتاه شده[٬] در نظر گرفته می آورند. در این حالت فرض میگردد تیر عرضی از براتصال ترک میخورد و مشارکت محصور کنندگی آن به صورت تیر کوتاه شده[٬] در نظر گرفته می شود [۱۷]. در اکثر تحقیقات، از اثر محافظه کارانه تیر عرضی کاملا صرف نظر میگردد و قاب یا زیرسازه اتصال به صورت دو بعدی مورد بررسی قرار میگیرد. اما شرایط در مورد یک اتصال نامتقارن قرار گرفته در گوشه ساختمان موضوع متفاوت می باشد. در می ساختمان سهبعدی تحت اثر قرار میگیرد. اما شرایط در مورد یک اتصال نامتقارن قرار گرفته در گوشه ساختمان موضوع متفاوت می باشد. در یک ساختمان سهبعدی تحت اثر وازل نه به فصله مرکز جرم از مرکز سختی و وجود کوچک ترین عدم تقارن اعضا گوشه چشم پوشی کرد. در یک ساختمان سهبعدی تحت اثر وارد شده نسبت به جهتهای اصلی قاب ها، قطعا برای هر یک از دو جهت اتصال گوشه، نیروی جانبی (برش طبقه) وارد خواهد شد. ورود تقاضاهای تنشی در هر دو جهت، نسبت مشارکت اعضای هر دو جهت در توزیع نیرو و مسیر رشد ترکهای خمشی در تیر و دال، اهمیت نگرش متفاوت در روش ارزیابی اتصالات تیر ستون گوشه را گوشزد می کند.



۲-۲- مودهای گسیختگی اتصال

با توجه به ماهیت رفتاری اتصالات در سازههای بتنآرمه، گسیختگی زیرسازه اتصال اغلب به صورت ترکیبی از مودهای گسیختگی مختلف خمشی، برشی و پیچشی برای هر جزء اصلی تیر، ستون و ناحیه مشترک اتفاق میافتد. با توجه به شکل ۲ مودهای گسیختگی محتمل یک زیرسازه اتصال به قرار زیر تقسیم میگردد:

¹ Stub

۳) گسیختگی خمشی تیر اصلی همراه با گسیختگی ناحیه اتصال
 ۹) گسیختگی خمشی ستون همراه با گسیختگی ناحیه اتصال
 ۵) گسیختگی خمشی تیر اصلی و ستون همراه با گسیختگی ناحیه اتصال
 ۶) گسیختگی خمشی تیر اصلی
 ۷) گسیختگی خمشی تیر اصلی (مکانیزم مطلوب)
 ۸) گسیختگی پیوستگی آرماتورهای طولی تیر اصلی در ناحیه اتصال
 ۸) گسیختگی پیوستگی آرماتورهای طولی تیر اصلی در ناحیه اتصال

میباشد. در گسیختگی برشی اتصال (۱)، گره اتصال نسبت به تیر و ستون به عنوان ضعیف ترین حلقه در انتفال بارهای مورد تقاضا رفتار می کند. بنابراین قبل از جاری شدن میلگردهای طولی در المان های متصل و بدون ایجاد شکل پذیری قابل توجه، ناحیه اتصال در برش خالص گسیخته می شود. حالت (۳)، مخصوص الگوی طراحی تیر ضعیف-ستون قوی میباشد. چنانچه تیر در نقش خمشی ورود کند و ناحیه اتصال توان تحمل برشهای ایجاد شده را نداشته باشد؛ مود گسیختگی ترکیبی ایجاد می شود. به دلیل جاری شدن بخشی یا تمام آرماتورهای طولی تیر، ظرفیت شکل پذیری، مقداری نسبت به مود گسیختگی (۱) بهبود پیدا می کند. در این حالت ظرفیت برشی اتصال، تعیین کننده وضعیت فروپاشی زیرسازه اتصال خواهد بود.



شکل ۲ : طبقهبندی انواع مود شکست در اتصالات تیر ستون بتن آرمه

گسیختگی پیوستگی آرماتورهای طولی تیر اصلی در ناحیه اتصال (۸)، مخصوص نمونههایC3 در نظر گرفته میشود. زمانی که نیروی برشی مماسی اطراف پنل اتصال از نیروی پیوند ایجاد شده در طول کوتاه مهار آرماتور طولی تیر فراتر برود؛ آرماتور طولی دچار لغزشهای کلی میگردد. مکانیزممطلوب در اتصال دارای جزئیاتلرزهای، گسیختگی خمشی تیر اصلی، حالت (۷) میباشد ولی احتمال وقوع حالت ترکیبی (۳) نیز وجود دارد. در پژوهش حاضر به حالت ترکیبی شکست برشی اتصال و تشکیل مفصل پلاستیک در تیر اصلی پرداخته میشود.

۳- برنامه آزمایشگاهی

۳-۱- معرفی نمونههای آزمایشگاهی

یک ساختمان بتنآرمه پنج طبقه طراحی و ساخته شده در اواخر دهه ۱۹۷۰ ایران به عنوان ساختمان مرجع انتخاب گردید. سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در دو طرف پلان از نوع قابخمشی با ارتفاع طبقات ۳٫۵ متر و طول دهانه های ۵ متر شناسایی شد. جزئیات لرزهای این قابها معمولا معیوب میباشد و در برابر تکانهای جانبی زمین، کاملا آسیب پذیر و با وضعیت نگران کنندهای مواجه است. جزئیات آرماتور گذاری و مشخصات سازهای ساختمان مرجع از اطلاعات جمعآوری شده توسط معرفت و همکاران [۱۹] استفاده گردید. براساس اطلاعات بدست آمده، ساختمان موجود با ابعاد نامناسب ستون در ناحیه اتصال مواجه نبودهاست. زیرسازه اتصال مورد بررسی از طبقه دوم در نظر گرفته شد و به علت رفع محدودیت برشی اتصال، درصد آرماتورهای طولی بدون تغییر باقی مند. همچنین به منظور تطبیق رفتار خمشی تیر آزمایشگاهی و تیر واقعی و همسان سازی مقاومت برشی اتصال، درصد آرماتورهای طولی بدون تغییر باقی ماند. الگوی طراحی تیر ضعیف–ستون قوی بر مبنای مقاومت خمشی ستونهای متصل به گره

اتصالات گوشه بتنآرمه ساخته شده دارای یک تیر عرضی ادامه یافته تا نقطه عطف خمشی میباشد. اتصال گوشه C1 دارای ضوابط و جزئیات لرزهای کد ACI318-19 به عنوان نمونه استاندارد لحاظ گردید. اتصالات گوشه مستعد آسیب، از نظر ضعفهای لرزهای، در دو سطح معمولی و حاد بر اساس جزئیات غیرلرزهای متداول دنبال شدهاست. در سطح معمولی، تنگهای ستون در ناحیه اتصال امتداد نیافته است، C2 و در سطح حاد علاوه بر عدم امتداد تنگهای ستون در ناحیه مشترک، آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال از گیرداری کافی برخوردار نیستند، C3

شماتیک اتصالات سه بعدی قرار گرفته در گوشه ساختمان، در شکل ۳ مشخص می گردد. به منظور ایجاد شرایط مرزی منطبق بر واقعیت می ایست طول تیرها و ستونها به اندازه نصف صفحههای اتصال به جک بزر گتر از طول اعضا تا محل نقطه عطف لنگر ایجاد شده تحت بار جانبی طبقات در نظر گرفته بشود. بر این اساس محل بار گذاری و تکیه گاهها در محل صحیح می تواند قرار بگیرد. در هر دو تیر فاصله نقطه عطف خمشی تا ستون ۱۲۵۰ میلی متر بدست می آید و این مقدار برای ستون بالا و پایین مقدار ۷۵۰ میلی متر می باشد. تیر عرضی (تیر Y) به علت مسائل اجرایی نسبت به تیر اصلی به اندازه قطر آرماتور طولی تیر اختلاف سطح دارد. جهت Z-X به عنوان جهت اصلی در نظر گرفته می شود.



شکل ۳ : شماتیک اتصال گوشه تیر به ستون به همراه فواصل نقاط عطف خمشی و جهات اصلی

جزئیات آرماتور گذاری و نمای واقعی نمونه اتصال گوشه C1، نمونه C2 و نمونه C3 بر اساس اطلاعات ساختمان مرجع، به ترتیب در شکل ۴، شکل ۵ مشخص شدهاست. جزئیات آرماتورگذاری تیر عرضی مشابه تیر اصلی در نظر گرفته شد و طول مهار ناکافی آرماتورهای تحتانی تیرهای اتصال C3 در ناحیه اتصال ۹۵ میلیمتر لحاظ گردید.





در جدول ۱ تمامی نمونههای مورد استفاده در پژوهش شرح داده شدهاست. حالتهای مختلف بارگذاری (یکجهته، دوجهته با نسبت ۵۰ و دوجهته با نسبت ۱۰۰:۱۰۰) منجر به گسترش نمونه از سه مورد C1، C2 و C3 به ۹ مورد شدهاست. در نامگذاری اختصاری نمونهها کلمه UL بیانگر بارگذاری یکجهته، Uni-Directional Loading میباشد. بدین صورت کلمه BL به معنی بارگذاری دوجهته، Bi-Directional Loading

و عبارات Limited و Full سطح بارگذاری محدود (۱٫۷۵٪) و کامل (۶٪) دامنه جابجایی اعمال شده به تیر عرضی را مشخص میکند.

				C , A	
حداکثر جابجایی نسبی در تیر اصلی	حداکثر جابجایی نسبی در تیر عرضی	نوع بارگذاری	جزئيات لرزهاى	کد نمونه	شماره
٨ ٪.	_	يکجهته	دارای جزئیات لرزهای(C1)	C1-UL (No Orthogonal Loading)	- 1
٨ ٪.	١,٧۵ ٪.	دوجهته	دارای جزئیات لرزهای (C1)	C1-Limited BL (After Limited Orthogonal Loading)	-۲
٨ ٪.	۶ ٪.	دوجهته	دارای جزئیات لرزهای (C1)	C1-Full BL (After Full Orthogonal Loading)	۳-
٨ ٪.	—	يکجهته	بدون جزئیات لرزهای در سطح معمولی(C2)	C2-UL (No Orthogonal Loading)	-۴
٨ ٪.	١,٧۵ ٪.	دوجهته	بدون جزئیات لرزهای در سطح معمولی(C2)	C2-Limited BL (After Limited Orthogonal Loading)	-Δ
٨ ٪.	۶ ٪.	دوجهته	بدون جزئیات لرزهای در سطح معمولی(C2)	C2-Full BL (After Full Orthogonal Loading)	-8
٨ ٪.	—	يکجهته	بدون جزئیات لرزهای در سطح حاد (C3)	C3-UL (No Orthogonal Loading)	-Y
٨ ٪.	١,٧۵ ٪.	دوجهته	بدون جزئیات لرزهای در سطح حاد (C3)	C3-Limited BL (After Limited Orthogonal Loading)	$-\lambda$
٨ ٪.	۶ ٪.	دوجهته	بدون جزئیات لرزهای در سطح حاد (C3)	C3-Full BL (After Full Orthogonal Loading)	-٩

جدول ۱ : دستهبندی نمونهها تحت بارگذاری یکجهته و دوجهته

۳-۲- مشخصات مصالح

بتن ساخته شده برای تمام نمونههای آزمایشی دارای وزن معمولی و مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه ۲۵ مگاپاسکال و اسلامپ ۹۰ میلی متر، با حداکثر اندازه سنگدانه ۱۹ میلی متر بدست آمد. هر نمونه کامل به عنوان یک عنصر منفرد به صورت افقی روی کف آزمایشگاه ساخته شد و به مدت هفت روز رطوبت موجود کنترل گردید. مشخصات مکانیکی بتن بکار رفته در نمونهها در جدول ۲ مشخص شده است. مقاومت بتن براساس میانگین مقاومت فشاری سه منوان یک عنصر منفرد به صورت افقی روی کف آزمایشگاه ساخته شد و به مدت هفت روز رطوبت موجود کنترل گردید. مشخصات مکانیکی بتن بکار رفته در نمونهها در جدول ۲ مشخص شده است. مقاومت بتن براساس میانگین مقاومت فشاری سه نمونه استوانه ای در روز آزمایش بدست میآید. مدول الاستیسیته از رابطه آیین نامه [۲۰] و ACI318-19 برابر (MPa) برابر و MPa) مقاومت فشاری سه نمونه استوانه ای در روز آزمایش بدست میآید. مدول الاستیسیته از رابطه آیین نامه ا

مدول الاستيسيته (MPa)		مقاومت کششی استوانه (MPa)	مقاومت فشاری استوانه (MPa)	نمونه	مصالح	
۲۳۷۴۳		٣,١	70,07	C1-UL & C1-Full BL		
۲۳	f9V	۳,۱	74,97	C1-Limited BL		
۲۳.	1,57	۳,۱	T ۵, Y ۸	C2-UL & C2-Full BL		
22218		۳,۱	74,81	C2-Limited BL	بى	
۲۲۹۴۸		٣	۲۳,۸۴	C3-UL & C3-Full BL		
74.3.		۳,۱	78,14	C3-Limited BL		
کرنش نهایی (٪)	كرنش تسليم (٪)	مقاومت نهایی (MPa)	مقاومت تسليم (MPa)	سايز		
۱۵	•,70	54.	49.	Φ14	آرماتورها	
۲۵	٠,١٨	۵۲۰	78.	Φ8		

جدول ۲ : خواص مکانیکی بتن و فولاد نمونهها

۳-۳- برپایش آزمایش

در شکل ۶ نمای سه بعدی واقعی از برپایش آزماشگاهی اتصال گوشه نشان داده شدهاست. با توجه به نیروی محوری ۲۳۰ کیلونیوتن در ستون (۱۶٪ ظرفیت محوری ستون) و موارد ایمنی، ستون به صورت افقی برپایش گردید. سر جک (اکچویتور) در محل نقطه عطفخمشی تیر به صورت جانبی و مفصلی با قابلیت تغییر شیب اعمال شد. دو انتهای ستون در نقاط عطف خمشی به صورت مفصلی در نظر گرفتهشد.



شکل ۶ : نمای برپایش اتصال گوشه به همراه جزئیات؛ الف) نمای جلو راست و ب) نمای پشت چپ

همانطور که در شکل ۷ مشاهده می گردد، در تمامی تستها تیر مورد نظر برای اعمال بار به صورت قائم قرار می گیرد و تیر متعامد به صورت افقی باقی میماند. برای شبیهسازی مهار انتهایی تیر متعامد در نقطه عطف از تکیه گاه مفصلی با جزئیات نشاندادهشده در شکل ۶ استفاده گردید. در بارگذاری دوجهته ابتدا تیر عرضی به صورت قائم قرار می گیرد و بعد تکمیل بارگذاری تیر عرضی، نمونه برای قرارگیری تیر اصلی در محل جک اکچویتور دوران می یابد.



شکل ۲ : شماتیک برپایش آزمایش؛ الف) نمای پشت راست و ب) نمای بالا

۳-۴- پروتکل بارگذاری

پس از اعمال بار محوری ثابت به انتهای ستون، بارگذاری چرخهای جانبی کم سرعت با دامنههای فزاینده در بالای تیر در حالت کنترل شده جابجایی برای بررسی رفتار چرخهای اتصال تیر- ستون اعمال شد. روش بارگذاری برای همه نمونهها براساس معیارهای پذیرش مشخص شده توسط کمیته شماره ۳۷۴ انجمن بتن آمریکا [۲۱] در سال ۲۰۰۵ در نظر گرفته شد. همانطور که در پروتکل بارگذاری چرخهای شبه استاتیک ارائه شده در شکل ۸ مشهود است؛ به منظور در نظر گرفتن اثرات زوال درون سیکلی و خستگی کم دامنه ^۱ در هر سیکل سه بار تکرار صورت می گیرد. سپس یک سیکل با نصف دامنه هدف قبلی انجام می گردد. افزایش تدریجی دامنه تغییر شکلها به گونهای رقم می خورد که نرخ انرژی ذخیره شده نمونه در گونهای تنظیم می گردد که کمتر از ۱٫۸۱ برابر و بیشتر از ۱٫۸ برابر دامنه پیشین نباشد [۲۱].



شکل ۸ : الگوی بارگذاری چرخهای جانبی؛ الف) یک جهته، ب) دوجهته حد میانه و ج) دوجهته با نسبت یکسان

بارگذاری آزمایش از جابجایی نسبی ٪۲۰٫۰۲ آغاز می شود و با شش تک سیکل در محدوده الاستیک نمونه با دامنه های ٪۲۰٫۰۲ ، ٪۲۰٫۰ ، ٪۵۰٫۰ ، ۰٫۰۷۵ ، ۰٫۱۸٪ و ٪۱٫۹۰ پیشروی دامنه به جابجایی نسبی ٪۲٫۲ می رسد. سپس سیزده سیکل با دامنه های افزایشی سه بار تکرار ٪۲٫۲ ، ٪۳۵٫۰ ، ۰٫۵۰٪ ، ۲٫۷۵ ، ۱٪ ، ۱٫۴۴٪ ، ۱٫۷۵٪ ، ۲٫۷۵٪ ، ۳٫۵٪ ، ۴٫۵٪ ، ۶٪ و ٪۸ جابجایی نسبی به تیر X اعمال می گردد (البته برای جابجایی نسبی ٪۸ از تکرار سیکل ها صرف نظر شد).

۴- بررسی و مقایسه نتایج آزمایشگاهی

۲-۴- رفتار هیسترزیس و مود شکست نمونههای C1

پاسخ هیسترزیس بدستآمده از آزمایش، نتیجه کلیدی برای ارزیابی رفتار لرزهای نمونههای مختلف میباشد. پاسخ چرخهای نیرو جابجایی نسبی نهتنها ظرفیتهای مختلف نمونه را تعیین میکند، بلکه تغییرات سختی، شکلپذیری و قابلیت اتلاف انرژی را نیز ارائه میکند.

در شکل ۹و شکل ۱۰ به ترتیب، پاسخ چرخهای بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی و الگوی تر کخوردگی نمونههای لرزهای C1 مشاهده می گردد. همچنین در شکل ۱۱ منحنیهای پوش نیرو-جابجایی تمام نمونهها به منظور مقایسه بهتر مشخص شدهاست. اتصال گوشه دارای جزئیات لرزهای مطابق با 19-ACI318 تحت بارگذاری یکجهته (C1-UL) در سمت کشش و فشار به ترتیب اوج نیرو تا ۴۱٫۳ و ۵۰ کیلونیوتن در جابجاییهای نسبی ٪۲٫۲ رسیدهاست. به علت محصور کنندگی تیر عرضی و تعاملات دوجهته صورت گرفته در ناحیه اتصال، حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه ۱۲درصد نسبت به سطح ظرفیت خمشی تیر افزایش یافتهاست. ظرفیت خمشی تیر در سمت کشش ۳۰٫۳ کیلونیوتن متر (معادل ۴۵٫۴ کیلونیوتن در جابجاییهای ۱۲درصد نسبت به سطح ظرفیت خمشی تیر افزایش یافتهاست. ظرفیت خمشی تیر در سمت کشش ۴۴٫۳ کیلونیوتن متر (معادل ۴۵٫۴ کیلونیوتن نیرو) و در سمت فشار ۵۶٫۶ کیلو نیوتن متر (معادل ۴۵٫۳ کیلونیوتن نیرو) محاسبه می گردد. بعد از تحقق اوج بار، ظرفیت نیرو تا جابجایی نسبی ۲٫۵٫٪ حفظ شدهاست. سبس به علت گسترش خرابی در ناحیه اتصال، افت نیرو ۳۰ درصدی نسبت به جابجایی نسبی ٪۲٫۲



حضور تیر عرضی (بارگذاری نشده)، به خودی خود ظرفیت برشی اتصال را افزایش میدهد و استحکام برشی کافی در جلوگیری از بازنشدن و عمیق نشدن ترکهای قطری ناحیه اتصال تا جابجایی نسبی ٪۴٫۸ موفق عمل کردهاست. ولی افزایش ظرفیت برشی اتفاق افتاده با تمرکز آسیب در ناحیه اتصال همراه است. رفتار غیرالاستیک ناحیه اتصال بعد از جابجایی نسبی ٪۱٫۷۵ از توسعه کرنش پلاستیک آرماتورهای طولی تیر جلوگیری به عمل آوردهاست. بدین ترتیب قبل از تحقق کامل مکانیزم مطلوب گسیختگی خمشی در تیر، شکست برشی ناحیه اتصال در جابجاییهای نسبی ٪۶ و ٪۸ غالب شدهاست. در هر صورت با توجه به الگوی ترک در شکل ۱۰(الف) و تایید جاریشدگی میلگرد تیر توسط کرنشسنجها، گسیختگی ترکیبی، برشی اتصال – خمشی تیر تایید میشود. بعد از جابجایی نسبی ٪۴٫۵ ترکهای شکل گرفته در ناحیه اتصال تحت بارگذاری یکجهته بیشتر و گسترش یافتهتر از نمونه تحت بارگذاری دوجهته محدود (C1-Limited BL) میباشد.

بر خلاف نمونه L1-UL، در نمونه نظیر، تحت بارگذاری دوجهته محدود (C1-Limited BL) به طور کامل مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شده است. با اینکه در جابجاییهای نسبی بالا ترک در ناحیه اتصال پدید آمده است اما در نهایت رفتار پلاستیک فولاد آرماتورهای تیر، تعیین کننده رفتار کلی اتصال بوده است. جذب انرژی مناسب فولاد نسبت به زوال یکپارچگی بتن منجر به لاغر شدگی کمتر نمونه L1-Limited BL نسبت به نمونه رفتار کلی اتصال بوده است. جذب انرژی مناسب فولاد نسبت به زوال یکپارچگی بتن منجر به لاغر شدگی کمتر نمونه C1-Limited BL نسبت به نمونه L1-Limited BL نمونه در تاحیه اتصال شده است و این سابقه آسیب در زمان بارگذاری در جهت اصلی، منجر به کم شدن تاثیر محصور کندگی تیر عرضی و تعاملات دوجهته در ناحیه اتصال شده است و رفتار شبیه به اتصال دو بعدی کناری¹ در چرخههای هیسترزیس پدیدار شده است. افزایش ظرفیت نیرو بعد از جابجایی نسبی ۴٫۵٪ از اضافه مقاومت ناشی از سخت شدگی کرنشی آرماتور با تکیه بر رفتار صلب اتصال تایید می شود. در شکل ۱۰(ب) رفتار خمشی غالب شده تیر در جابجاییهای نسبی بالا به خوبی نشان داده شده است. با تکیه بر رفتار صلب اتصال تایید می شود. اتصال گوشه تحت بارگذاری دوجهته محدود (L1-Limited BL) نسبی بالا به خوبی نشان داده شده است. بر اساس داده های جدول ۳ ملاحظه می گردد، اتصال گوشه تحت بارگذاری دوجهته محدود داکتر نیروی قابل تمونه می نمونه می مونه می درده ای اساس داده های بست به نمونه می گردد، اتصال گوشه تحت بارگذاری دوجهته محدود (L1-Limited BL) نیسبی بالا به خوبی نشان داده شده است. بر خومهای جدول ۳ ملاحظه می گردد، اتصال گوشه تحت بارگذاری دوجهته محدود حداکتر نیروی قابل تحمل نمونه گردیده است. یکجهته (L1-L1)، به علت تاثیر بارگذاری جهت متعامد، منجر به کاهش ۹ درصدی حداکتر نیروی قابل تحمل نمونه گردیه ای باله در درمار گردی دو می محداکتر نیروی



نشریه مهندسی عمران فردوسی

¹ Exterior



دانه) C1-Full BL (ج در الله) C1-Limited BL (ج) ج) C1-UL الف) در ماد ترکها و پیشرفت خرابی نمونههای C1 در جابجایی نسبی ٪ ۱٫۷۵، ٪ ۲٫۵۵ و در انتهای تست

در صورت بارگذاری کامل تیر عرضی، به علت ماهیت بارگذاری یکجهته آن و وجود تنگ کافی در ناحیه اتصال همانطور که درباره نمونه -C1 UL پرداخته شد، آسیب در ناحیه اتصال غالب میشود و صفحه کرنش گسیختگی متناظر با جهت متعامد به طور بحرانی تشکیل میگردد. اکنون با شروع بارگذاری جهت اصلی حادترین تاثیر بارگذاری تیر عرضی آغاز میشود. کاهش شدید سختی اولیه، ظرفیت نیرویی و لاغرشدگی شدید از موارد قابل شناسایی در چرخههای نیرو-جابجایی میباشد. در اینحالت با وجود استحکامبرشی در ناحیه اتصال، گسترش خرابی از ناحیه اتصال آغاز و پایان مییابد و جاریشدگی در آرماتورهای طولی تیر به هیچ عنوان تحقق نمییابد. به عبارتی حد بحرانی از تاثیر بارگذاری تیر عرضی در دسترس قرار گرفت. اتصال گوشه تحت بارگذاری دوجهته شدید (C1-Full BL) نسبت به نمونه مشابه، تحت بارگذاری یکجهته (LU-C1)، به ۲۴درصد کاهش ظرفیت حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه و ۵۵درصد کاهش سختی اولیه منتج شدهاست.



شکل ۱۱ : مقایسه پوش حاصل از پاسخ چرخهای نیرو-جابجایی تمام نمونهها

بر اساس دادههای جدول ۳ تاثیر بارگذاری محدود تیر عرضی در زمان ارزیابی نمونه C1-Limited BL در جهت اصلی نسبت به حالت بدون بارگذاری تیر عرضی منجر به افزایش ٪۳۵ شکلپذیری گردید. درحالی که بارگذاری دوجهته شدید نسبت به حالت بارگذاری یکجهته، ٪۳۰ با کاهش شکلپذیری همراه بودهاست. تغییر معکوس شکلپذیری در حالتهای مختلف بارگذاری تایید کننده تغییر رفتار و مکانیزم شکست در نمونههای لرزهای گوشه تحت حالت بارگذاری دوجهته محدود شده نسبت به بارگذاری یکجهته می باشد.

۲-۴- رفتار هیسترزیس و مود شکست نمونههای C2

در شکل ۱۲ پاسخ چرخهای نتایج آزمایشگاهی نمونههای مستعد آسیب لرزهای C2 مشاهده می گردد. همچنین شکل ۱۳ الگوی ترکخوردگی نمونههای آسیب پذیر C2 قابل ملاحظه می باشد. نمونه C2 تحت بار گذاری یکجهته (C2-UL) تا جابجایی نسبی ٪ ۲٫۷۵ درصد مشابه نمونه لرزهای (C1-UL) عمل کرده است. به عبارتی حضور تیر عرضی با ایجاد محصورکنندگی و تعاملات دوجهته، از تاثیرگذاری استحکام برشی ناشی از تنگ ستون در ناحیه اتصال تا جابجایی نسبی ٪۲٫۷۵ کاسته است. اما بعد از جابجایی نسبی ٪ ۲٫۷۵ ضف استحکام برشی ناشی از تنگ سریع ترکهای قطری ناحیه اتصال می شود. براین اساس شدت افت نیرو و ماهیت ترد آسیب در پاسخها مشهود است.

در زمان بارگذاری در جهت اصلی نمونه C2-Limited BL، به علت سابقه بارگذاری در جهت متعامد، مشابه آنچه در نمونه BL رخ داد، ترکخوردگی تیر عرضی منجر به کاهش تاثیر مثبت تیر عرضی در ظرفیت برشی اتصال شدهاست. لذا سطح نیروی قابل تحمل نمونه تحت بارگذاری دوجهته محدود از نمونه مشابه تحت بارگذاری یکجهته ۱۰درصد، کمتر است. با توجه به شکل ۱۳(ب) مشاهده می گردد که به دلیل عدم رعایت جزئیات لرزهای در ناحیه اتصال و تجربه تشکیل صفحه کرنش گسیختگی در هر دو جهت ناحیه اتصال (تحت بارگذاری دوجهته)، رفتار اتصال به در از حالت الاستیک و یکپارچگی خارج شدهاست که میلگردهای طولی تیر مدفون در ناحیه اتصال دچار لغزش شدهاست و تغییر شکل غیر خمشی تیر در جابجایی نسبی ٪۸ به طور واضح نمایان شدهاست.





د C2-Full BL (ج بج) C2-Limited BL (به در النهای C2-UL الف) در ما و پیشرفت خرابی نمونههای C2 در جابجایی نسبی ٪ ۱٫۷۵، ٪ ۲٫۵۵ و در انتهای تست

با توجه به شکل ۱۲(ج) و شکل ۱۱ بارگذاری دوجهته تحت شدیدترین حالت C2-Full BL، موجب کاهش ۳۰درصد حداکثر نیروی قابل تحمل و ۵۶درصد سختی اولیه نمونه نسبت به نمونه مشابه تحت بارگذاری یکجهته شدهاست. عملکرد نامطلوب شکست ترد ناحیه اتصال درحالیکه ترکهای بسیار جزئی در تیرهای اصلی و عرضی تجربه شدهاست، در هر دو جهت ارزیابی گزارش می شود.

بر اساس جدول ۳ شکل پذیری نمونه C2-Limited BL و نمونه C2-Full BL نسبت به نمونه C2-UL به ترتیب ٪۲ و ٪۲۰ کاهش یافت.

C3 رفتار هیسترزیس و مود شکست نمونههای

پاسخهای چرخهای نتایج آزمایشگاهی نمونههای مستعد آسیب لرزهای C3 در شکل ۱۴ مشاهده می گردد. در سمت مثبت نمودارها مربوط به زمانیاست که میلگردهای مثبت تیر تحت کشش قرار می گیرند. همانطور که مشخص هست رفتار اتصال در سمت کشش، به دلیل لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال، پاسخ نمونه با کاهش شدید ظرفیت نیرو و شکل پذیری مواجه شدهاست. همچنین پر واضح است که تیر عرضی تاثیری در غالب رفتار گسیختگی پیوستگی آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال نداشته است. لذا فرصتی برای افزایش ظرفیت برشی در سمت کشش به دلیل حضور تیر عرضی نخواهد بود. اما در سمت فشار نمونه C3-UL همانند نمونه C2-UL، میلگردهای تحت کشش تیر در اتصال قفل باقی ماند و جذب انرژی هیسترزیس در نمونه پدید آمد.



نشریه مهندسی عمران فردوسی



الف) C3-Full BL (ج) C3-Limited BL (ج) ج) C3-UL (الف) در جابجایی نسبی ٪ ۲٫۵۵، ٪ ۳٫۵ و در انتهای تست

ماهیت بارگذاری با نسبت ۱۰۰:۵۰ در نمونه آسیب پذیر C3 منجر به لغزش پیوند میلگردهای طولی هر دو تیر در زمان بارگذاری مربوط به خود شدهاست. لذا در زمان پیشرفت بارگذاری جهت اصلی، بر اثر ترکهای عمیق با زاویه کم، قسمتی از اتصال در نزدیکی هر دو تیر جدا گردید (شکل ۱۵(ب)). حداکثر پاسخ نیرو در نمونه C3-Limited BL نسبت به نمونه C3-UL، در سمت کشش و فشار به ترتیب ۲۰٪ و ۸٪ کاهش یافته است.

رفتار نمونه تحت بارگذاری دوجهته شدید C3-Full BL ، از همان جابجاییهای نسبی اولیه به صورت مومسان عمل میکند. کاهش سختی اولیه نسبت به حالت بارگذاری یکجهته در سمت کشش و فشار به ترتیب، ٪۸۴ و ٪۵۴ گزارش می شود. آسیبهای وارد شده به اتصال در بارگذاری جهت متعامد، نهتنهای موجب کاهش شدید ظرفیت برشی شده است بلکه از نیروی پیوستگی بین میلگردهای مثبت تیر و بتن در ناحیه اتصال کاسته شده است. بارگذاری دوجهته شدید در نمونه آسیبپذیر C3 نسبت به قرارگیری در شرایط بارگذاری یکجهته توانست تا ۴۳ درصد کاهش ظرفیت نیرو را تجربه کند.

۴-۴- ظرفیت اتلاف انرژی

ظرفیت انرژی تلفشده به حداکثر انرژی جذب شده ناشی از فروریزش تدریجی یا سریع، توسط یک سازه اشاره دارد. مساحت موجود در هر چرخه کامل هیسترزیس نشان دهنده اتلاف انرژی در طول روند بارگذاری میباشد. در شکل ۱۶ و شکل ۱۷ به ترتیب انرژی تلف شده تجمعی و انرژی تلف شده در هر چرخه را تا جابجایی نسبی ٪۶ برای تمامی نمونهها نشان میدهد.

بیشترین اتلاف انرژی مربوط به نمونه C1-Limited BL میباشد به طوری که مقدار انرژی تجمعی و انرژی تلف شده در چرخه ٪۴٫۵ به ترتیب ۱۹۰۰۰ و ۲۵۵۰ کیلو نیوتن میلی متر میرسد. مقادیر بدست آمده گویای افزایش ۴۵ درصدی ظرفیت اتلاف انرژی نمونه C1-Limited BL نسبت به نمونه C1-UL میباشد. افزایش به علت تحقق مکانیزم مفصل پلاستیک در تیر می باشد. لذا تغییر مکانیزم خمشی در تیر به مکانیزم ترکیبی خمشی تیر- برشی اتصال با غالب شدن شکست ترد برشی به واسطه بارگذاری دوجهته محدود شده نمایان است.

ظرفیت اتلاف انرژی نمونه C2-Limited BL نسبت به نمونه C2-UL تا جابجایی نسبی ٪۴٫۵ به دلیل تاثیر آسیب تیر عرضی در ماهیت دوجهته بودن کاهش یافته است. اما ظرفیت اتلاف انرژی بعد از جابجایی نسبی ٪۴٫۵ با افزایش همراه بوده است؛ بدین علت میباشد که نمونه -C2 UL همانطور که قبلتر پرداخته شد به دلیل تمرکز آسیب در ناحیه اتصال بعد از تحمل نیروی افزایش یافته به علت حضور تیر عرضی آسیب ندیده، با زوال ظرفیت شدیدتری نسبت به C2-Limited BL همراه بوده است.



بارگذاری دوجهته محدود در نمونه C3 تاثیر مسلمی در ظرفیت اتلاف انرژی به دلیل شکست زودهنگام لغزش پیوند آرماتور طولی در ناحیه اتصال گذاشته است. در زمان ارزیابی نمونه C3-Limited BL لغزش آرماتور طولی مثبت تیر عرضی منجر به کاهش نیروی پیوند در انتهای آرماتورهای طولی مثبت تیر اصلی شدهاست. لذا تاثیر سابقه آسیب در نمونه C3-Limited BL نسبت به C3-UL منجر به کاهش خرصدی ظرفیت اتلاف انرژی می شود. بارگذاری دوجهته شدید نسبت به بارگذاری یک جهته در نمونههای لرزهای (C1)، غیر لرزهای معمولی (C2)، غیر لرزهای حاد(C3) به ترتیب ٪۳۳، ٪۵۳ و ٪۳۳ با کاهش ظرفیت اتلاف انرژی همراه بودهاست.



شکل ۱۷ : انرژی تلفشده در هر چرخه

برای کنترل پذیرش نتایج آزمایشگاهی نمونهها از کد ACI 374.1 [۲۱] استفاده شدهاست. بر طبق شکل ۱۸ نسبت اتلاف انرژی واقعی به ایده آل،β، در طول پاسخ چرخه سوم جابجایی نسبی ٪۳٫۵ میبایست مقدار بدست آمده بزرگتر مساوی ٪۱۲٫۵ باشد. همانطور که در شکل ۱۹ پیداست، تمامی نمونهها در جابجایی نسبی ٪۳٫۵ از مقدار مجاز بزرگتر میباشد و قابل قبول چرخههای بدست آمده تایید میگردد.



نمونههای تحت بارگذاری دو جهته شدید بعد از جابجایی نسبی ٪۷۵، و پرش کاهنده داشت و از عملکرد ایده آل فاصله گرفتهاست. بر طبق نتایج بارگذاری دوجهته محدود نسبت به بارگذاری یکجهته (در جابجایی نسبی ٪۳٫۵) توانسته نمونه لرزهای C1 و نمونه غیرلرزهای C2 را به ترتیب ٪۵۰ و ٪۹ به ایده آل سیستم جاذب انرژی نزدیک کرده باشد. اما برای نمونه غیرلرزهای C3 تاثیر مخرب ٪۸ داشته است.



۴-۵- شاخص خسارت

شاخص خسارت پارک و انگ [۲۲] یکی از با ارزش ترین معیارها برای معنا و مفهوم دادن به رفتارهای غیر خطی نمونه تحت آزمایش میباشد. کمیسازی صورت گرفته توسط رابطه (۱) برای تمامی نمونهها در شکل ۲۰ به نمایش در آمدهاست. رابطه (۱)، ترکیب خطی آسیب ناشی از تقاضای شکلپذیری بیش از ظرفیت و آسیب ناشی از چرخههای تکرار شوند بارگذاری میباشد.

$$Damage = \frac{\delta_{max}}{\delta_{ult}} + 0.25 \frac{E_H}{F_y \cdot \delta_{ult}} \tag{(1)}$$

که در اینجا: δ_{max} ، حداکثر جابجایی اتفاق افتاده میباشد. δ_{ult} ، ظرفیت جابجایی نمونه در بارگذاری یکنواخت استاتیکی، F_y ، نیروی جاریشدن نمونه بر اساس پاسخ بدستآمده از نمونه مورد بررسی؛ E_H ، انرژی هیسترزیس به صورت تجمعی تا لحظه مورد بررسی، در نظر گرفته میشود. با توجه به شکل ۲۰ نمونههای لرزهای C1 تحت بارگذاری یکجهته و دو جهته از جابجایی نسبی ٪۱٫۷۵ وارد محدوده غیر قابل تعمیر شدهاند و بعد از جابجایی نسبی ٪۵٫۳ وارد محدوده خرابی گسترده (شاخص خسارت بیشتر از یک) شدهاست. درحالی که برای نمونه غیرلرزهای C2 ورود به محدوده غیر قابل تعمیر و محدوده خرابی گسترده به ترتیب به جابجایی نسبی ٪۱٫۴ و ٪۲٫۷۵ کاهش یافتهاست. در مالی که برای نمونه غیرلرزهای C3 در جابجایی نسبی ٪۵٫۰ آسیب عمده به نمونه وارد شدهاست و بعد از جابجایی نسبی ٪۱٫۴



مختلف لرزهای و غیرلرزهای در اثر بارگذاری دوجهته شدید، حداقل ٪۲۰ از مقدار جابجایی نسبی مورد نظر برای ورود به محدودههای خرابیهای غیرقابل تعمیر و خرابی های شدید کاسته شدهاست.

در شکل ۲۱ بر اساس دادههای جابجاییسنجهای قرار گرفته در روی ناحیه اتصال، مقدار دوران ناحیه اتصال به صورت پوش در جابجاییهای نسبی مختلف رسم شدهاست. مشاهده می گردد که لحظه شروع تغییرشکل یا به عبارتی لحظه ترکخوردگی در نمونه لرزهای C1-UL از جابجایی نسبی ۰٫۷۵٪ گزارش میشود و این مقدار در نمونه C2-UL به ۰٫۵٪ و همچنین در نمونه C1-UL به کوچکتر از ۰٫۵٪ کاهش یافتهاست.



۴-۶- زوال سختی

روند تبدیل سختی از محدوده الاستیک اولیه به حالت مومسان در شکل ۲۲ برای تمامی اتصالات گوشه مشاهده می گردد. عدم تقارن در سمت مثبت و منفی جابجایی، به دلیل اختلاف در ظرفیت نیروی نمونهها خصوصا اتصالات C3، کاملا مشخص می باشد. کاهش سختی به واسطه نوع بارگذاری یکجهته و دوجهته به صورت تفکیک شده در نمونههای C1، C2 و C3 در شکل ۲۳ ترسیم گردید. روند تغییرات سختی در نمونههای تحت بارگذاری دوجهته محدود در مقایسه با نمونهها تحت بارگذاری یکجهته، تفاوت قابل توجهی نگذاشته است. درحالی که همانطور که قبلتر کمی سازی شد، بارگذاری دو جهته شدید تاثیر مخرب شدیدی در پارامتر سختی داشته است.



شکل ۲۲ : مقایسه سختی نمونهها در جابجاییهای نسبی مختلف

در صورت مقایسه سختی در چرخههای تکرار برای نمونه C1 شکل ۲۴ در دسترس قرار میگیرد. از مقایسه سه نمونه C1 تحت شرایط بارگذاری مختلف، ملاحظه می گردد که زوال درون سیکلی در نمونه C1-Limited BL به حداقل رسیدهاست. بنابراین تحقق مکانیزم مطلوب جذب انرژی در این نمونه، مجدد تایید می شود.



شكل ۲۴ : زوال سختى درون سيكلى نمونههاى؛ الف) C1-UL، ب) C1-Limited BL و ج) C1-Full BL

در صورت در نظر گرفتن مقدار سختی براساس پیک دامنههای مثبت و منفی یک چرخه کامل، مقدار سختی موثر هر چرخه (چرخه اول) مطابق شکل ۲۵ بدست می آید. همانطور که مشخص هست سختی موثر نمونههای C1 و C2 تحت بارگذاری یکجهته و دوجهته محدود در یک سطح نزدیک به هم به صورت برتر از بقیه قرار دارد. چنانچه جابجایی نسبی ٪۱٫۲۵ ملاک قرار بگیرد؛ ملاحظه می گردد که بارگذاری دوجهته شدید در تمامی نمونهها نسبت به دیگر حالات بارگذاری، موجب کاهش ٪۴۰ سختی موثر در چرخه شدهاست.



شکل ۲۵ : مقایسه سختی موثر چرخهای نمونهها

در صورتی که مقدار سختی موثر هر نمونه نسبت به چرخه در دامنه قبلی سنجیده شود و در یک محیط نرمالایز شده نسبت به هم قرار بگیرد، شکل ۲۶ در دسترس قرار می گیرد. هر چه تغییرات به یک نزدیک باشد نشان دهنده کمتر بودن شدت نرخ زوال سختی می باشد. چنانچه تغییرات زوال سختی بعد از جابجایی نسبی ۱/ مد نظر قرار بگیرد؛ نرخ زوال سختی در تمام نمونهها تحت بارگذاری یک جهته و دو جهته محدود با شیب یکسانی همراه بوده است. در نمونههای تحت بارگذاری دوجهته شدید، زوال سختی با شدت کمتری همراه بوده است. بدان علت که پیک سختی قابل دستیابی نمونه به علت آسیب در جهت متعامد، شدیدا کاهش یافته است.



۴-۷- زوال مقاومت

نسبت حداکثر پاسخ نیرو در چرخه دوم نسبت به چرخه اول و همچنین چرخه سوم نسبت به چرخه اول، بیانگر زوال درون سیکلی مقاومت میباشد. زوالهای مقاومت درون سیکلی نمونههای C1 و C3 به ترتیب در شکل ۲۷ و شکل ۲۸ به نمایش در آمدهاست.

زوال مقاومت درون سیکلی در نمونههای لرزهای C1-UL و C1-Full BL نزدیک به هم بودهاست. فاصله زیاد مقادیر بدستآمده از مقدار یک، برای هر دو نمونه، به مکانیزم آسیب از منشا بازشدگی ترکها تازه ظهور کرده اشاده دارد. درحالی که زوال مقاومت در نمونه C1-Limited BL به مقادیر کمتر از ۰٫۹ محدود باقی ماند و برای مثال در جابجایی نسبی ۲٫۵٪، نسبت زوال مقاومت درون سیکلی، ۲۰۵ بهتر از دو نمونه اخیر(-C1 UL و C1-Full BL) گردید. همانطور که قبل تر توضیح داده شد، علت در آن است که در نمونه L1-Limited BL اثرات ناشی از حضور تیر عرضی به دلیل ترک خوردگی در لبه اتصال تیر عرضی به ستون، به طور قابل توجهی کاهش یافته است. به همین علت غالب شدن مکانیزم خمشی مفصل پلاستیک در تیر با توجه به پارامترها و موارد مختلف بررسی شده به چشم می خورد.





زوال مقاومت دورن سیکلی در سمت فشار نمونههای C3 یکسان عمل کردهاست. در نتیجه حالت بارگذاری تاثیر مستقیمی در زوال مقاومت درون سیکلی ندارد بلکه نوع شکست و گسترش آسیب نمونه عامل تاثیرگذار در زوال مقاومت درون سیکلی میباشد. -1.75 1.2 1.1 Push 1.1 n ratio, D_{j3} n ratio, D_{j2} 1 0.9 0.9 degradation r degradation r ----C3-UL ----C3-Limited BL ------C3-Full BL - C3-Limited trength o 0.6 Strength 0.5 0.5 0.4 0.4 0 15 -15 15 Displacement (mm) Displacement (mm) k load to the fire eak load to the first (الف) (ب)

شکل ۲۸ : زوال مقاومت نمونههای C3؛ الف) نسبت چرخه دوم به چرخه اول و ب) نسبت چرخه سوم به چرخه اول

۴-۸- کرنش در آرماتورهای تیر

اطلاعات بدست آمده از کرنش سنجهای نصب شده بر روی آرماتورهای طولی تیر در نزدیکی ناحیه اتصال در شکل ۲۹ در نظر گرفته شده است. مقادیر کرنش در سمت کشش نمونه نسبته به سمت فشار نمونه به علت نسبت ۲ به ۴ در تعداد آرماتور تحت کشش، بالاتر بوده است. در تمام نمونه ها به جز آرماتورهای لغزیده در نمونه C3 و نمونه های قرار گرفته تحت بارگذاری دوجهته شدید، در جابجایی نسبی ۲۰٫۲ به مقدار تسلیم کرنشی رسیده است. در کل به علت عدم انطباق دقیق موقعیت کرنش سنج نسبت به محل حداکثر کشیدگی تارهای آرماتور و بکارگیری کرنش سنجهای خطی، از تفسیر بیشتر نتایج پرهیز می شود.

ID	Peak Lo	pad (kN)	Displace yield poi	ement at int (mm)	Displacem drop of peal	ent at 20% k load (mm)	Ductilit	y factor	Lowest ductility
CLU	1 ull (+)	1 USII (-)	20	20.0	75	77 5	2 Q	2 7	2 7
CI-UL	41.5	49.4	20	20.9	15	11.5	5.0	5.7	5.7
C1-Limited BL	36	46.8	17.5	20	100	100	5.7	5	5
C1-Full BL	26.6	42.8	30	38.4	87.5	100	2.9	2.6	2.6
C2-UL	39.9	48.7	17.5	20	50	75	2.9	3.75	2.9
C2-Limited BL	35.2	44.5	18.4	18.4	50	75	2.7	4	2.7
C2-Full BL	23.4	40.1	21.6	40	62.5	93.8	2.9	2.3	2.3
C3-UL	18.8	46	8	19.6	20	75	2.5	3.8	2.5
C3-Limited BL	16.8	43.9	8	18.5	20	100	2.5	5.4	2.5
C3-Full BL	6	39	5	35	12.5	100	2.5	2.9	2.5

کشش (مثبت) و فشار (منفی	ا شکل پذیری در جهت آ	حداکثر آزمایش و	جدول ۳ : نیروی
-------------------------	----------------------	-----------------	----------------



شکل ۲۹ : کرنش آرماتورهای طولی تیر در لبه ستون؛ الف)C1-UL، ب)C2-UL و ج)C3-UL

۵- نتیجهگیری

در پژوهش حاضر اتصالات تیر ستون گوشه بتنآرمه دارای جزئیات لرزهای و غیر لرزهای متداول تحت بارگذاری یکجهته و دوجهته به صورت آزمایشگاهی ارزیابی گردید. براساس دستهبندی نمونهها برپایه جزئیات لرزهای، نتایج بدستآمده گزاره می گردد: ■ اتصالات گوشه دارای جزئیات لرزهای:

۱ - اتصال گوشه دارای جزئیات لرزهای تحت بارگذاری یکجهته، C1-UL به علت محصور کنندگی تیر عرضی (بدون سابقه آسیب دیدگی)، تعاملات نیرویی صورت گرفته بین دو تیر متعامد در ناحیه اتصال و سخت شدگی کرنشی فولاد، در پاسخ نیروی حداکثر قابل تحمل (جابجایی نسبی متناظر ۲٫۲٪) منجر به افزایش ۱۲ درصدی پاسخ ظرفیت نیروی اتصال نسبت به ظرفیت خمشی پیش بینی شده تیر گردید. علاوه براین بعد از جابجایی نسبی ۴٫۵٪ به علت غالب شدن شکست برشی ناحیه اتصال بر تحقق کامل مکانیزم گسیختگی خمشی در تیر، پاسخ نیرو با افت مواجه شد. در مجموع طبق استاندارد ACI 374.1 سطح انتظارات برای پذیرش نمونه پاس گردید.

۲- اتصال گوشه لرزهای تحت بارگذاری دوجهته محدود (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۵۰)، C1-Limited BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ۹٪ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ۳۵٪ افزایش شکلپذیری و ۴۵٪ افزایش ظرفیت اتلاف انرژی همراه بودهاست. در پاسخ هیسترزیس نمونه هیچگونه افت نیرو مشاهده نشد و بالاترین ظرفیت اتلاف انرژی بدستآمده از تمام نمونهها، متعلق به نمونه C1-Limited El عیباشد. بنابراین نوع شکست خمشی در تیر به طور کامل تحقق یافت. در نمونه حاضر، بارگذاری دوجهته محدود شده توانست نسبت به حالت بارگذاری یکجهته، مکانیزم شکست را از مکانیزم ترکیبی خمشی تیر-برشی اتصال با غالب شدن شکست ترد برشی به مکانیزم مطلوب خمشی در

تیر تغییر دهد. همچنین ٪۵۰ عملکرد بهتری در زوال مقاومت درون سیکلی نسبت به C1-UL و C1-Full BL بر اساس جابجایی نسبی ٪۳٫۵ داشتهاست.

۳- اتصال گوشه لرزهای تحت بارگذاری دوجهته شدید (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۱۰۰)، C1-Full BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ۲۴٪ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ۵۵٪ کاهش سختی اولیه، ۴۰٪ کاهش سختی موثر در جابجایی نسبی ٪۱٫۷۵ ، ٪۳۰ کاهش شکل پذیری و ٪۳۳ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی در پی داشت.

■ اتصالاتگوشهمستعدآسیب از منشاءحذف تنگستون در ناحیهاتصال

۱- در اتصال گوشه آسیبپذیر لرزهای معمولی (C2) تحت بارگذاری یکجهته، C2-UL تا زمان رسیدن به حداکثر نیرو، رفتار نمونه شبیه به نمونه C1-UL می باشد. ضعف استحکام برشی در ناحیه اتصال (به همراه حضور تیر عرضی)، باعث شدت افت نیرو در ادامه بارگذاری شدهاست. ظرفیت اتلاف انرژی نمونه و انرژی تلف شده در چرخه با جابجایی نسبی ٪۶ نسبت به نمونه C1-UL به ترتیب، ٪۱۱ و ٪۳۶ کاهش یافت.

۲- اتصال گوشه آسیب پذیر لرزهای معمولی تحت بارگذاری دوجهته محدود (با نسبت بارگذاری ۵۰:۱۰۰)، C2-Limited BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ٪۱۰ کاهش پاسخ حداکثر نیرویقابل تحمل و ٪۷ کاهش شکل پذیری همراه گردید. در پاسخ هیسترزیس نمونه، به دلیل عدم رعایت جزئیات لرزهای و تمرکز آسیب در ناحیه اتصال تحت تاثیر بارگذاری دوجهته، رفتار اتصال به حدی از حالت الاستیک و یکپارچگی خارج شدهاست که میلگردهای طولی تیر مدفون در ناحیه اتصال دچار لغزش شد. ولی، بعد از جابجایی نسبی ٪۴٫۵ نرخ افت نیرو و زوال ظرفیت نمونه نسبت به قرارگیری در وضعیت بارگذاری یک جهته کمتر بودهاست.

۳- اتصال گوشه آسیب پذیر لرزهای معمولی تحت بارگذاری دوجهته شدید (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۱۰۰)، C2-Full BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ، ٪۳۰ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ٪۵۶ کاهش سختی اولیه، ٪۴۰ کاهش سختی موثر در جابجایی نسبی ٪۱٫۷۵، ٪۲۰ کاهش شکل پذیری و ٪۳۵ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی در پی داشت.

■ اتصالات گوشه مستعد آسیب لرزهای حاد

۱- در اتصال گوشه آسیبپذیر لرزهای حاد (C3) تحت بارگذاری یکجهته، C3-UL به علت ضعف گیرداری آرماتورهای ردیف پایین تیر در ناحیه اتصال، منجر به کاهش ٪۵۴ ظرفیت نیرو در سمت کشش و کاهش ٪۳۲ ظرفیت شکلپذیری نسبت به نمونه C1-UL گردید. در نمونه حاضر، تیر عرضی تاثیری در غالب رفتار گسیختگیپیوستگی آرماتورهایطولی تیر در ناحیه اتصال نداشتهاست.

۲- اتصال گوشه آسیب پذیر لرزهای حاد تحت بارگذاری دوجهته محدود (با نسبت بارگذاری ۵۰، ۱۰۰)، C3-Limited BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ۹٪ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ۷٪ کاهش شکل پذیری، ۲۰۲ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی همراه گردید. با توجه به پاسخ هیترزیس نمونه، ملاحظه گردید که بارگذاری دوجهته، تاثیر مخربی در پیوستگی بین آرماتورهای کوتاهشده طولی تیر با بتن ناحیه اتصال گذاشتهاست. همچنین نتیجه گرفته شد که بارگذاری دوجهته، تاثیر مستقیمی در زوال درون سیکلی مقاومت نداشتهاست بلکه نوع شکست و گسترش آسیب نمونه عامل تاثیرگذار در زوال مقاومت درون سیکلی می اشد.

۳- اتصال گوشه آسیب پذیر لرزهای حاد تحت بارگذاری دوجهته شدید (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۱۰۰)، C3-Full BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ٪۴۳ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ٪۵۲ کاهش سختی اولیه، ٪۴۰ کاهش سختی موثر در جابجایی نسبی ۱٫۷۵٪، ۲۰٪ کاهش شکل پذیری و ٪۳۷ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی در پی داشت.

براساس شاخص خسارت، به طور متوسط برای هر سه نمونه C1، C2 و C3 در اثر بارگذاری دوجهته شدید، حداقل ۲۰٪ از مقدار جابجایی نسبی مورد نظر برای ورود به محدودههای خرابیهای غیرقابل تعمیر و خرابیهای شدید، کاسته شدهاست.

۶- مراجع:

[1] D. Guan, C. Jiang, Z. Guo and H. Ge, "Development and seismic behavior of precast concrete beam-to-column connections", *Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 2, pp. 234-256, 2018. https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1217807

[2] S. A. Nezami and J. Shafaei, "Analytical modeling of rehabilitated beam-column connections with non-seismic details using joint enlargement and post-tensioned", *Civil and Environmental Engineering*, vol. 54, no. 117, pp. 37-53, 2025. https://doi.org/10.22034/CEEJ.2024.58965.2298

[3] S. A. Nezami and J. Shafaei, "Non-linear strut and tie modelling approach of retrofitted reinforced concrete beam

column joint by prestress joint enlargement", *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 37, no. 3, pp. 13-40, 2024. https://doi.org/10.22067/jfcei.2024.85341.1271

[4] N. D. Hadi, N. H. A. Hamid, I. F. Azmi, R. Hassan, Y. Sutopo, B. Chao and N. A. Zainuddin, "Comparison of seismic response corner beam-column joint with and without fuse bars under in-plane lateral cyclic loading", *Solids and Structures*, vol. 19, no. 1, 2022. <u>https://doi.org/10.1590/1679-78256581</u>

[5] J. Shafaei and S. A. Nezami, "Effect of different size of joint enlargement on seismic behavior of gravity load designed RC beam- column connections", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 28, no. 14, pp. 1653-1680, 2019. <u>https://doi.org/10.1002/tal.1653</u>

[6] V. Mahadik and A. Sharma, "Bidirectional loading history for seismic testing of 3D frame joints", *CivilEng*, vol. 2, no. 2, pp. 349-369, 2021. <u>https://doi.org/10.3390/civileng2020019</u>

[7] K. Kitayama and H. Katae, "Earthquake resistance of reinforced concrete corner beam-column joints with different column axial loads under bi-directional lateral loading", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 50, no. 4, pp. 527-536, 2017. <u>https://doi.org/10.5459/bnzsee.50.4.527-536</u>

[8] S. Park and K. M. Mosalam, "Experimental investigation of nonductile RC corner beam-column joints with floor slabs", *Structural Engineering*, vo. 139, no. 1, pp. 1-14, 2013. <u>https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000591</u>

[9] I. Topcu, "Experimental research on seismic retrofitting of R/C corner beam-column-slab joints upgraded with CFRP sheets", M.S. thesis, Bogaziçi University, İstanbul, Turkey, 2008.

[10] V. M. Sanchez, B. Lloyd, W. M. Hassan and J. P. Moehle, "Evaluation of non-ductile reinforced concrete building corner joint experiencing early column failure", presented at Pacific Earthquake Engineering Centre, University of California, Berkeley, 2009.

[11] D. Mostofinejad and M. Hajrasouliha, "3D beam-column corner joints retrofitted with X-shaped FRP sheets attached via the EBROG technique", *Engineering Structures*, vol. 183, no. 1, pp. 987-998, 2019. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.038

[12] M. Hajrasouliha and D. Mostofinejad, "Effect of lateral beam on the seismic behavior of corner RC beam-column joints under cyclic reversal loading", *Environmental and Civil Engineering*, vol. 25, no. 12, pp. 2146-2160, 2019. https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1618738

[13] S. Fayed, A. G. Asran and H. H. El-Esnawi, "An experimental and numerical study on behaviour of reinforced concrete corner beam-column joint", *Innovative Infrastructure Solutions*, vol. 8, no. 41, pp. 64-92, 2023. https://doi.org/10.1007/s41062-022-01000-w

[14] A. M. Basha and S. Fayed, "Behavior of RC eccentric corner beam-column joint under cyclic loading: An experimental work", *Civil Engineering*, vol. 5, no. 2, pp. 295-308, 2019. <u>http://dx.doi.org/10.28991/cej-2019-03091245</u>
[15] S. W. Han and C. S. Lee, "Cyclic behavior of RC OMF beam-corner column joints under unidirectional and bidirectional loadings", *Engineering Structures*, vol. 224, pp. 111-123, 2020. <u>https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111304</u>

[16] A. Marchisella and G. Muciaccia, "Bi-axially loaded RC beam-column joints and haunch retrofit", *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 6, pp. 3125-3167, 2024. <u>https://doi.org/10.1007/s10518-024-01881-5</u>

[17] R. Park and T. Paulay, Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons New York, 1991.

[18] W.M. Hassan and J. P. Moehle, "Experimental assessment of seismic vulnerability of corner beam-column joints in older concrete buildings", In Proc. 15th World Conf. Earthquake Eng, Lisbon, Portugal, 2012.

[19] M.S. Marefat, M. Khanmohammadi, M.K. Bahrani and A. Goli, "Experimental assessment of reinforced concrete columns with deficient seismic details under cyclic load", *Advances in Structural Engineering*, vol. 9, no. 3, pp. 337-347, 2006. <u>https://doi.org/10.1260/136943306777641959</u>

[20] ACI Committee 318-19, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2019.

[21] ACI-374.1-05, Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2005.

[22] Y.J. Park and A.H. Ang, "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, no. 4, pp. 722-739, 1985. <u>https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722)</u>