



بررسی اجزای محدود تقویت اتصالات T-شکل بتن آرمه به کمک بولت های خارجی

احسان توسلی، امید رضایی فر*، علی خیرالدین

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷/۰۹/۱۵

بازنگری: ۱۴۰۰/۰۱/۲۶

پذیرش: ۱۴۰۰/۰۲/۱۲

ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۲/۱۹

کلمات کلیدی:

اتصال تیر-ستون

ظرفیت برشی اتصال

بولت پرمقاومت

پس تنیدگی

روش اجزا محدود، بهسازی

خلاصه: عملکرد سازه‌های بتن آرمه در برابر بار زلزله یکی از مهم‌ترین عوامل در طراحی این گونه سازه‌ها می‌باشد. یکی از مسایل تعیین کننده عملکرد سازه‌های بتنی در مقابل بار زلزله، رفتار اتصال و شکل‌پذیری مناسب آن است. در حقیقت شرط رسیدن به شکل‌پذیری کافی در تیرها و ستون‌ها آن است که اتصال از مقاومت و شکل‌پذیری کافی در تحمل بارهای نهایی تیر و ستون برخوردار باشد. در بسیاری از سازه‌های بتن آرمه که در معرض زلزله‌های شدید قرار گرفته‌اند، شکست برشی اتصال مشاهده شده است. این امر ممکن است به دلیل این باشد که سازه‌های بتن مسلح در منطقه‌ی اتصال تیر-ستون خود از لحاظ تقویت‌های عرضی دچار ضعف باشند. در مقاله حاضر روش استفاده از بولت‌های پرمقاومت خارجی تحت اثر بارهای محوری و چرخه‌ای رفت و برگشتی در نرم افزار اجزای محدود ABAQUS مورد بررسی قرار گرفته است. متغیرهای مورد بررسی آرایش و میزان پس‌تنیدگی بولت‌ها می‌باشد. نتایج به دست آمده از به کارگیری بولت‌های خارجی جهت تقویت اتصالات تیر-ستون بتن آرمه نشان دهنده افزایش محصور شدگی و در نتیجه بهبود عملکرد در محل چشمه اتصال است. استفاده از روش پیشنهادی علاوه بر اینکه از گسیختگی برشی در محل چشمه اتصال جلوگیری می‌کند، افزایش ظرفیت برشی در حدود ۴۴ درصد را در نمونه‌های دارای پس‌تنیدگی ایجاد می‌کند و همچنین موجب افزایش جذب انرژی در حدود ۵۰ درصد در نمونه‌های تقویتی می‌شود.

۱- مقدمه و تاریخچه تحقیقات

آرمه و خسارت‌های وارد شده به سازه‌ها به دلیل شکست ناحیه‌ی اتصال در اثر زلزله‌های گذشته، ضعف فرض مذکور نمایان شد [۱۷-۲۴]. تنش‌های برشی و چسبندگی شدیدی در اتصالات تیر-ستون قاب‌های خمشی بتنی تحت اثر بارهای جانبی ایجاد می‌گردد که ضرورت وجود فولادهای عرضی را در این نواحی به منظور افزایش محصور کنندگی بتن ایجاد می‌کند [۲۵]. قاب‌های خمشی طراحی شده بر اساس آیین نامه‌های قبل از ۱۹۷۰ میلادی عموماً فاقد اتصالات شکل‌پذیر بوده و بنابراین شکست برشی اتصال در اثر زلزله کاملاً محتمل می‌باشد؛ در نتیجه شکل‌پذیری و استهلاک انرژی سازه کاهش یافته که این موضوع منجر به فروریزش کل سازه خواهد شد. نبود ضوابط مناسب طراحی هسته‌ی اتصالات تیر-ستون بتنی در آیین نامه‌های قدیمی از یک سو و عدم اجرای ضوابط صحیح موجود در آیین نامه‌های کنونی از سوی دیگر، سبب شده که همچنان این نواحی از عوامل اصلی تخریب قاب‌های بتنی در اثر وقوع زلزله باشند. فقدان آرماتور عرضی، عدم رعایت طول مهارتی آرماتور طولی مثبت تیر به دلیل مد نظر قرار نگرفتن اثر

عملکرد صحیح اتصالات در قاب‌های خمشی بتن آرمه برای حفظ پایداری این سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های شدید ضروری است. در چهار دهه گذشته تحقیقات متعددی جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون در سازه‌های بتن آرمه که مطابق با ضوابط کشورهای مختلف طراحی شده‌اند، صورت گرفته است [۸-۱]. تحقیقات آزمایشگاهی اخیر در مورد ارزیابی و عملکرد لرزه‌ای سازه‌های موجود بتن آرمه نشان می‌دهند که سازه‌های بتنی طراحی شده بر اساس نیروهای ثقلی دارای نواقص اساسی در عملکرد لرزه‌ای می‌باشند [۹-۱۶]. تا قبل از سال ۱۹۷۰ میلادی به دلیل عدم درک صحیح از رفتار اتصالات تیر-ستون بتنی، ضوابط خاصی در آیین نامه‌ها برای طراحی آن‌ها وجود نداشت. در آن زمان تصور بر آن بود که پس از ارزیابی تنش‌ها در اعضای مجاور اتصال، نیازی به کنترل تنش در هسته‌ی اتصال که عموماً مقطع بزرگ‌تری نسبت به تیر و ستون دارد، نمی‌باشد؛ ولی با انجام تحقیقات آزمایشگاهی متعدد بر اتصالات بتن

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: orezayfar@semnan.ac.ir



بارهای رفت و برگشتی و پدیده تیر قوی-ستون ضعیف از جمله ضعف‌های عمده‌ی اتصالات سازه‌های بتنی می‌باشد. همچنین وضعیت اتصالات کناری نسبت به اتصالات میانی به دلیل عدم محصور شدگی جانبی توسط تیرهای عرضی بحرانی‌تر بوده و توجه بیشتری طلب می‌نماید.

اولین مطالعات مکتوب عملکردی اتصال تیر به ستون بتنی توسط هانسن و کونر در آزمایشگاه انجمن سیمان پرتلند (PCA) انجام شد [۲۶]. نتیجه‌ی این تحقیقات منجر به تدوین اولین آیین نامه برای طراحی اتصالات بتن مسلح گردید. کمیته‌ی ACI-ASCE 352 اولین توصیه‌های طراحی را در سال ۱۹۷۹ انتشار داد [۲۷]. نخستین بررسی همه جانبه بر روی رفتار اتصال قاب‌های بتنی در برابر نیروهای زلزله توسط پارک و پاولی [۲۵] انجام گرفت و نشان داده شد که عدم وجود و یا ناکافی بودن آرما تور عرضی در ناحیه‌ی اتصال، تأثیر قابل ملاحظه‌ای در کاهش مقاومت برشی و نیز شکست برشی آن خواهد داشت. بر اساس نظریه پارک و پاولی [۲۸]، انتقال برش در هسته اتصال، در صورت وجود آرما تورهای برشی افقی و قائم در محل هسته، توسط یک ناحیه‌ی قطری فشاری و یک مکانیزم خریایی انجام می‌گیرد.

اخیراً مطالعاتی بر روی رفتار اتصالات تیر-ستون بتنی توسط لیو و پارک [۲۹ و ۳۰] انجام شده است. در این مطالعات، با وجود آن که میلگردهای تیر در داخل هسته‌ی اتصال خم شده بودند باز هم لغزش در طول مهاری آرما تورها مشاهده شد. در این وضعیت، انتقال نیروی کششی آرما تورها در ناحیه‌ی اتصال به جای آن که توسط یک مکانیزم خریایی انجام شود، از طریق ناحیه‌ی فشاری بتن صورت می‌گیرد، بنابراین می‌توان دریافت که اتصال خارجی تیر-ستون فقط هنگامی وظیفه‌ی خود را به طور کامل انجام می‌دهد که بتوان از انهدام ناگهانی آن ناشی از بازشدگی ناحیه‌ی خم آرما تورها جلوگیری کرد. این نتیجه‌گیری اهمیت وجود میلگردهای عرضی در ناحیه‌ی اتصال را به خوبی نشان می‌دهد. از سوی دیگر، اجرای میلگردهای عرضی در هسته اتصال علاوه بر مشکلات اجرایی موجب تراکم بالای فولاد در این ناحیه شده و بتن‌ریزی را با مشکل مواجه می‌کند. به این دلیل، تحقیقات زیادی توسط محققان به منظور افزایش کارایی اتصال با تغییر جزییات آرما توربتندی یا نوع بتن مصرفی صورت گرفته است.

موضوع اتصالات تیر به ستون در ساختمان‌های فولادی نیز بسیار با اهمیت می‌باشد، زیرا وجود ضعف در این گونه اتصالات نیز می‌تواند خسارات جبران ناپذیری را به بار آورد. اخیراً برخی از محققان استفاده از ترکیب فولاد

و بتن را با عنوان اتصالات CFT جهت افزایش کارایی اتصالات پیشنهاد کرده‌اند [۳۱-۳۷]. به منظور تقویت اتصالات بتن آرمه روش‌های مختلفی از قبیل استفاده از ژاکت بتنی، ژاکت فولادی، انواع مختلف دستک‌ها، استفاده از مصالح FRP^۲ و روش‌های مختلف دیگری رایج می‌باشد [۳۸-۴۸]. استفاده از ژاکت‌های فولادی و بتنی مزایایی از جمله افزایش مقاومت، سختی و اتلاف انرژی را دارند. با این حال، استفاده از این روش‌ها باعث افزایش ابعاد مقاطع و در نتیجه افزایش وزن سازه می‌شود. همچنین با افزایش سختی در این روش‌ها، نیروهای وارده به سازه در زمان وقوع زلزله افزایش می‌یابند. استفاده از مصالح FRP به دلیل سبک بودن و همچنین افزایش مقاومت، سختی، اتلاف انرژی و شکل‌پذیری در مقاطع بتنی، کاربرد بسیاری دارد [۴۹-۵۳]. همچنین استفاده از این مصالح مفصل پلاستیک موجود در تیر را از ستون دور می‌کند [۵۴-۶۷]. علاوه بر مزایای بیان شده در مورد FRP، این مصالح دارای اشکالاتی نیز می‌باشند که از مهم‌ترین آن‌ها می‌توان چسبندگی به بتن، جدا شدگی از بتن و حساسیت در برابر آتش‌سوزی را بیان کرد.

لو و همکارانش [۶۸] با هدف افزایش کارایی اتصال در برابر زلزله آرما تورگذاری با شکل X در ناحیه اتصال را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها نشان دادند که وجود آرما تورهای متقاطع باعث ایجاد مکانیزم جدیدی در انتقال نیروی برشی شده و می‌تواند مقاومت برشی و قابلیت جذب انرژی نمونه‌ها را افزایش دهد.

جینگ و همکاران به منظور افزایش ظرفیت برشی اتصال از میلگردهای تقویتی صاف و مورب در محل چشمه اتصال در جهت امتداد تیر و ستون استفاده کردند [۶۹]. شفایی و همکاران تعدادی نمونه‌ی اتصال بتن آرمه که در محل چشمه اتصال فاقد آرما تور عرضی بودند را با استفاده از ورق‌های فولادی گوشه تقویت نموده و آن را تحت بار چرخه‌ای قرار دادند [۷۰]. یارداکول و همکاران تعدادی نمونه‌ی اتصال دارای ضعف برشی در هسته‌ی اتصال را با استفاده از میلگردهای مورب خارجی تقویت نموده و آن را تحت بار چرخه‌ای قرار دادند. پس از نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها، آن‌ها مشاهده کردند که در نمونه‌ی تقویت شده بدون پیش‌تنیدگی شکل‌پذیری کاهش یافت ولی در نمونه‌های پیش‌تنیده، شاهد افزایش شکل‌پذیری بودند [۷۱]. رحمان و همکاران روشی را جهت تقویت برشی اتصالات بتن آرمه کناری پیشنهاد دادند. در این روش، اتصالات بتن آرمه‌ای که از نظر برش دارای ضعف بودند توسط کاشت میلگردهای افقی در محل چشمه اتصال

تقویت شدند [۷۲].

است، امکان وارد کردن نقاط مختلف منحنی تنش-کرنش بتن در کشش و فشار، وجود دارد [۷۴].

پارامترهای رفتاری آسیب خمیری بتن (CDP) شامل چهار بخش روابط بین تنش و کرنش، معیار تسلیم، مکانیزم خرابی هنگام بارگذاری چرخه‌ای و ویسکوپلاستیسیته بتن می‌باشد. روابط بین تنش و کرنش برای تنش موثر بر اساس رابطه ۱ بیان می‌شود:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \xi_t^{pl}) \quad (1)$$

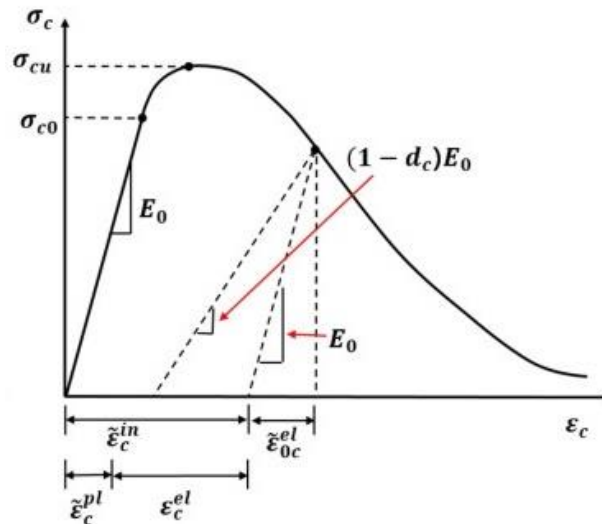
که E_0 مدول الاستیسیته اولیه مصالح می‌باشد [۷۵]. ترک‌های کششی در جهت عمود بر جهت بارگذاری ایجاد می‌گردند و در نتیجه تنش موثر به دلیل کاهش سطح مقطع ناشی از گسترش ترک‌ها افزایش می‌یابد. این اثر در رابطه با نیروی فشاری کمتر به دیده می‌شود، زیرا که ترک‌ها در جهت موازی با بار به وجود می‌آیند. در هر حال با افزایش بار فشاری و در نتیجه خرد شدگی بتن، باربری مقطع به طرز قابل توجهی کاهش می‌یابد. مدول الاستیسیته بتن بر اساس آیین‌نامه ACI 318، برای بتن معمولی به صورت $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ بیان می‌شود که البته به مدول الاستیسیته مواد تشکیل دهنده و از همه بیشتر به سنگدانه‌ها حساس می‌باشد و ممکن است نسبت مقدار تعیین شده فوق متفاوت باشد. دامنه تغییرات مقادیر واقعی مدول الاستیسیته بتن بین ۰/۸ تا ۱/۲ تعیین شده به وسیله رابطه فوق می‌باشد [۷۵]. ضریب پواسون بتن مقداری بین ۰/۱ تا ۰/۳ می‌باشد و بر اساس مطالعات صورت گرفته توسط بنگاش، ضریب پواسون بتن معمولی حدود ۰/۲ می‌باشد [۷۶]. در منحنی تنش-کرنش بتن تحت فشار تک محوره در شکل ۱-الف مشاهده می‌شود که تغییر شکل بتن تحت تنش فشاری تک محوره به صورت غیرخطی است و پس از رسیدن به مقاومت فشاری حداکثر f'_c ، بتن می‌تواند بدون آن که گسیخته شود، تغییر شکل‌های بیشتری را تحت بارهای کمتر تحمل کند. این وضعیت موجب رفتار نرم‌تر بتن در محدوده بارهای حداکثر و نزدیک به شرایط شکست نهایی می‌شود. کرنش نظیر تنش حداکثر f'_c که با ε_0 نمایش داده می‌شود، برای بتن‌های با مقاومت معمولی حدود ۰/۰۰۲ می‌باشد. کرنش نهایی نظیر شکست فشاری بتن که با ε_{cu} نمایش داده می‌شود، برای انواع بتن مقداری بیش از ۰/۰۰۳ خواهد بود. لازم به ذکر است که با افزایش مقاومت فشاری بتن، کرنش نهایی شکست کاهش می‌یابد و یا به عبارت دیگر، رفتار بتن تحت فشار، ترد می‌شود [۷۵]. روابط بین تنش و کرنش برای بتن معمولی بدون محصور

نظر به برخی از عوامل ناشی از وجود ضعف اولیه در طراحی و اجرا، تغییر کاربری برخی سازه‌ها و افزایش بارهای وارده و همچنین کاهش سطح عملکرد سازه‌های بتن مسلح به علت گذشت زمان و زوال بتن، نیاز به بهسازی و تقویت سازه‌های بتن مسلح ضروری است. با توجه به این که یکی از مسائل تعیین کننده رفتار سازه‌های بتنی در مقابل بار زلزله، رفتار اتصال و شکل‌پذیری مناسب آن است، می‌بایست اتصال از مقاومت و شکل‌پذیری کافی در تحمل بارهای نهایی تیر و ستون برخوردار باشد. در بسیاری از سازه‌های بتن مسلح که در معرض زلزله‌های شدید قرار گرفته‌اند، شکست برشی اتصال مشاهده شده است. این امر ممکن است به دلیل این باشد که سازه‌های بتن مسلح در منطقه‌ی اتصال تیر-ستون خود از لحاظ تقویت‌های عرضی ناکافی یا بر اساس طراحی ستون ضعیف تیر قوی، مطابق با آیین‌نامه‌های قبلی (بدون جزئیات لرزه‌ای) انجام شده باشد. در نتیجه ظرفیت برشی آن اتصال کم باشد. بنابراین شکست اتصال تیر-ستون باعث آسیب‌های جدی و تخریب ساختمان می‌شود. بنابراین تقویت اتصالات در حوزه‌ی طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های بتن مسلح از مسائل مهم روز می‌باشد و یکی از دغدغه‌های طراحان به شمار می‌آید.

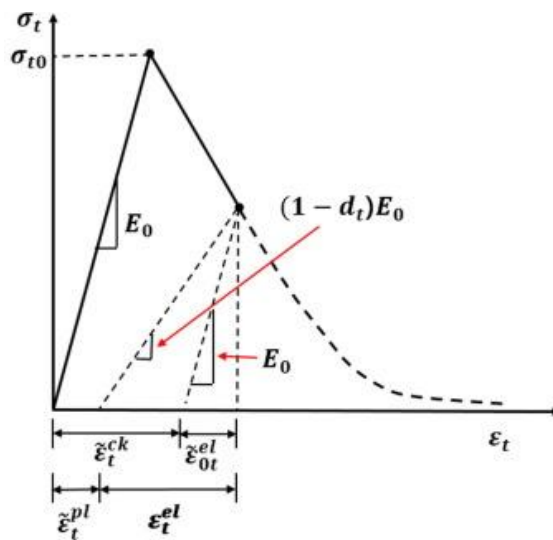
استفاده از بولت‌های پرمقاومت خارجی به دلیل راحتی اجرا و تاثیر مناسبی که در تقویت مقاطع بتنی دارند، می‌توانند گزینه‌ی مناسبی جهت تقویت برشی اتصالات بتن آرمه باشند. از دیگر مزایای استفاده از بولت‌های فولادی می‌توان قابلیت پس‌تنیده نمودن آن‌ها را نام برد که می‌تواند در عملکرد مقاطع بتن آرمه در برابر بارهای ثقلی و چرخشی رفت و برگشتی موثر باشد [۷۳].

۲- روش مدل‌سازی اجزای محدود و رفتار پلاستیک مصالح

به منظور بررسی طرح‌های پیشنهادی جهت تقویت اتصالات بتن آرمه، تعداد ۶ نمونه اتصال T-شکل در نرم افزار ABAQUS مدل‌سازی شد. نرم افزار ABAQUS به علت داشتن المان‌های متعدد، قابلیت مدل‌سازی بتن، میلگردهای فولادی، فولاد و بتن مسلح را داراست. برای مدل‌سازی بتن، شیوه‌ها و گزینه‌های مختلفی در این نرم افزار موجود است که در این مقاله از مدل رفتاری آسیب خمیری بتن (CDP Model) که مناسب‌ترین مدل برای شبیه‌سازی رفتار بتن تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای است استفاده شده است. در این گزینه که بر اساس مطالعات لی و فنوس بنا نهاده شده



الف- رفتار بتن تحت بار تک محوره فشاری



ب- رفتار بتن تحت بار تک محوره کششی

شکل ۱. منحنی های تنش و کرنش بتن در حالت کشش و فشار [۷۸]

Fig. 1. Behavior of concrete to uniaxial loading in tension and compression

شدگی بر اساس مدل هاگنستاد، مطابق رابطه ۲ بیان می شود؛

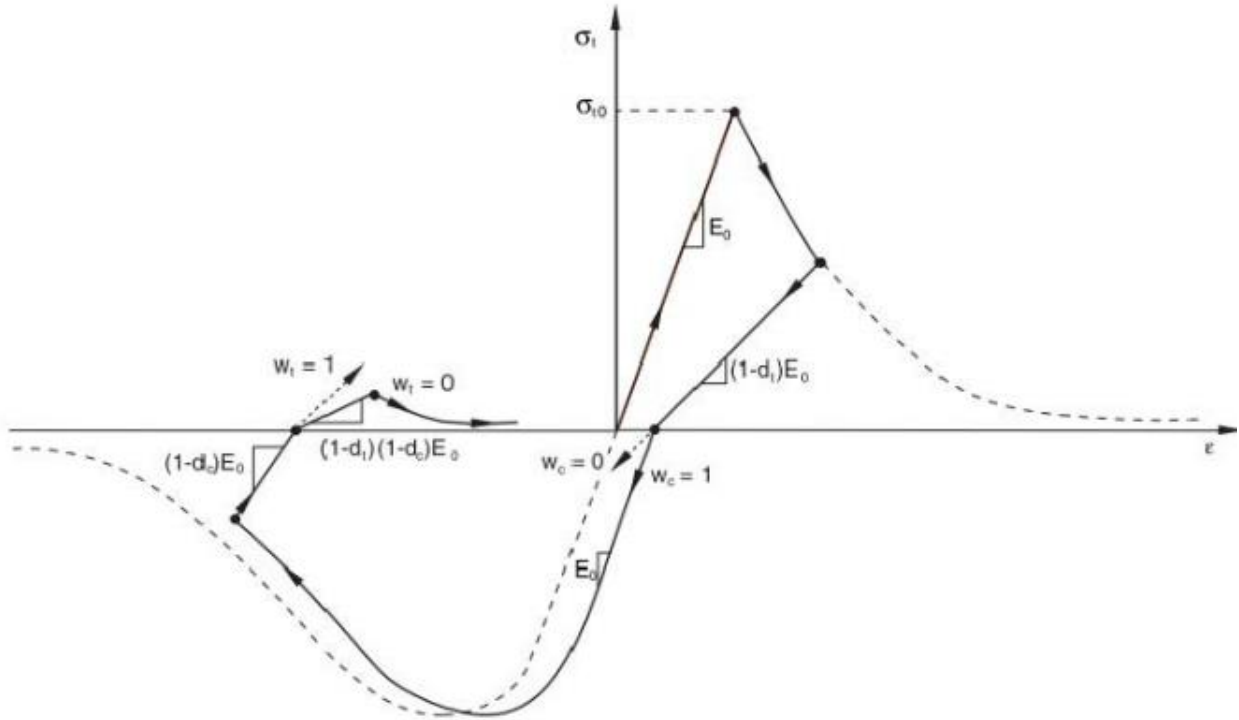
$$\sigma = f_c' \left[2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] : \varepsilon \leq \varepsilon_0 \quad (2)$$

$$\sigma = \frac{f_c' (\varepsilon_u - 0.85\varepsilon_0 - 0.15\varepsilon)}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} : \varepsilon > \varepsilon_0$$

با استفاده از آزمایش کشش مستقیم، تست برزیلی و یا آزمایش خمشی- کششی به دست آورد که در تحقیق حاضر، مقاومت کششی بتن از روی نتایج آزمایشگاهی شفایی [۷۰] استخراج شده و در نمودار تنش-کرنش به صورت دو خطی مثلثی ارائه گردیده است. شکل کلی رفتار کششی بتن در شکل ۱-ب نشان داده شده است.

مکانیزم خرابی بتن در زمان بارگذاری رفت و برگشتی، فرآیند پیچیده ای است که شامل باز و بسته شدن ریز ترک هایی است که قبلا تشکیل شده اند. عملکرد بتن در زمان باز و بسته شدن ترک ها تحت بارهای چرخه ای که

مقاومت کششی بتن بر اساس مطالعات شاه و همکاران [۷۷] معمولا ۸ تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آن است. مقاومت کششی بتن را می توان



شکل ۲. سیکل بار تک محوری (کشش- فشار- کشش) [۷۴]

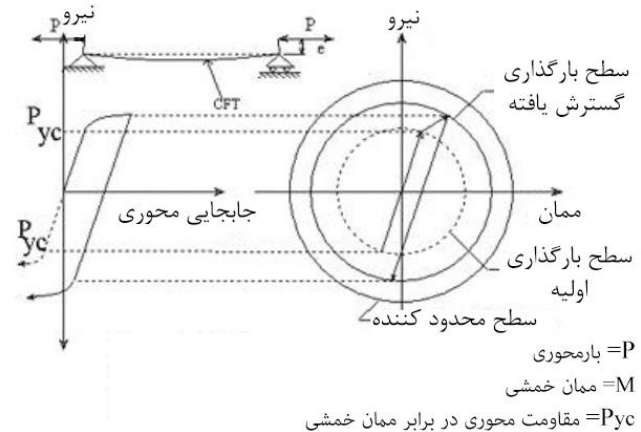
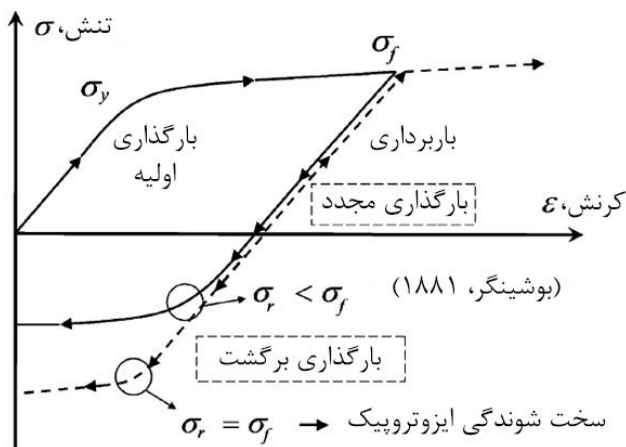
Fig. 2. Uniaxial load cycle (tension-compression-tension)

تنش‌های خارج از محدوده منحنی تسلیم را نیز تحمل کنند. معیار معقول پارامتر ویسکوزیته برای رسیدن به جواب واقعی به صورت $t/\mu \rightarrow \infty$ می‌باشد که t زمان وارد شدن بار و μ پارامتر ویسکوزیته را نشان می‌دهد. فولادهای مورد استفاده در این تحقیق شامل چهار نوع فولاد برای میلگردهای طولی، خاموت‌ها، ورق‌های تقویتی و بولت‌های پرمقاومت می‌باشند. تحت اثر بارهای یکنواخت، مدل‌های سخت شوندهگی ایزوتروپیک و کینماتیک رفتار یکسانی را از خود نشان می‌دهند، ولی در مورد بارهایی که تغییر جهت می‌دهند -مانند بارهای چرخه‌ای- این موضوع صادق نیست و باید نوع سخت شوندهگی برای رسیدن به جواب دقیق مشخص گردد. سخت شوندهگی ایزوتروپیک با افزایش کرنش پلاستیک، افزایش مقاومت مصالح را در پی دارد که شکل ۳ نشان دهنده این خاصیت است [۸۰ و ۸۱]. سخت شوندهگی کینماتیک، در رفتار مصالح بر اساس اثر بوشینگر مطابق شکل ۳ در نظر گرفته می‌شود. در این نوع سخت شوندهگی، سطح تسلیم در جهت کرنش پلاستیک می‌تواند بدون تغییر حجم و فرم حرکت کند. هر دو مدل سخت شوندهگی، وجود کرنش پلاستیک را بر روی مسیرها پیش‌بینی می‌کند. در هر دو مدل، باربرداری به سمت در حالت الاستیک انجام می‌پذیرد. رفتار مصالح

جنبه مهمی از رفتار به حساب می‌آید و بیشتر هنگام تغییر جهت بار از کششی به فشاری به وجود می‌آیند که موجب بسته شدن ترک‌ها و بازیابی سختی فشاری می‌شود. مدل CDP بر پایه این فرض استوار است که کاهش مدول الاستیسیته مصالح به صورت تابعی از پارامتر d به صورت $E=(1-d)E_0$ باشد. ضرایب لازم جز خواص مصالح به شمار می‌آیند و بازیابی سختی مصالح را هنگام تغییر جهت از فشار به کشش و برعکس را بیان می‌کند که این پارامترها در شکل ۲ نشان داده شده است. تابع سطح مدل CDP به وسیله لوبلینر و همکاران [۷۹] ارائه شد و بعدها توسط لی و فنوس [۷۴] بازنگری شده است. تابع تسلیم بتن بر اساس معیار تسلیم دراکر پراگر بیان می‌شود و مطابق با رابطه (۳) می‌باشد.

$$F(\bar{\sigma}^{\xi^{pl}}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p}) + \beta(\xi^{pl})(\bar{\sigma}) - \gamma(\bar{\sigma}) \leq 0 \quad (3)$$

وارد کردن خاصیت ویسکوپلاستیسیته مصالح اجازه می‌دهد که



شکل ۳. شماتیک منحنی تنش- کرنش یک ماده فلزی تحت اثر باوشینگر [۸۱]

Fig. 3. Schematic representation of the Bauschinger effect in a metallic sample

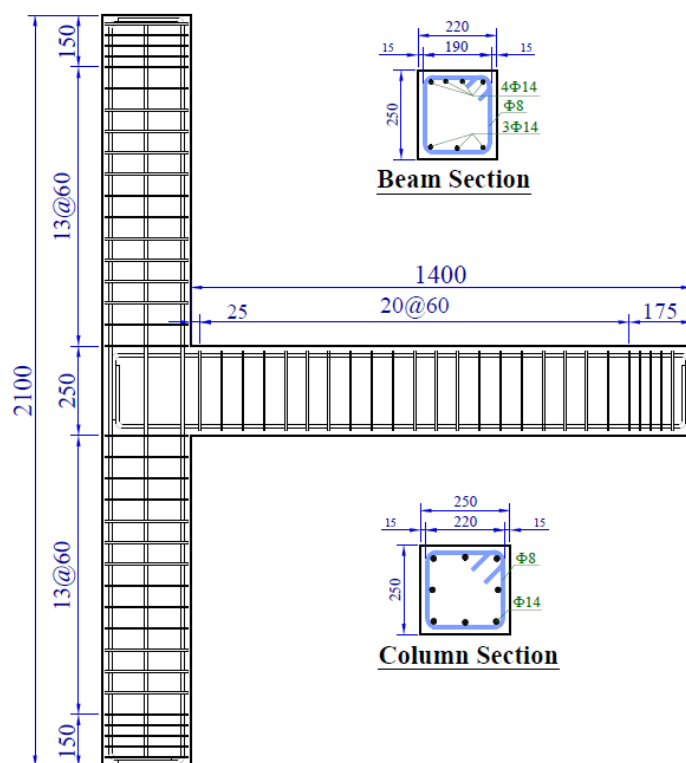
مدل سازی بتن مسلح با فرض عدم لغزش بین فولاد و بتن انجام پذیرفته است و در هیچ یک از مدل‌ها، لغزشی بین میلگرد و بتن مشاهده نمی‌گردد. شکل ۵ نحوه مش بندی و آرماتورگذاری مدل را نشان می‌دهد. در شرایط آزمایشگاهی نمونه مورد آزمایش مطابق با شکل ۶ بارگذاری و مورد تست قرار گرفته است [۷۰]. دو انتهای سر ستون پس از فیکس شدن بر روی کف صلب، تحت بار محوری ۲۲۰ کیلو نیوتن قرار گرفته است و نیروی رفت و برگشتی توسط Actuator به سر تیر اعمال شده است. همچنین اطلاعات مربوط به جابجایی‌های تیر، چرخش چشمه اتصال و کرنش‌های قطری در محل چشمه اتصال نیز توسط LVDT های قرار داده شده در زیر تیر و در اطراف چشمه اتصال برداشت شده است. بارگذاری نمونه مدل سازی شده بر اساس ACI 374.1-05 با سه مرتبه تکرار در هر سیکل صورت گرفت که پروتکل بارگذاری را می‌توان در شکل ۷ مشاهده نمود [۸۲].

پس از انجام مدل سازی نمونه‌ی شاهد و انجام آنالیز حساسیت بر روی آن، نمودار هیستریزس بار-جابجایی آن به صورت شکل ۸-الف به دست آمد. شکل ۸-ب نمودار هیستریزس مربوط به نمونه‌ی آزمایشگاهی می‌باشد. نرم افزار ABAQUS در مدل سازی پینچینگ نمودار هیستریزس کمی ضعیف عمل می‌کند و نمودارهای تقریباً چاقی را ارائه می‌دهد اما پوش نمودارهای به دست آمده از ABAQUS نتایج بسیار دقیقی را ارائه می‌دهد، بر همین اساس در شکل ۹ پوش دو نمونه آزمایشگاهی و مدل سازی شده با یکدیگر مقایسه شدند که مقایسه جواب‌ها نشان می‌دهد مدل عددی

حالتی بین این دو نوع سخت شوندگی ایزوتروپیک و کینماتیک می‌باشد. جهت مدل سازی بتن، بولت‌ها و ورق‌های تقویتی از المان سه بعدی هشت گرهی C3D8R و برای مدل سازی آرماتورها، از المان سه بعدی دو گرهی خرپا C3D2 استفاده شده است. هر گره در المان‌های C3D8R و T3D2، دارای سه درجه آزادی انتقالی است. این المان‌ها قابلیت مدل سازی رفتار غیرخطی بتن و فولاد را دارند.

۳- صحت‌سنجی و معرفی مدل‌های تقویتی مورد بررسی

جهت صحت‌سنجی نتایج به دست آمده از نرم افزار ABAQUS، ابتدا یک نمونه آزمایشگاهی که قبلاً توسط آقای شفایی و همکاران مورد آزمایش قرار گرفته بود در نرم افزار مدل سازی شد و شرایط تکیه‌گاهی و بارگذاری آن نیز بر اساس شرایط موجود در آزمایشگاه اعمال شد [۷۰]. جزئیات هندسی و آرماتورگذاری آن را می‌توان در شکل ۴ مشاهده کرد. مقطع تیر ۲۲۰×۲۵۰ میلی‌متر مربع و مقطع ستون ۲۵۰×۲۵۰ میلی‌متر مربع می‌باشد. آرماتورگذاری تیر به صورت ۴ میلگرد شماره ۱۴ در بالا و ۳ میلگرد شماره ۱۴ در پایین و آرماتورگذاری ستون به صورت ۸ میلگرد شماره ۱۴ به صورت متقارن می‌باشند. خاموت گذاری در ستون و تیر به صورت ویژه اجرا شده و به جهت ایجاد ضعف برشی در محل چشمه اتصال از اجرای آرماتورهای عرضی در هسته اتصال پرهیز شده است. بار محوری اعمالی به ستون برابر ۲۲۰ کیلو نیوتن می‌باشد. کلبه مشخصات مکانیکی مواد مدل سازی شده را می‌توان در جداول ۱ تا ۳ مشاهده نمود.



شکل ۴. جزئیات آرماتورگذاری (کلیه ابعاد بر حسب میلی متر) [۷۰]

Fig. 4. Dimensions and reinforcement details specimens (all dimensions in millimeters)

جدول ۲. مشخصات پلاستیک بتن [۷۰]

Table 2. Plastic properties of concrete

پارامتر ویسکوزیته	K	مقاومت فشاری دو محوره بتن به مقاومت فشاری تک محوره (f_{b0}/f_c)	خروج از محوریت	زاویه اتساع
۰/۰۰۱	۰/۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۳۲

جدول ۱. مشخصات مکانیکی بتن [۷۰]

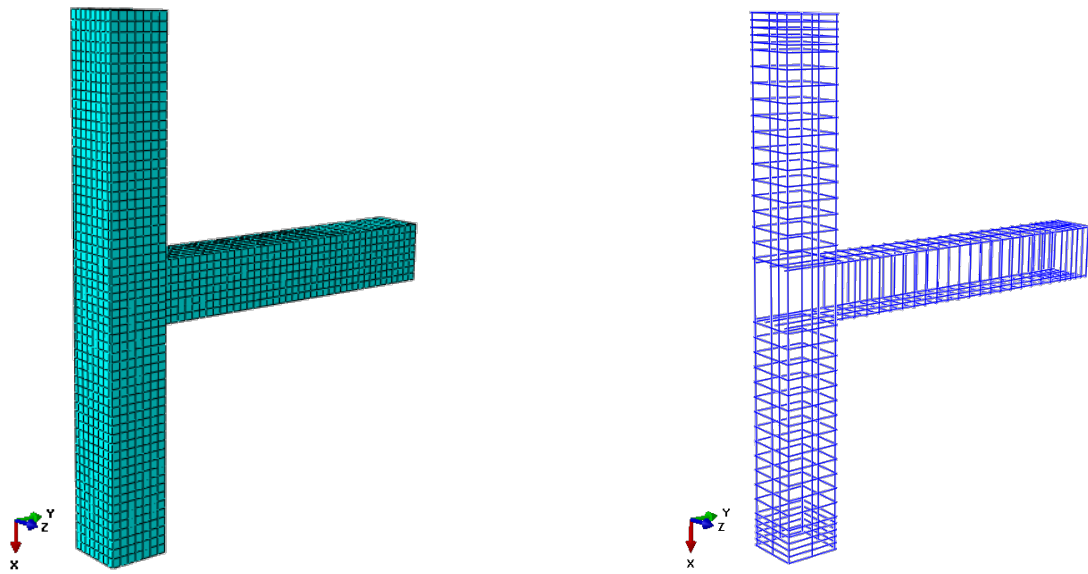
Table 1. Mechanical properties of concrete

مدول الاستیک (مگا پاسکال)	مقاومت کششی بتن (مگا پاسکال)	مقاومت فشاری بتن (مگا پاسکال)
۲۲۶۸۷	۳	۲۳/۳

جدول ۳. مشخصات مکانیکی فولاد [۷۰]

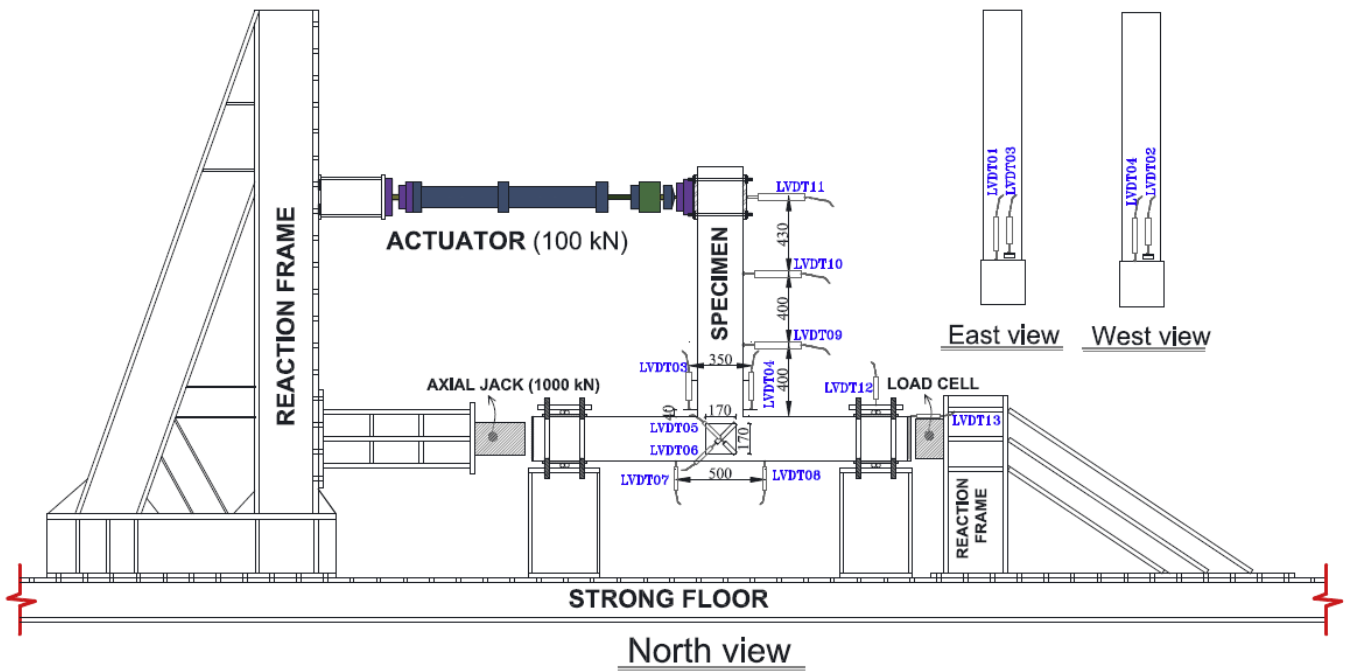
Table 3. Mechanical properties of reinforcement bars

فولاد	قطر (میلی متر)	مقاومت تسلیم (مگا پاسکال)	مقاومت نهایی (مگا پاسکال)	کرنش تسلیم (%)	کرنش نهایی (%)
آرمانورهای عرضی	۸	۳۵۰	۴۱۰	۰/۱۸	۱۸
آرمانورهای طولی	۱۴	۴۶۰	۶۸۰	۰/۲۰	۱۳
بولت های تقویتی	۳۰	۱۰۰۰	---	۰/۳۰	---
ورق های تقویتی	---	۲۴۰	۳۷۰	۰/۲۰	۲۰



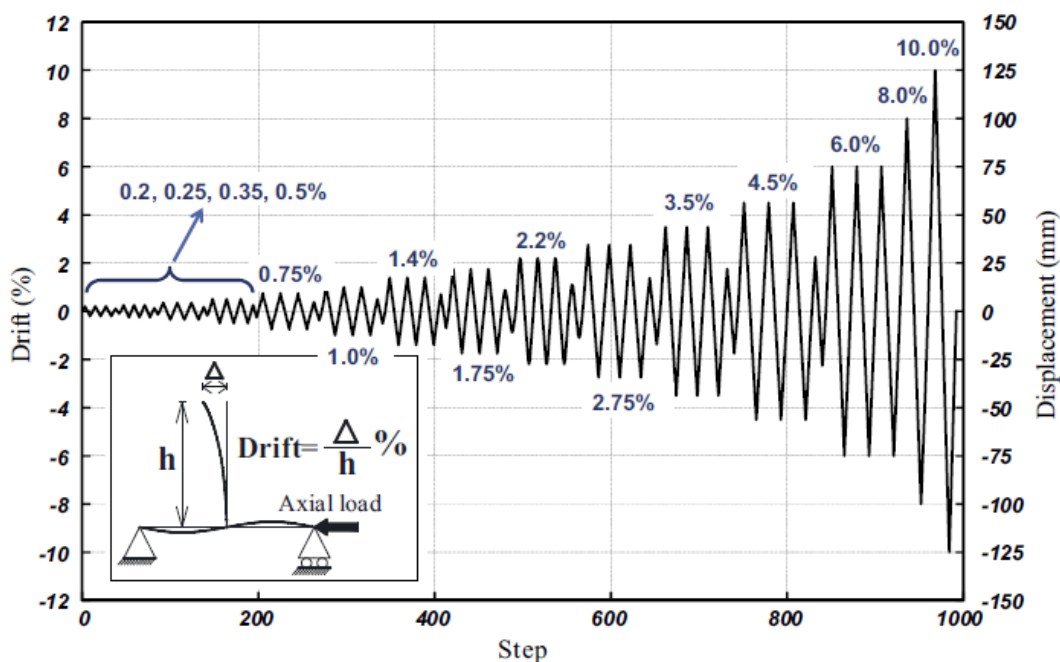
شکل ۵. مش بندی و آرماتوربندی نمونه مدل سازی شده

Fig. 5. Meshing and reinforcement of modeling specimen



شکل ۶. جزئیات سیستم بارگذاری نمونه‌ها [۷۰]

Fig. 6. Detail of loading system



شکل ۷. پروتکل بارگذاری رفت و برگشتی [۸۲]

Fig. 7. Lateral cyclic loading protocol

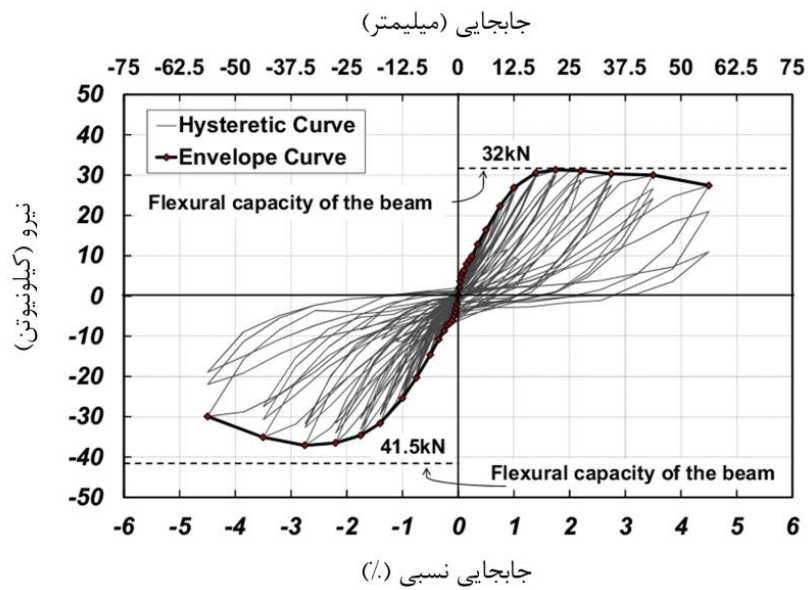
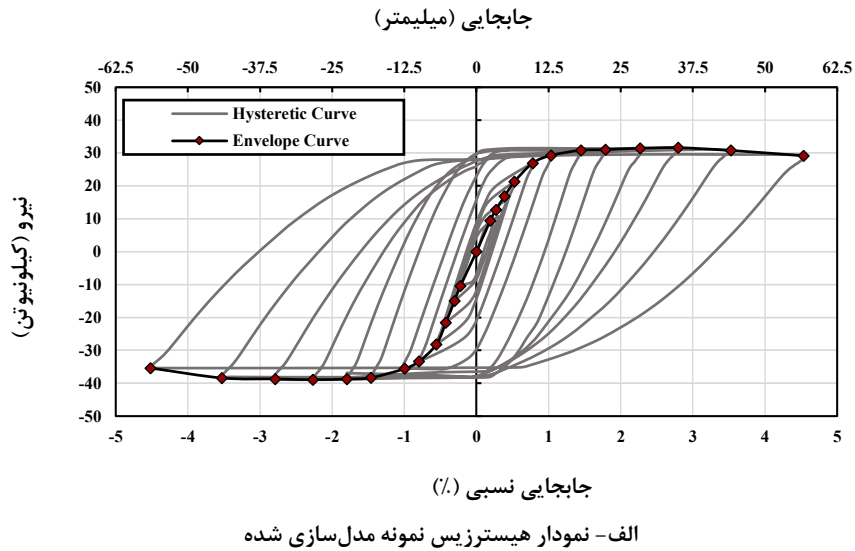
به گونه‌ای بهینه انتخاب شدند که علاوه بر ایجاد حداکثر محصوریت، بیش از ۷۵ درصد نیز پس‌تنیده نشوند.

مجموع نمونه‌های مدل‌سازی شده ۶ عدد می‌باشد که یک نمونه به عنوان نمونه استاندارد با آرما‌تورگذاری کامل در محل چشمه اتصال بر اساس آیین نامه می‌باشد که با نام Reference شناخته می‌شود، یک نمونه شاهد که در محل چشمه اتصال بدون آرما‌تور عرضی مدل شده است و با نام Con-trol شناخته می‌شود. چهار نمونه دیگر که همانند نمونه شاهد دارای ضعف برشی در محل چشمه اتصال می‌باشند با استفاده از روش‌های پیشنهادی تقویت شدند که دو نمونه آن با استفاده از بولت‌های افقی-قائم تقویت شدند که با نام‌های HVR-P0 و HVR-P70 نام‌گذاری را نشان می‌دهد، که HVR مخفف Horizontal-Vertical Retrofit به معنی تقویت به صورت افقی-قائم است و عدد بعد از حرف P درصد پس‌تنیدگی بولت‌های تقویتی را نشان می‌دهد. دو نمونه دیگر نیز با استفاده از بولت‌های مورب تقویت شدند که با نام‌های DR-P0 و DR-P70 نام‌گذاری می‌شوند، که DR مخفف Diagonal Retrofit به معنی تقویت به صورت مورب است و عدد بعد از حرف P درصد پس‌تنیدگی بولت‌های تقویتی می‌باشد. در جدول ۴ می‌توان جزئیات نمونه‌های مدل‌سازی شده را مشاهده کرد. در

ساخته شده جواب نسبتاً قابل قبولی ارائه می‌دهد و برای پیش‌بینی نتایج می‌تواند مورد اعتماد باشد. در ادامه نیز جهت بررسی نمونه‌های مورد تقویت نیز از نمودارهای پوش آن‌ها استفاده می‌شود.

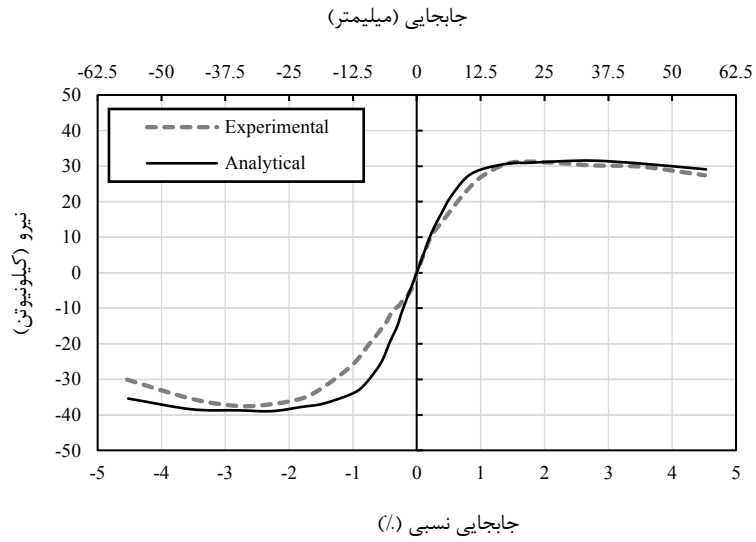
۳-۱- مدل‌سازی نمونه‌های تقویتی

پس از انجام مراحل صحت‌سنجی و رسیدن به نتایج قابل قبول، از مدل اجزا محدود صحت‌سنجی شده برای تعریف و تحلیل نمونه‌های جدید استفاده شد. در ادامه به منظور ارائه طرح تقویت مناسب برای نمونه‌های دارای ضعف برشی در محل چشمه اتصال، دو الگوی استفاده از بولت‌های پرمقاومت خارجی به صورت مورب و افقی-قائم پیشنهاد گردید که در هر یک از الگوها، به منظور بررسی میزان تاثیر پس‌تنیدگی بولت‌های تقویتی، در دو حالت با پس‌تنیدگی و بدون پس‌تنیدگی مدل‌سازی شدند. دو الگوی پیشنهادی را می‌توان در شکل ۱۰ مشاهده کرد. با توجه به ویژگی بتن که با افزایش محصوریت تا مقدار مشخصی می‌توان مقاومت آن را افزایش داد، میزان پس‌تنیدگی بولت‌های تقویتی به اندازه‌ای بود که حداکثر میزان محصوریت را در محل چشمه اتصال ایجاد کند. همچنین میزان پس‌تنیدگی بولت‌های تقویتی نباید از ۷۵ درصد بیش‌تر شود که بر همین اساس بولت‌های تقویتی



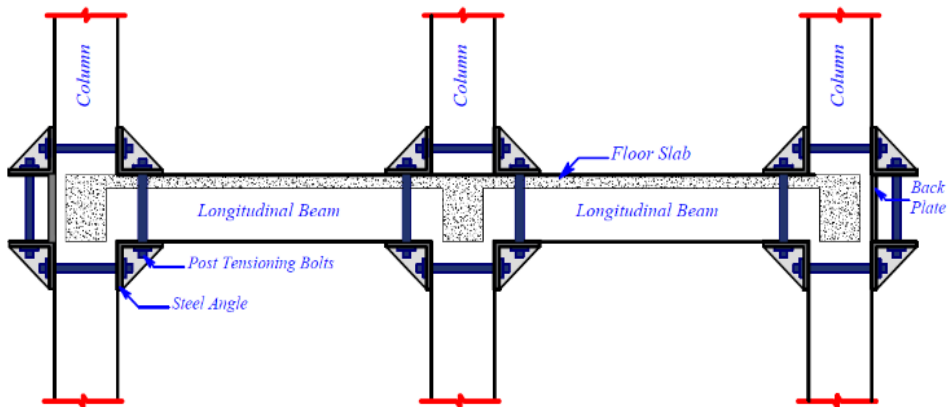
شکل ۸. نمودارهای هیستریزیس نمونه‌های مدل‌سازی شده و آزمایشگاهی

Fig. 8. Force–displacement hysteretic response of experimental and analytical specimens

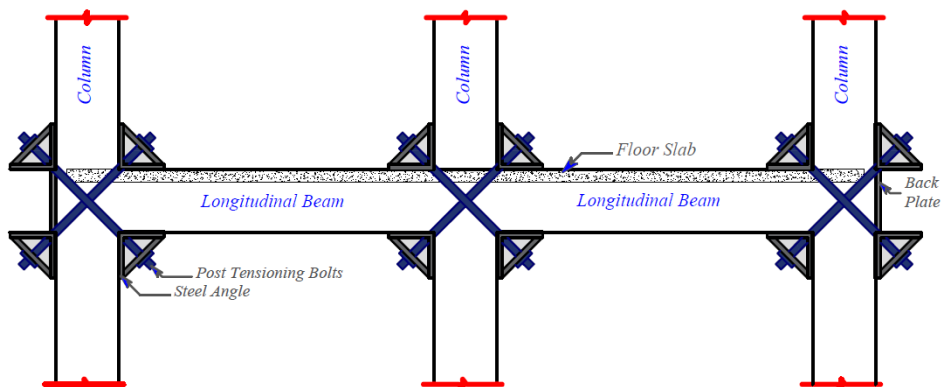


شکل ۹. مقایسه پوش نمودارهای نمونه آزمایشگاهی [۷۰] و نمونه مدل سازی شده

Fig. 9. Comparison of experimental and analytical envelope curve



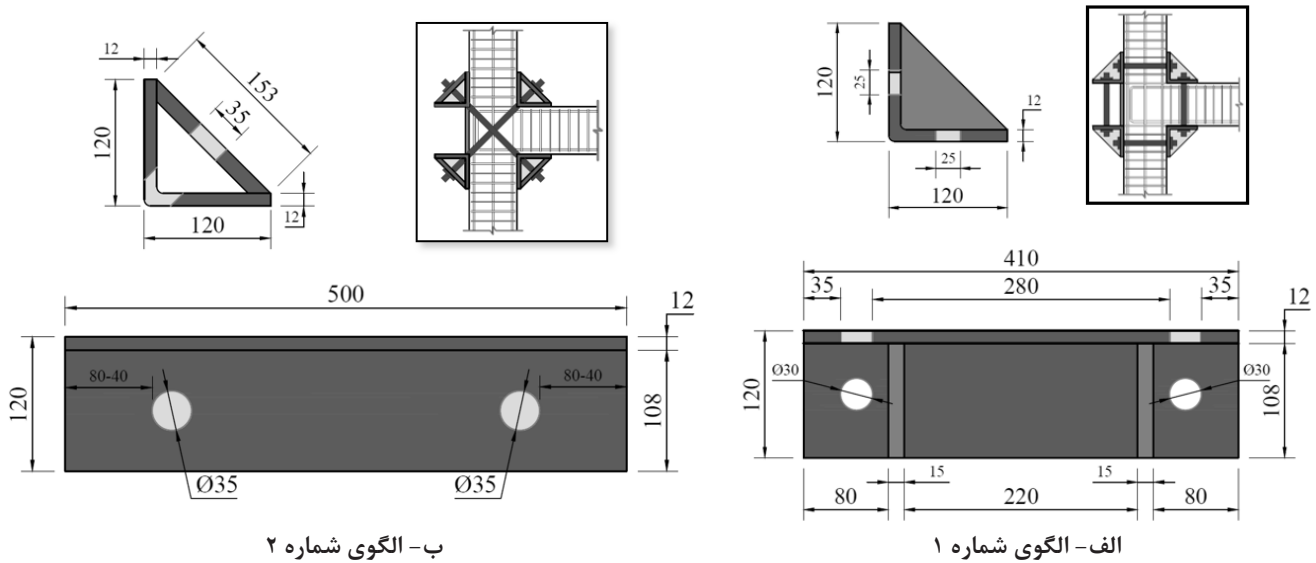
الف- نمای دوبعدی الگوی شماره ۱



ب- نمای دوبعدی الگوی شماره ۲

شکل ۱۰. الگوهای پیشنهادی جهت تقویت اتصالات بتن آرمه

Fig. 10. Proposed pattern to RC joint retrofitting



ب- الگوی شماره ۲

الف- الگوی شماره ۱

شکل ۱۱. جزییات الگوهای تقویتی پیشنهادی (کلیه اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر می‌باشند)

Fig. 11. Detail of retrofitting patterns (all dimensions are in mm)

جدول ۵. اندرکنش‌ها

Table 5. Interactions

نوع اندرکنش	موقعیت
Embedded region	بین بتن و آرماتورها
Tie	بین ورق‌های تقویتی و بتن
Tie	بین بولت‌ها و ورق‌های تقویتی

جدول ۴. مشخصات نمونه‌ها

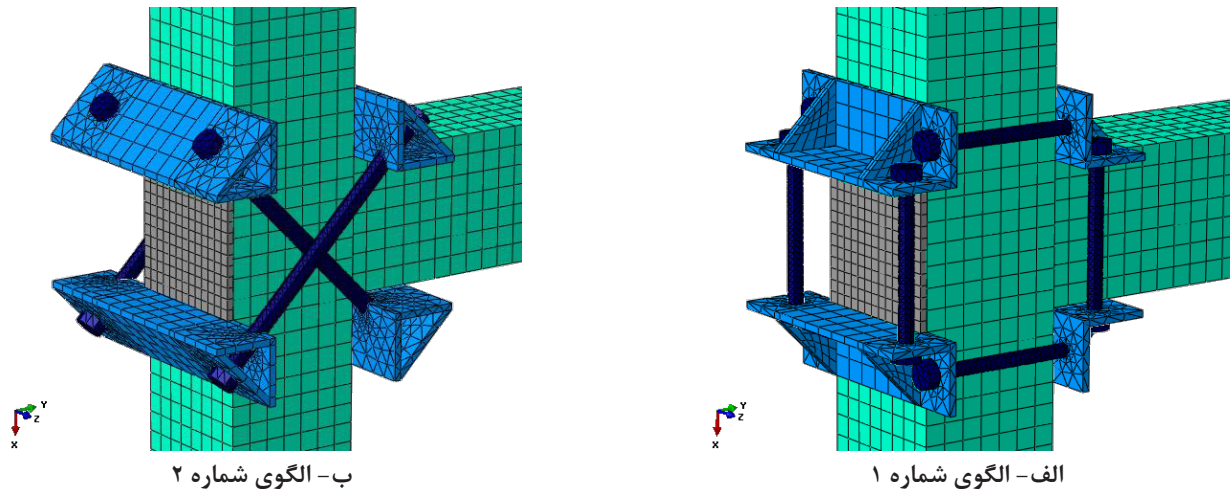
Table 4. Properties of specimens

میزان پس‌تنیدگی (%)	نوع تقویت	نمونه
—	—	Control
—	—	Reference
—	مورب	DR-P0
۷۰	مورب	DR-P70
—	افقی-قایم	HVR-P0
۷۰	افقی-قایم	HVR-P70

اندرکنش‌های بین قطعات در جدول ۵ آورده شده است.

آیین‌نامه ACI 374.1-05 معیار شکست را زمانی که ظرفیت باربری اتصال به ۷۵٪ ظرفیت ماکزیمم آن برسد، در نظر می‌گیرد و در صورتی کارایی اتصال در برابر بار لرزه‌ای را مطلوب فرض می‌کند که شکست در تغییر مکان نسبی بیشتر از ۳/۵٪ اتفاق افتاده باشد [۸۲]. بر همین اساس و در جهت بررسی بیشتر رفتار نمونه‌ها پس از شکست، بارگذاری نمونه‌ها تا تغییر مکان نسبی حدود ۵٪ ادامه داده شد. با توجه به شکل ۱۳، در تمام نمودارها، مقدار ظرفیت بیشینه در چرخه‌های بارگذاری، با افزایش تغییر مکان نسبی

شکل ۱۱ نیز می‌توان جزییات الگوهای تقویتی پیشنهادی را مشاهده کرد. در شکل ۱۲ می‌توان نحوه قرارگیری و المان‌بندی طرح تقویت را مشاهده کرد. به منظور انتقال نیروی بولت‌های تقویتی به نبشی‌های تقویتی و بعد از آن به بتن که موجب محصوریت بتن می‌شود و همچنین در نظر گرفتن کلیه نیروهای وارده از جمله کششی و فشاری، بین تمام قطعاتی که با یکدیگر در تماس می‌باشند اندرکنش مناسب تعریف شده است.



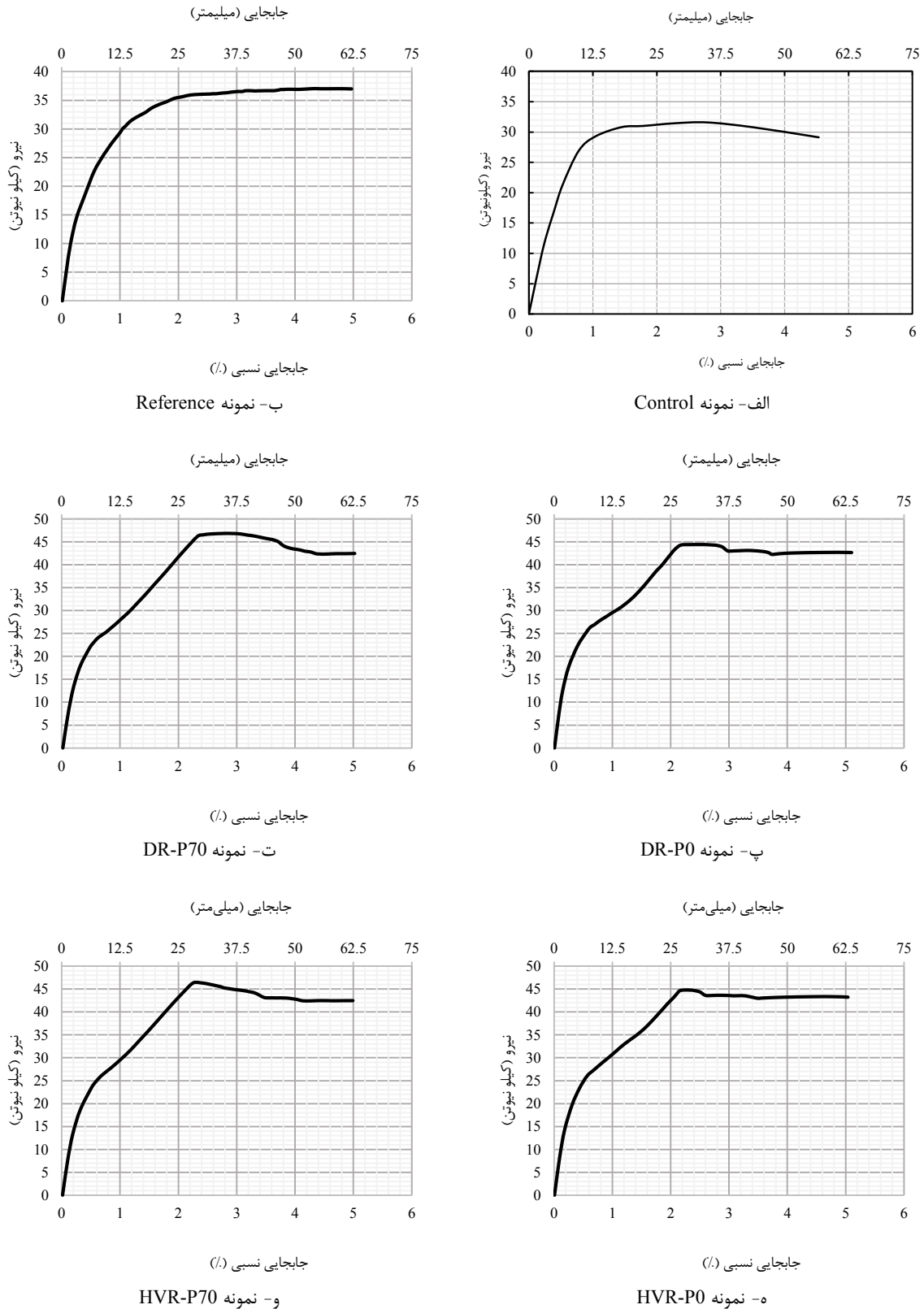
شکل ۱۲. مش بندی نمونه های تقویتی
Fig. 12. Meshing the retrofitted specimens

مقطع تیر در نمونه های مورد بررسی، لنگر پلاستیک تیر در تمام آن ها برابر بوده و طبق آیین نامه ACI 318 [۷۵] مقدار آن برابر ۴۰ کیلونیوتن-متر می باشد. اگر مقادیر فوق را بر بازوی لنگر ($d=1.25m$) تقسیم کنیم، بار نظیر لنگر پلاستیک تیر برابر ۳۲ کیلونیوتن به دست خواهد آمد. این مقادیر در جدول ۶ درج شده و مقدار کارایی هر نمونه نیز محاسبه شده است. چنان که در جدول ۶ ملاحظه می شود، بیشترین کارایی مربوط به نمونه های XR-P70 و HVR-P70 می باشد که به ترتیب برابر ۱/۴۶ و ۱/۴۵ می باشند. بنابراین پس تنیدگی بولت های تقویتی در هر دو الگو موجب افزایش کارایی نمونه های تقویتی شده است.

با ترسیم نمودار لنگر-انحنای هر یک از نمونه ها مطابق شکل ۱۴ می توان مقدار چرخش و جابجایی را برای هر یک از نقاط ترک-خوردگی، تسلیم و نهایی محاسبه نمود. مقادیر مربوط به جابجایی و چرخش مربوط به این نقاط در جدول ۷ آورده شده اند. همانطور که مشخص است انحنای در نقطه نهایی در نمونه های HVR که با استفاده از بولت های افقی-قایم تقویت شده اند بیشترین مقدار را دارد، همچنین مقادیر چرخش و جابجایی در نمونه های دارای پس تنیدگی بیشترین مقدار را دارد که نشان دهنده تغییر شکل بیشتر نمونه های دارای پس تنیدگی نسبت به نمونه های بدون

افت ناچیزی داشته و ظرفیت هیچ یک نمونه ها به ویژه در تغییر مکان های نسبی کمتر از ۳/۵٪ از ۷۵٪ ظرفیت ماکزیمم کمتر نشده است، بنابراین می توان نتیجه گرفت که در کل عملکرد نمونه ها در حد مطلوب می باشد. با بررسی نمودار بار-جابجایی نمونه ها مشخص شد که روش پیشنهادی می تواند به میزان قابل قبولی جهت تقویت اتصالات بتن آرمه موثر باشد، به طوری که در بعضی از نمونه ها افزایش ظرفیتی در حدود ۴۵٪ وجود دارد.

یکی از پارامترهای مهم در بررسی اتصالات، کارایی آن هاست. طبق تعریف، کارایی یک اتصال (Z) عبارت است از نسبت لنگر مقاوم نهایی اتصال (M_{U}) به لنگر پلاستیک تیر (M_p). M_{U} لنگری است که توسط مجموعه اتصال شامل تیر و ستون تحمل می شود و مقدار آن را می توان از آزمایش یا تحلیل اجزای محدود به دست آورد. همچنین، همان ظرفیت خمشی مقطع تیر است که با توجه به اصول متعارف تحلیل خمشی تیرها مبتنی بر توزیع غیرخطی تنش و خطی کرنش در ارتفاع مقطع محاسبه می شود. از نظر سازه ای، اتصالاتی مطلوب فرض می شود که علاوه بر قابلیت دوران مناسب، دارای کارایی ۱۰۰٪ یا بیشتر باشد. در این حالت، حتی پس از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، به علت باز توزیع تنش و لنگر در محل هسته، اتصال توانایی تحمل لنگر بیشتر را دارد. با توجه به یکسان بودن



شکل ۱۳. منحنی بار-جابجایی نمونه‌های مدل‌سازی شده

Fig. 13. Force–displacement envelope curves of specimens a) Control specimen; b) Reference specimen; c) Retrofitted specimen DR-P0 d) Retrofitted specimen DR-P70 ;e) Retrofitted specimen HVR-P0 ;f) Retrofitted specimen HVR-P70

جدول ۶. عملکرد نمونه‌ها در نقاط ترک خوردگی، تسلیم و نهایی

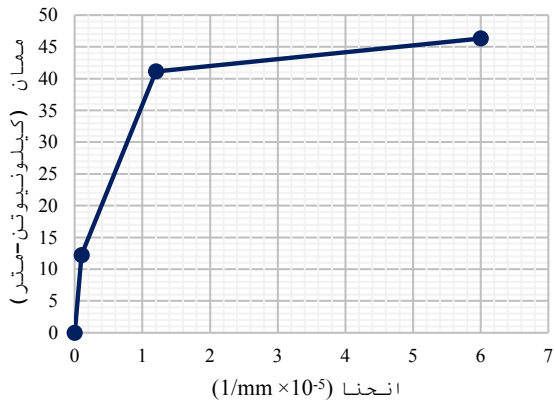
Table 6. Performance of specimens in crack, yielding and ultimate points

Z (P_{peak}/P_p)	$P_p(ACI)$ (kN)	δ_{peak} (mm)	P_{peak} (kN)	δ_y (mm)	P_y (kN)	δ_{crack} (mm)	P_{crack} (kN)	نمونه
۱/۰۶	۳۲	۵۳/۳۵	۳۲/۳۶	۱۹/۷۶	۳۰/۴۲	۲/۵	۹/۷۵	Control
۱/۱۶	۳۲	۶۰/۰۴	۳۷/۰۶	۱۷/۱۸	۳۲/۹۱	۲/۵	۹/۷۹	Reference
۱/۳۹	۳۲	۳۱/۷۸	۴۴/۴۲	۱۱/۵۲	۲۹/۰۷	۱/۴۹	۱۲/۴۵	XR-P0
۱/۴۶	۳۲	۳۵/۵۰	۴۶/۸۴	۱۰/۵۷	۲۶/۴۴	۰/۹۹	۱۰/۷۰	XR-P70
۱/۴۰	۳۲	۲۷/۸۹	۴۴/۷۷	۱۲/۷۴	۳۱/۵۹	۱/۴۹	۱۴/۲۵	HVR-P0
۱/۴۵	۳۲	۲۸/۴۹	۴۶/۴۷	۱۱/۱۰	۲۹/۶۵	۱/۲۷	۱۳/۲۲	HVR-P70

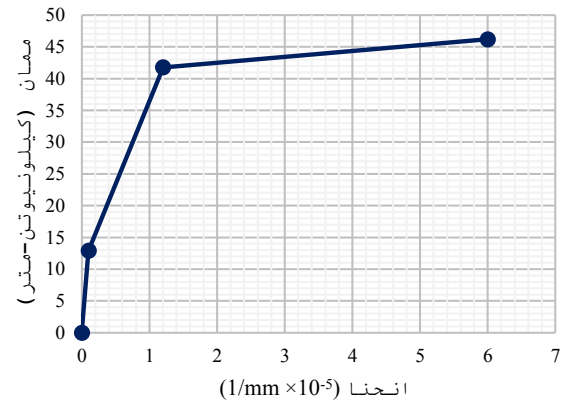
جدول ۷. نتایج به دست آمده از منحنی ممان-انحنای نمونه‌های مدل‌سازی شده

Table 7. Summary result of moment- curvature curve of specimen

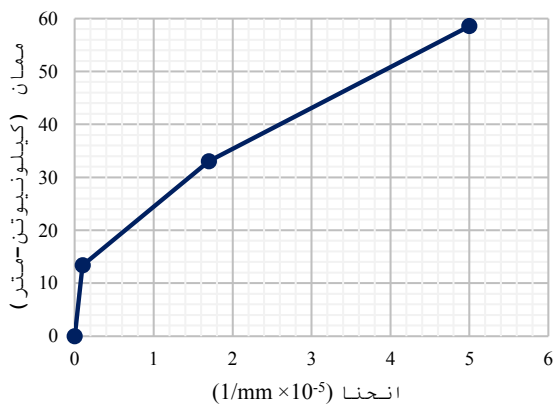
نهایی			تسلیم				ترک خوردگی				نمونه	
Δ_u (mm)	θ_u (rad)	ϕ_u (1/mm)	M_u (kN-m)	Δ_y (mm)	θ_y (rad)	ϕ_y (1/mm)	M_y (kN-m)	Δ_{cr} (mm)	θ_{cr} (rad)	ϕ_{cr} (1/mm)		M_{cr} (kN-m)
۹/۸۰	$9/82 \times 10^{-1}$	$6/2 \times 10^{-1}$	۴۶/۲	۵/۴۱	$59/36 \times 10^{-1}$	$1/2 \times 10^{-1}$	۴۱/۷۷	-/۵۲۱	$6/25 \times 10^{-1}$	$-/1 \times 10^{-1}$	۱۲/۱۹	Control
۱۰/۲۶	$10/26 \times 10^{-1}$	6×10^{-1}	۴۶/۳۲	۵/۳۸	$58/94 \times 10^{-1}$	$1/2 \times 10^{-1}$	۴۱/۱۴	-/۵۲۱	$6/25 \times 10^{-1}$	$-/1 \times 10^{-1}$	۱۲/۲۴	Reference
۱۷/۵۴	$17/95 \times 10^{-1}$	5×10^{-1}	۵۵/۵۳	۵/۷۶	$59/86 \times 10^{-1}$	$1/5 \times 10^{-1}$	۳۶/۳۴	-/۵۲۱	$6/25 \times 10^{-1}$	$-/1 \times 10^{-1}$	۱۵/۵۶	XR-P0
۲۰/۷۸	$22/16 \times 10^{-1}$	5×10^{-1}	۵۸/۵۵	۶/۷۰	$69/49 \times 10^{-1}$	$1/7 \times 10^{-1}$	۳۳/۰۵	-/۵۲۱	$6/25 \times 10^{-1}$	$-/1 \times 10^{-1}$	۱۳/۳۸	XR-P70
۲۰/۸۲	$20/54 \times 10^{-1}$	$7/8 \times 10^{-1}$	۵۵/۹۶	۵/۱۱	$52/57 \times 10^{-1}$	$1/35 \times 10^{-1}$	۳۹/۴۹	-/۵۲۱	$6/25 \times 10^{-1}$	$-/1 \times 10^{-1}$	۱۷/۸۱	HVR-P0
۲۲/۸۷	$22/85 \times 10^{-1}$	7×10^{-1}	۵۸/۰۹	۵/۶۰	$57/63 \times 10^{-1}$	$1/48 \times 10^{-1}$	۳۷/۰۶	-/۵۲۱	$6/25 \times 10^{-1}$	$-/1 \times 10^{-1}$	۵	HVR-P70



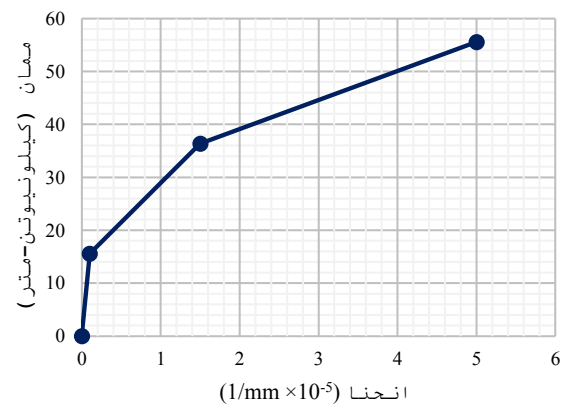
ب- نمونه Reference



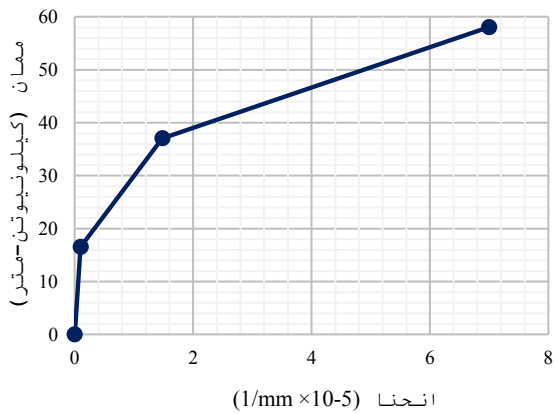
الف- نمونه Control



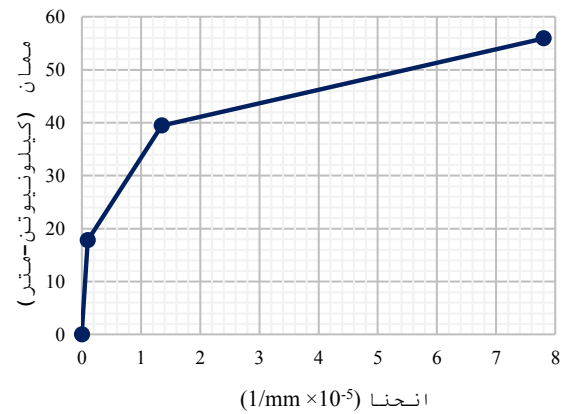
ت- نمونه DR-P70



پ- نمونه DR-P0



و- نمونه HVR-P70



ه- نمونه HVR-P0

شکل ۱۴. منحنی ممان-انحنای نمونه‌های مدل‌سازی شده

Fig. 14. Moment-curvature curves of specimens a) Control specimen; b) Reference specimen; c) Retrofitted specimen DR-P0 d) Retrofitted specimen DR-P70 ;e) Retrofitted specimen HVR-P0 ;f) Retrofitted specimen HVR-P70

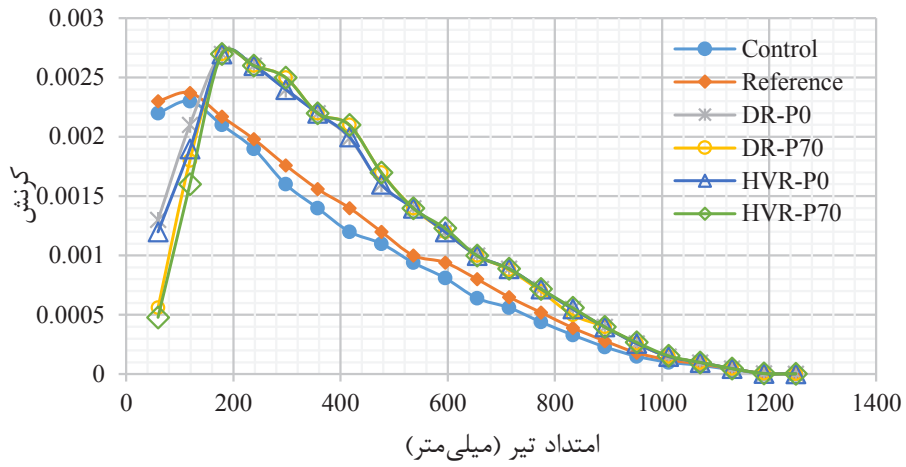
جدول ۸. طول مفصل پلاستیک و شکل پذیری نمونه‌ها

Table 8. Plastic length and ductility of specimens

شکل پذیری جابجایی	شکل پذیری چرخشی	طول مفصل پلاستیک (mm)			از روی نمودار M-Ø	موجود	نمونه
		Mattock (1967) [83]	Paulay and Priestley (1992) [84]	از روی نمودار M-Ø			
(Δ_u / Δ_y)	(θ_u / θ_y)	$0.5d+0.05l$	$0.08l+0.022d_{fy}$	$(\frac{\theta_u/\theta_y}{\phi_u-\phi_y})$	—		
۱/۸۰	۱/۶۶	۷۳/۵	۲۴۱/۶۸	۷۷/۸۸	۲۱۵	Control	
۱/۹۱	۱/۷۵	۷۳/۵	۲۴۱/۶۸	۹۱/۷۹	۲۳۰	Reference	
۳/۰۴	۲/۹۹	۷۳/۵	۲۴۱/۶۸	۳۴۰/۴۰	۴۲۰	XR-P0	
۳/۱۰	۳/۱۹	۷۳/۵	۲۴۱/۶۸	۴۶۲/۱۵	۴۳۰	XR-P70	
۴/۰۷	۳/۹۰	۷۳/۵	۲۴۱/۶۸	۲۳۶/۳۲	۴۲۰	HVR-P0	
۴/۰۸	۳/۹۵	۷۳/۵	۲۴۱/۶۸	۳۰۸/۶۴	۴۳۰	HVR-P70	

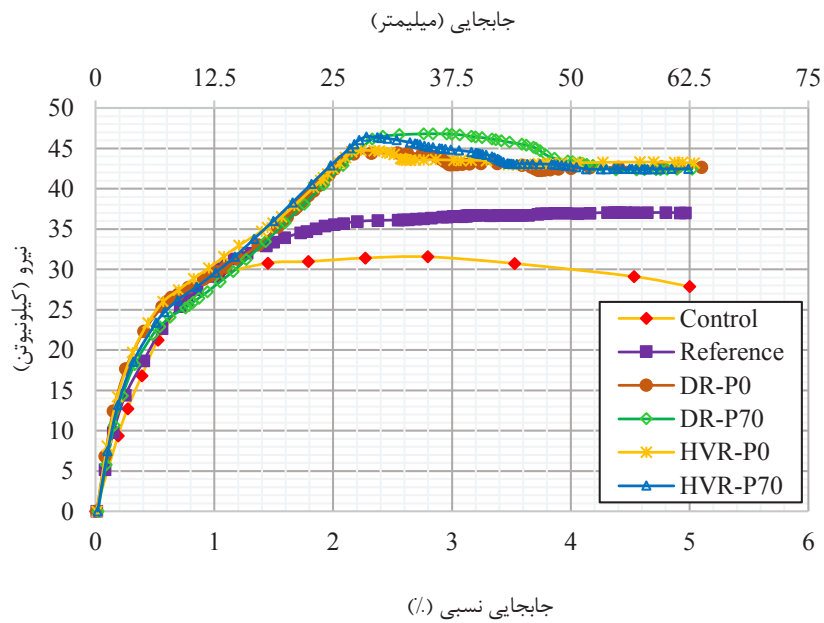
قبل از شکست کامل در مصالح قابل نمایش باشند. در جدول ۸ شکل پذیری جابجایی (μ_Δ) و شکل پذیری چرخشی (μ_θ) مربوط به نمونه‌های مدل سازی شده آورده شده است. شکل پذیری جابجایی نسبت جابجایی نهایی به جابجایی در نقطه تسلیم می‌باشد و شکل پذیری چرخشی نسبت چرخش نهایی به چرخش در نقطه تسلیم می‌باشد [۸۷-۸۵]. نمونه‌های HVR-P0 و HVR-P70 دارای بیشترین مقادیر شکل پذیری می‌باشند. با مقایسه نمودار بار-جابجایی دو نمونه Control و Reference مشخص می‌شود که این دو نمونه تا دررفت حدود ۴٪ عملکرد کاملاً مشابهی را دارند ولی وجود میلگردهای عرضی چشمه اتصال در نمونه Reference باعث شده است در ادامه بارگذاری رفتار این نمونه شکل پذیری بیشتری داشته باشد و دچار گسیختگی ناگهانی نشود. همچنین با مقایسه نمودارهای نمونه‌های تقویتی در شکل ۱۶ مشخص می‌شود که در نمونه‌های تقویتی علاوه بر افزایش ظرفیت، شکل پذیری نمونه‌ها نیز افزایش یافته است. استفاده از بولت‌های پرمقاومت خارجی سختی نمونه‌های تقویتی را در

پس تنیدگی می‌باشد. مفصل پلاستیک از جمله پارامترهای موثر در طراحی اعضای سازه‌ای می‌باشد که اجازه باز توزیع تنش و لنگر را در مقطع می‌دهد، همین موضوع موجب باربری بیشتر مقطع می‌شود. هر چه طول مفصل پلاستیک بیشتر باشد اجازه باز توزیع تنش بیشتر می‌شود. در شکل ۱۵ مقادیر کرنش در امتداد آرماتورهای طولی کششی تیر در دررفت ۴٪ آورده شده است که از روی آن می‌توان طول مفصل پلاستیک به وجود آمده در مدل سازی را مشاهده نمود. با مشاهده کرنش‌ها در طول آرماتورهای طولی مشخص می‌شود که تقویت با استفاده از بولت‌های پرمقاومت خارجی طول مفصل پلاستیک را در حدود دو برابر افزایش می‌دهد. در جدول ۸ طول مفصل پلاستیک به دست آمده از مدل سازی (l_p) و نمودار لنگر-انحنای با مقادیر تجربی به دست آمده از نتایج تحقیقات پریستلی و پاولی و متوک آورده شده است [۸۴ و ۸۳]. شکل پذیری به عنوان خاصیت ذاتی اعضای سازه، نقش تعیین کننده در رفتار سازه دارد، این خاصیت در اعضا باعث می‌شود تغییر شکل‌های بزرگ



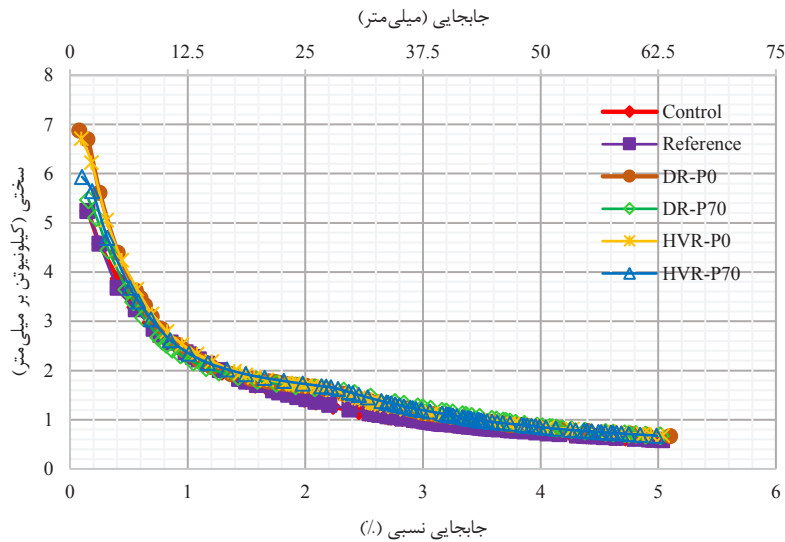
شکل ۱۵. کرنش میلگردهای طولی نمونه‌ها در جابجایی نسبی ۴٪

Fig. 15. Strain in longitudinal reinforcement of specimens at 4% drift ratio



شکل ۱۶. مقایسه نمودار بار-جابجایی نمونه‌ها

Fig. 16. Comparison of force-displacement envelope curves for all specimens



شکل ۱۷. مقایسه سختی نمونه‌ها در جابجایی‌های مختلف

Fig. 17. Comparison of stiffness up to 5% drift for all specimens

۳-۲- مکانیزم شکست

همان‌طور که در شکل ۲۰-الف مشخص است، کرنش‌های وارده بر نمونه کنترلی به خاطر ضعف ناحیه اتصال، در محل چشمه اتصال متمرکز شده و موجب گسیختگی برشی در همین محل می‌شود، ولی در نمونه‌های تقویتی، سیستم تقویتی، کرنش‌های چشمه اتصال را مهار کرده و مانع از گسیختگی برشی در چشمه اتصال می‌شود به طوری که در این نمونه‌ها، مفصل پلاستیک به خارج از چشمه اتصال و بر روی تیر رخ می‌دهد.

در نمونه Control، بررسی تنش‌های موجود در میلگردهای طولی و کرنش بتن نشان می‌دهد که در آستانه‌ی جاری شدن میلگردهای طولی، مقطع دچار گسیختگی برشی در محل چشمه اتصال شده و نوع شکست آن به صورت ترد بوده است. استفاده از روش‌های پیشنهادی جهت تقویت اتصالات بتن آرمه باعث افزایش ابعاد چشمه اتصال می‌شود و همین امر موجب افزایش توزیع تنش در نمونه‌ها می‌شود که در نهایت باعث افزایش ظرفیت برشی نهایی مقاطع به خصوص در نمونه‌های دارای پس‌تنیدگی می‌شود.

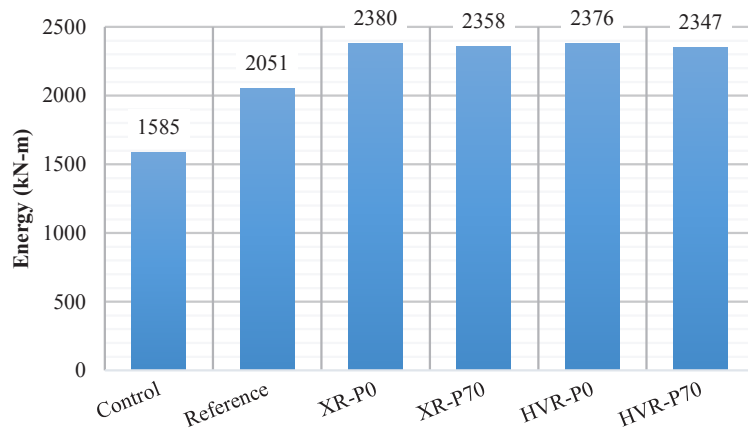
مقایسه کرنش‌های به وجود آمده در محل چشمه اتصال بیانگر محصور کنندگی کامل بلوک چشمه اتصال است به گونه‌ای که در نمونه‌های تقویتی

مقایسه با نمونه Control به مقدار قابل توجهی بیشتر می‌کند. در شکل ۱۷ می‌توان سختی نمونه‌ها در جابجایی‌های مختلف را مشاهده کرد. بر اساس تئوری یانگ، با تبدیل نمودارهای بار-جابجایی به نمودارهای دو خطی، افزایش سختی ثانویه در نمونه‌های تقویتی با استفاده از بولت‌های مورب در حدود ۱۱۰٪ و در نمونه‌های تقویتی با استفاده از بولت‌های افقی- قائم در حدود ۲۱۰٪ مشاهده می‌شود [۸۸]. در نمونه‌های دارای پس‌تنیدگی نسبت به نمونه‌های بدون پس‌تنیدگی علاوه بر افزایش ظرفیت نهایی، رفتار نمونه‌ها پس از نقطه تسلیم نیز حالت شکل‌پذیرتری را دارند. در ادامه بارگذاری، در دریفت حدود ۴٪ ظرفیت کلیه‌ی نمونه‌های تقویتی تقریباً ثابت و نزدیک به یکدیگر می‌شوند.

استفاده از بولت‌های پرمقاومت خارجی جهت تقویت اتصالات بتن آرمه باعث افزایش جذب انرژی در نمونه‌های مورد بررسی شده است به طوری که با توجه به شکل‌های ۱۸ و ۱۹ میزان جذب انرژی در نمونه‌های دارای پس‌تنیدگی در حدود ۴۹٪ و در نمونه‌های بدون پس‌تنیدگی در حدود ۵۱٪ افزایش پیدا کرده است.

خلاصه نتایج به دست آمده از مدل‌سازی را می‌توان در جدول ۹ مشاهده

نمود.



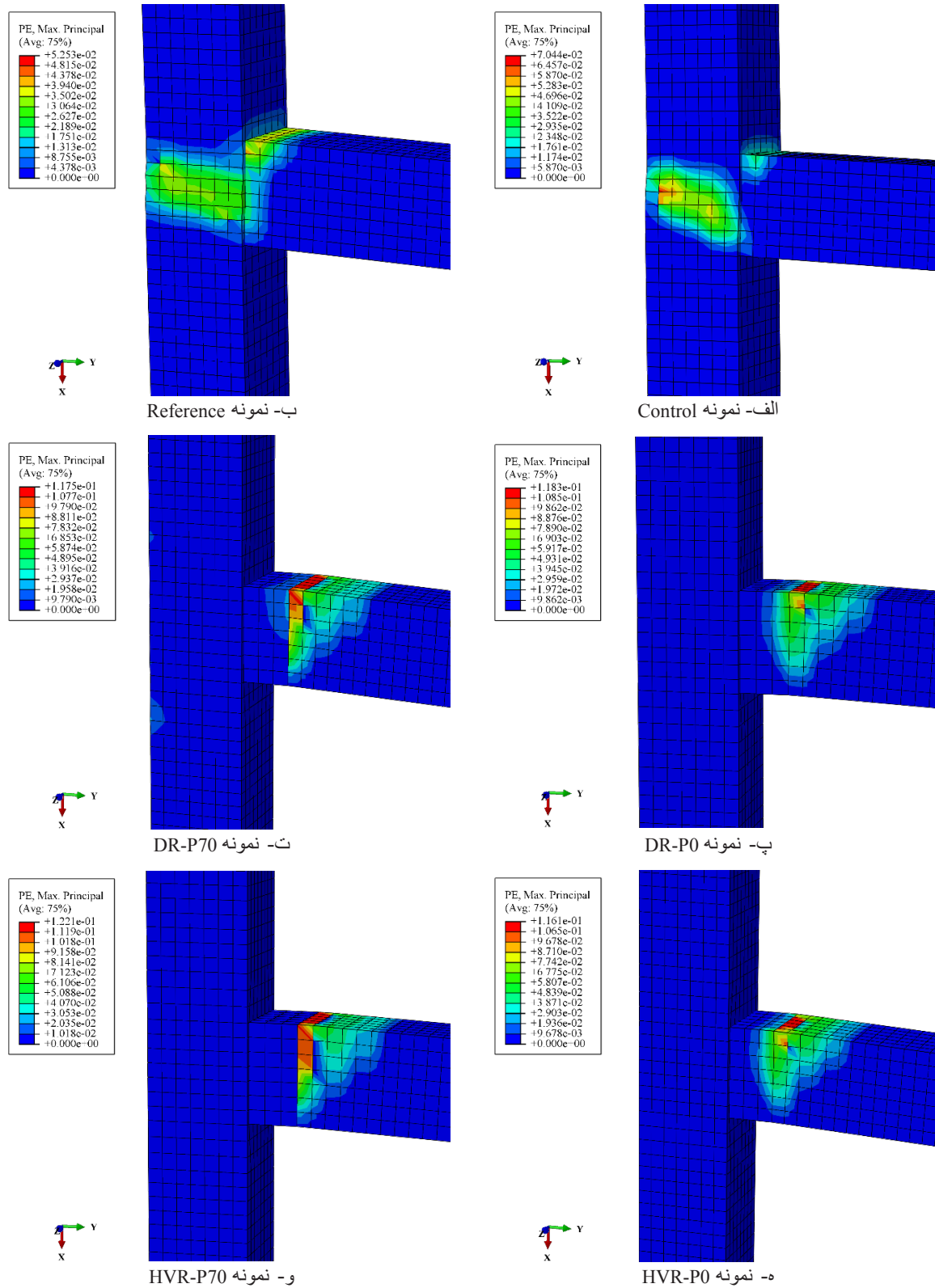
شکل ۱۸. مقدار انرژی جذب شده توسط نمونه‌ها تا جابجایی نسبی ۵٪

Fig. 18. Cumulative energy dissipation up to 5% drift for all specimens



شکل ۱۹. انرژی جذب شده تجمعی توسط نمونه‌ها تا جابجایی نسبی ۵٪

Fig. 19. Comparison of energy per cycle up to 5% drift for all specimens



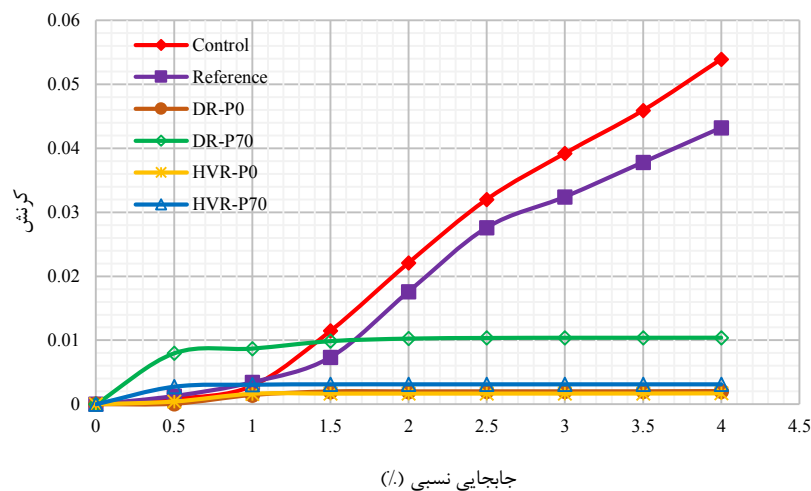
شکل ۲۰. توزیع کرنش در مقاطع بتنی نمونه‌های مدل‌سازی شده

Fig. 20. Strain distribution in concrete sections for specimens a) Control specimen; b) Reference specimen; c) Retrofitted specimen DR-P0 d) Retrofitted specimen DR-P70 ;e) Retrofitted specimen HVR-P0 ;f) Retrofitted specimen HVR-P70

جدول ۹. نتایج ارزیابی عملکردی نمونه‌ها

Table 9. Evaluation results of performance for specimens

نمونه	حداکثر ظرفیت (kN)	افزایش ظرفیت (%)	حداکثر جابجایی (mm)	جذب انرژی (kN-m)	بهبود جذب انرژی (%)
Control	۳۲/۶۵	---	۳۳/۰۷	۱/۵۸	---
Reference	۳۶/۵۵	۱۲	۳۲/۹۳	۲/۰۴	۲۹
XR-P0	۴۴/۴۲	۳۶	۳۱/۷۸	۲/۳۸	۵۱
XR-P70	۴۶/۸۴	۴۳	۳۵/۵	۲/۳۶	۴۹
HVR-P0	۴۴/۷۷	۳۷	۲۷/۸۹	۲/۳۸	۵۱
HVR-P70	۴۶/۴۷	۴۲	۲۸/۴۹	۲/۳۵	۴۹



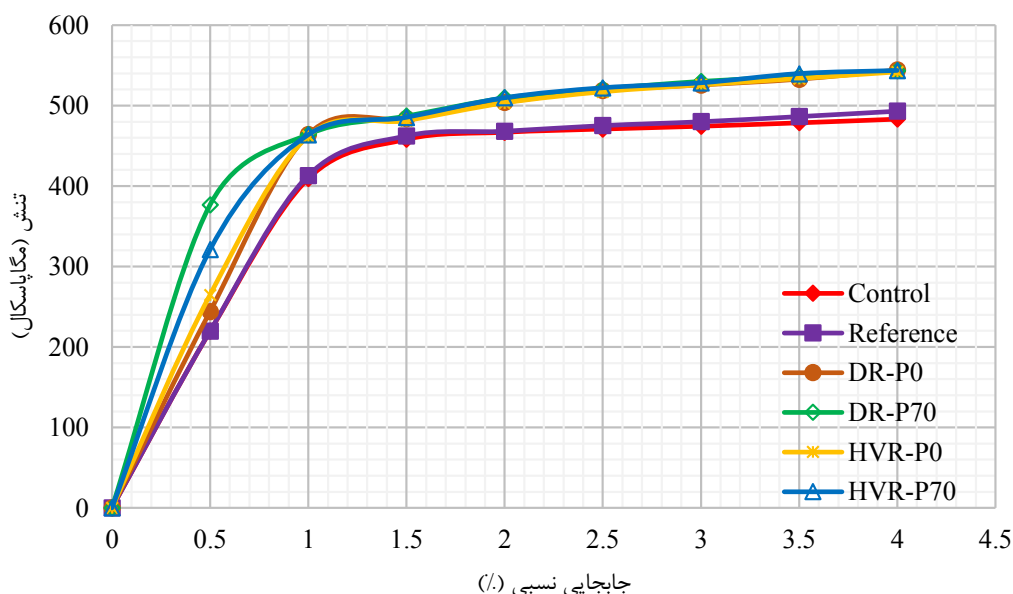
شکل ۲۱. مقایسه حداکثر کرنش موجود در بلوک چشمه اتصال

Fig. 21. Comparison of maximum strain in joint panel zone up to 4% drift for all specimens

محصور شدگی ایجاد شده توسط تقویت پیشنهادی، تنش در ناحیه‌ی بزرگ‌تری توزیع پیدا می‌کند که همین امر موجب عملکرد بهتر میلگردهای طولی و عرضی در عملیات باربری می‌شود، حتی توزیع تنش در نمونه‌های دارای تقویت نسبت به نمونه Reference که دارای میلگردهای عرضی در محل چشمه اتصال می‌باشد نیز بیشتر بوده است.

پس از به وجود آمدن کرنش‌های اندک در ابتدای بارگذاری، با افزایش بار، کرنش‌ها ثابت می‌مانند. مقایسه کرنش‌های به وجود آمده در بلوک چشمه اتصال را در دریفتهای مختلف می‌توان در شکل ۲۱ مشاهده نمود.

با بررسی توزیع تنش‌ها در میلگردهای طولی نمونه‌ها مشاهده می‌شود که در نمونه‌های تقویتی به دلیل بزرگ‌تر شدن ابعاد اتصال و همچنین



شکل ۲۲. مقایسه حداکثر تنش در آرماتورهای طولی نمونه‌ها

Fig. 22. Comparison of maximum stress in longitudinal reinforcement up to 4% drift for all specimens

۳- به کار بردن بولت‌های پرمقاومت خارجی موجب افزایش قابل توجه ظرفیت برشی نمونه‌ها می‌شود به طوری که ظرفیت برشی نهایی در نمونه‌های DR-P0 و DR-P70 به ترتیب ۳۷٪ و ۴۴/۷٪ و در نمونه‌های HVR-P0 و HVR-P70 به ترتیب ۳۸/۳٪ و ۴۳/۶٪ نسبت به نمونه Control افزایش یافته است.

۴- میزان جذب انرژی در نمونه‌های DR-P0 و DR-P70 به ترتیب ۵۱٪ و ۴۹٪ و در نمونه‌های HVR-P0 و HVR-P70 به ترتیب ۵۱٪ و ۴۹٪ افزایش یافته است که نشان دهنده عملکرد مناسب این نوع تقویت در بارهای لرزه‌ای می‌باشد.

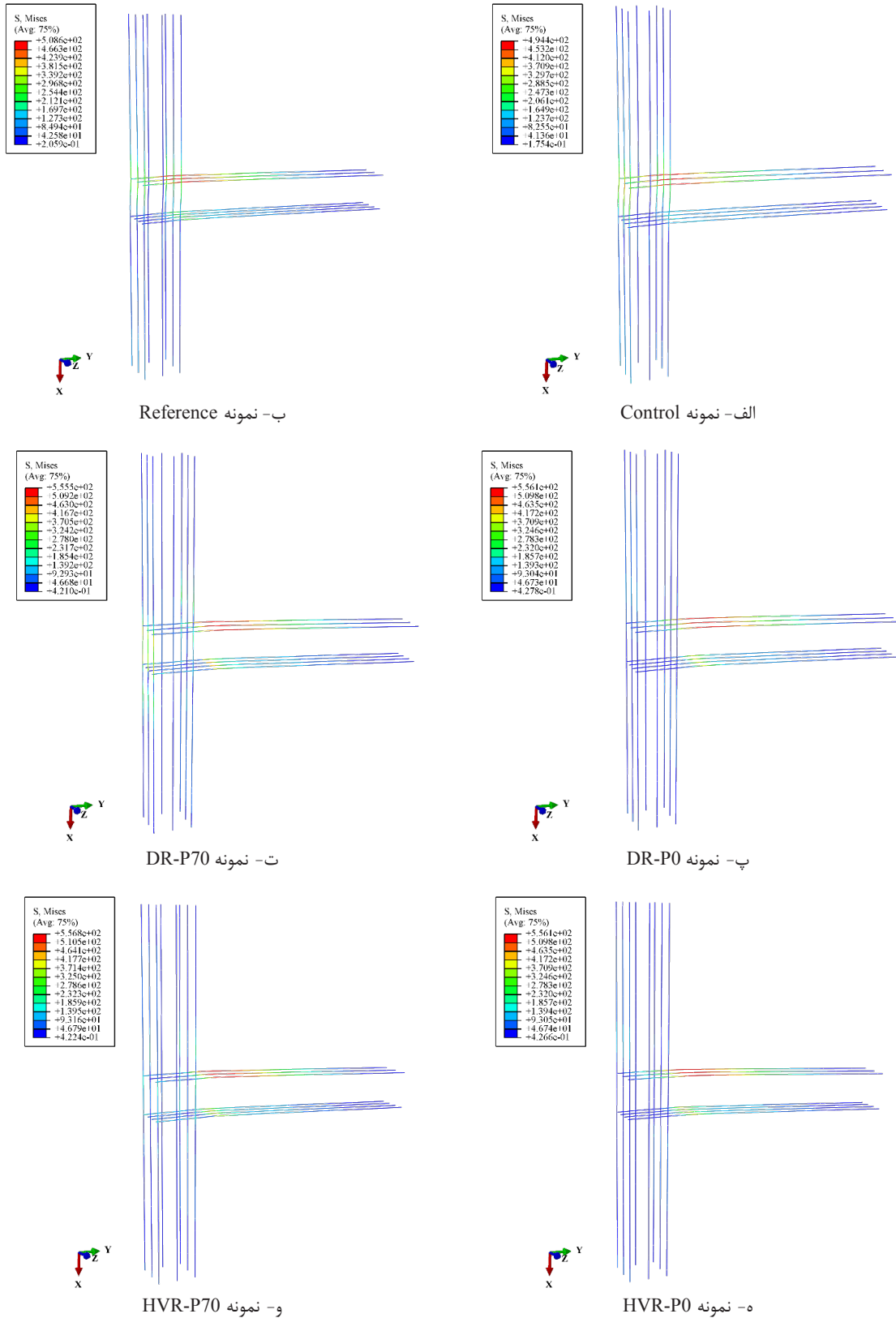
۵- استفاده از بولت‌های پرمقاومت خارجی، طول مفصل پلاستیک را تقریباً ۲ برابر می‌کند به طوری که طول مفصل پلاستیک در نمونه‌های Control و Reference به ترتیب برابر ۲۱۵ میلی‌متر و ۲۳۰ میلی‌متر می‌باشد ولی در نمونه‌های DR-P0 و HVR-P0 ۴۲۰ میلی‌متر و در نمونه‌های DR-P70 و HVR-P70 ۴۳۰ میلی‌متر می‌باشد.

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش سعی شده است روشی موثر و کارآمدی جهت تقویت برشی اتصالات بتن آرمه ارائه شود که از لحاظ اجرایی نیز کاملاً کاربردی و قابل اجرا باشد. بر همین اساس استفاده از بولت‌های پرمقاومت خارجی پیشنهاد گردید که با توجه به شرایط موجود و با قرارگیری نبشی‌های تقویتی در چهار کنج اتصال می‌توانند به صورت افقی-قائم و یا مورب به کار برده شوند. مدل‌سازی روش پیشنهادی نتایج قابل قبولی را به دست می‌دهد که به صورت خلاصه می‌توان به موارد زیر اشاره نمود؛

۱- مهم‌ترین نتیجه به دست آمده از بررسی روش‌های پیشنهادی این است که با استفاده از این روش از شکستگی برشی چشمه اتصال که می‌تواند بسیار خطرناک نیز باشد جلوگیری می‌کند.

۲- استفاده از روش پیشنهادی موجب افزایش ابعاد اتصال شده که همین موضوع باعث افزایش توزیع تنش در نمونه‌ها می‌شود و از شکستگی موضعی در اتصالات جلوگیری می‌کند.



شکل ۲۳. توزیع تنش در آرماتورهای نمونه‌های مدل‌سازی شده

Fig. 23. Strain distribution in longitudinal reinforcement for specimens

- versus as-built joints, *Engineering Structures*, 57 (2013) 394-405.
- [11] R. Gião, V. Lúcio, C. Chastre, Assessing the behaviour of RC beams subject to significant gravity loads under cyclic loads, *Engineering structures*, 59 (2014) 512-521.
- [12] R. Gião, V. Lúcio, C. Chastre, Gravity load effects on the behaviour of reinforced concrete beam critical zones subjected to cyclic loads, *Engineering Structures*, 181 (2019) 503-518.
- [13] G. Kotsovou, H. Mouzakis, Exterior RC beam-column joints: new design approach, *Engineering structures*, 41 (2012) 307-319.
- [14] A. Masi, G. Santarsiero, G.P. Lignola, G.M. Verderame, Study of the seismic behavior of external RC beam-column joints through experimental tests and numerical simulations, *Engineering Structures*, 52 (2013) 207-219.
- [15] S. Park, K.M. Mosalam, Parameters for shear strength prediction of exterior beam-column joints without transverse reinforcement, *Engineering structures*, 36 (2012) 198-209.
- [16] A. Sharma, R. Eligehausen, G. Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, *Engineering Structures*, 33(3) (2011) 1034-1051.
- [17] A. Doğangün, Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey, *Engineering Structures*, 26(6) (2004) 841-856.
- [18] A. Ghobarah, M. Saatcioglu, I. Nistor, The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure, *Engineering structures*, 28(2) (2006) 312-326.
- [19] T. Gur, A. Pay, J.A. Ramirez, M.A. Sozen, A.M. Johnson, A. Irfanoglu, A. Bobet, Performance of school buildings in Turkey during the 1999 Düzce and the 2003 Bingöl earthquakes, *Earthquake Spectra*, 25(2) (2009) 239-256.
- [20] W.Y. Kam, S. Pampanin, K. Elwood, Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*,
- [1] P. Alaei, B. Li, High-strength concrete exterior beam-column joints with high-yield strength steel reinforcements, *Engineering Structures*, 145 (2017) 305-321.
- [2] S. Alavi-Dehkordi, D. Mostofinejad, Behavior of concrete columns reinforced with high-strength steel rebars under eccentric loading, *Materials and Structures*, 51(6) (2018) 145.
- [3] S. Alavi-Dehkordi, D. Mostofinejad, P. Alaei, Effects of high-strength reinforcing bars and concrete on seismic behavior of RC beam-column joints, *Engineering Structures*, 183 (2019) 702-719.
- [4] P. Cheung, T. Paulay, R. Park, New Zealand tests on full-scale reinforced concrete beam-column-slab subassemblages designed for earthquake resistance, *Special Publication*, 123 (1991) 1-38.
- [5] R.P. Dhakal, T.-C. Pan, P. Irawan, K.-C. Tsai, K.-C. Lin, C.-H. Chen, Experimental study on the dynamic response of gravity-designed reinforced concrete connections, *Engineering Structures*, 27(1) (2005) 75-87.
- [6] S. Hakuto, R. Park, H. Tanaka, Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details, *Structural Journal*, 97(1) (2000) 11-25.
- [7] J. Kim, J.M. LaFave, Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections, *Engineering structures*, 29(10) (2007) 2523-2539.
- [8] B. Li, C.L. Leong, Experimental and numerical investigations of the seismic behavior of high-strength concrete beam-column joints with column axial load, *Journal of Structural Engineering*, 141(9) (2015) 04014220.
- [9] P. Bakir, H. Boduroğlu, A new design equation for predicting the joint shear strength of monotonically loaded exterior beam-column joints, *Engineering structures*, 24(8) (2002) 1105-1117.
- [10] A. Elsouri, M. Harajli, Seismic response of exterior RC wide beam-narrow column joints: earthquake-resistant

- Structures, 25(5) (2017) 535-544.
- [32] O. Rezaifar, A. Younesi, Finite element study the seismic behavior of connection to replace the continuity plates in (NFT/CFT) steel columns, *Steel and Composite Structures*, 21(1) (2016) 73-91.
- [33] O. Rezaifar, A. Younesi, Experimental study discussion of the seismic behavior on new types of internal/external stiffeners in rigid beam-to-CFST/HSS column connections, *Construction and Building Materials*, 136 (2017) 574-589.
- [34] O. Rezaifar, A. Younesi, Analytical study of beam-to-HSS/CFT column connections by trapezoidal external stiffener, *International Journal of Steel Structures*, 17(2) (2017) 579-592.
- [35] A. Haghghat, N.A. Heydarian, M.K. Sharbatdar, Evaluation of new composite rigid joint under cyclic loading and its effect on one-floor composite frame, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 4(2) (2017) 85-105.
- [36] N. Hoveidae, a. azimzadeh, A. Keyvani, Numerical investigation of the effect of joint core details on the performance of reinforced concrete column to steel beam connection in corner columns, *Journal of Structural and Construction Engineering*, (2018) -.
- [37] y. mohamadi, M. Esfahani, Experimental investigation on the behavior of reinforced concrete columns to steel beams connections, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, (2018) -.
- [38] C. Beschi, P. Riva, G. Metelli, A. Meda, HPRC jacketing of non seismically detailed RC corner joints, *Journal of Earthquake Engineering*, 19(1) (2015) 25-47.
- [39] C.-T. Dang, N.-H. Dinh, Experimental Study on Structural Performance of RC Exterior Beam-Column Joints Retrofitted by Steel Jacketing and Haunch Element under Cyclic Loading Simulating Earthquake Excitation, *Advances in Civil Engineering*, 2017 (2017).
- [40] C. Del Vecchio, M. Di Ludovico, A. Balsamo, A. Prota, Seismic retrofit of real beam-column joints using fiber-reinforced cement composites, *J. Struct. Eng.*, 144(5) (2018) 04018026.
- 44(4) (2011) 239-278.
- [21] D.K. Miller, Lessons learned from the Northridge earthquake, *Engineering structures*, 20(4-6) (1998) 249-260.
- [22] A. Pakzad, M. Khanmohammadi, Experimental cyclic behavior of code-conforming exterior wide beam-column connections, *Engineering Structures*, 214 (2020) 110613.
- [23] H. Sezen, A.S. Whittaker, K.J. Elwood, K.M. Mosalam, Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey, *Engineering Structures*, 25(1) (2003) 103-114.
- [24] B. Zhao, F. Taucer, T. Rossetto, Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China, *Engineering Structures*, 31(8) (2009) 1707-1723.
- [25] R. Park, T. Paulay, Reinforced concrete structures, John Wiley & Sons, 1975.
- [26] N.W. Hanson, H.W. Conner, Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints, *Journal of the Structural Division*, 93(5) (1967) 533-560.
- [27] A.L. PARME, Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, *ACI JOURNAL*, (1976) 375.
- [28] R. Park, A summary of results of simulated seismic load tests on reinforced concrete beam-column joints, beams and columns with substandard reinforcing details, *Journal of Earthquake Engineering*, 6(02) (2002) 147-174.
- [29] A. Liu, R. Park, Seismic behaviour of existing moment-resisting frames with plain round reinforcing bars designed to pre-1970s codes, in: *Proc. of 12WCEE*, 2000.
- [30] A. Liu, R. Park, Seismic behavior and retrofit of pre-1970's as-built exterior beam-column joints reinforced by plain round bars, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 34(1) (2001) 68-81.
- [31] O. Rezaifar, M. Nazari, M. Gholhaki, Experimental study of rigid beam-to-box column connections with types of internal/external stiffeners, *Steel and Composite*

- strengthening composites, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(11) (2018) 4509-4518.
- [51] H. Jahangir, M.R. Esfahani, Investigating loading rate and fibre densities influence on SRG-concrete bond behaviour, *Steel and Composite Structures*, 34(6) (2020) 877-889.
- [52] H. Jahangir, M.R. Esfahani, Experimental analysis on tensile strengthening properties of steel and glass fiber reinforced inorganic matrix composites, *Scientia Iranica*, (2020).
- [53] M. Santandrea, I. Imohamed, H. Jahangir, C. Carloni, C. Mazzotti, S. De Miranda, F. Ubertini, P. Casadei, An investigation of the debonding mechanism in steel FRP- and FRCM-concrete joints, in: *4th Workshop on the new boundaries of structural concrete*, 2016, pp. 289-298.
- [54] K. Allam, A.S. Mosallam, M.A. Salama, Experimental evaluation of seismic performance of interior RC beam-column joints strengthened with FRP composites, *Engineering Structures*, 196 (2019) 109308.
- [55] E.Z. Beydokhti, H. Shariatmadar, Strengthening and rehabilitation of exterior RC beam-column joints using carbon-FRP jacketing, *Materials and Structures*, 49(12) (2016) 5067-5083.
- [56] E. Esmaeli, F. Danesh, K.F. Tee, S. Eshghi, A combination of GFRP sheets and steel cage for seismic strengthening of shear-deficient corner RC beam-column joints, *Composite Structures*, 159 (2017) 206-219.
- [57] M.N. Hadi, T.M. Tran, Retrofitting nonseismically detailed exterior beam-column joints using concrete covers together with CFRP jacket, *Construction and Building Materials*, 63 (2014) 161-173.
- [58] M.N. Hadi, T.M. Tran, Seismic rehabilitation of reinforced concrete beam-column joints by bonding with concrete covers and wrapping with FRP composites, *Materials and Structures*, 49(1-2) (2016) 467-485.
- [59] E. Ilia, D. Mostofinejad, Seismic retrofit of reinforced concrete strong beam-weak column joints using EBROG method combined with CFRP anchorage system, *Engineering Structures*, 194 (2019) 300-319.
- [41] M.I. Khan, M.A. Al-Osta, S. Ahmad, M.K. Rahman, Seismic behavior of beam-column joints strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete, *Composite Structures*, 200 (2018) 103-119.
- [42] S. Sasmal, S. Voggu, Strut-relieved single steel haunch bracing system for mitigating seismic damage of gravity load designed structures, *Journal of Structural Engineering*, 144(10) (2018) 04018167.
- [43] I.G. Shaaban, O.A. Seoud, Experimental behavior of full-scale exterior beam-column space joints retrofitted by ferrocement layers under cyclic loading, *Case studies in construction materials*, 8 (2018) 61-78.
- [44] R. Sharma, P.P. Bansal, Behavior of RC exterior beam column joint retrofitted using UHP-HFRC, *Construction and Building Materials*, 195 (2019) 376-389.
- [45] A.-D.G. Tsonos, Performance enhancement of R/C building columns and beam-column joints through shotcrete jacketing, *Engineering Structures*, 32(3) (2010) 726-740.
- [46] Y. Yang, Y. Xue, N. Wang, Y. Yu, Experimental and numerical study on seismic performance of deficient interior RC joints retrofitted with prestressed high-strength steel strips, *Engineering Structures*, 190 (2019) 306-318.
- [47] A. Zabihi, H.-H. Tsang, E.F. Gad, J.L. Wilson, Seismic retrofit of exterior RC beam-column joint using diagonal haunch, *Engineering Structures*, 174 (2018) 753-767.
- [48] H. Rezaee Azariani, m.R. Esfahani, H. Shariatmadar, Experimental investigation on exterior RC beam-column connections subjected to cyclic loading using steel and shape memory alloy (SMA) reinforcing bars, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(Special Issue 2) (2019) 149-174.
- [49] H. Jahangir, M. Bagheri, S.M.J. Delavari, Cyclic Behavior Assessment of Steel Bar Hysteretic Dampers Using Multiple Nonlinear Regression Approach, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, (2020) 1-25.
- [50] H. Jahangir, M.R. Esfahani, Numerical study of bond-slip mechanism in advanced externally bonded

- [69] L. Jing, H.J. Pam, T. Francis, New details of HSC beam-column joints for regions of low to moderate seismicity, in: 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, Canada, 2004.
- [70] J. Shafaei, A. Hosseini, M.S. Merefat, Seismic retrofit of external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles, *Engineering Structures*, 81 (2014) 265-288.
- [71] Ö. Yurdakul, Ö. Avşar, Strengthening of substandard reinforced concrete beam-column joints by external post-tension rods, *Engineering Structures*, 107 (2016) 9-22.
- [72] R. Rahman, S. Dirar, Y. Jemaa, M. Theofanous, M. Elshafie, Experimental behavior and design of reinforced concrete exterior beam-column joints strengthened with embedded bars, in, ASCE, 2018.
- [73] R. Morshed, E. Tavasoli, M. Barzegar, EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON SHEAR STRENGTHENING OF RC BEAMS BY PRESTRESSED EMBEDDED THROUGH-SECTION BARS, *Sharif Journal of Civil Engineering*, 34.2(4.2) (2019) 102-110.
- [74] J. Lee, G.L. Fenves, Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of engineering mechanics*, 124(8) (1998) 892-900.
- [75] A.C. Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14): an ACI Report, American Concrete Institute. ACI, 2014.
- [76] M. Bangash, Concrete and concrete structures: Numerical modelling and applications, (1989).
- [77] S.P. Shah, S.E. Swartz, C. Ouyang, Fracture mechanics of concrete: applications of fracture mechanics to concrete, rock and other quasi-brittle materials, John Wiley & Sons, 1995.
- [78] P. Kmieciak, M. Kamiński, Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration, *Archives of civil and mechanical engineering*, 11(3) (2011) 623-636.
- [60] D. Mostofinejad, M. Hajrasouliha, 3D beam-column corner joints retrofitted with X-shaped FRP sheets attached via the EBROG technique, *Engineering Structures*, 183 (2019) 987-998.
- [61] D. Mostofinejad, S.M. Hosseini, B.N. Tehrani, M.R. Eftekhar, M. Dyari, Innovative warp and wool strap (WWS) method to anchor the FRP sheets in strengthened concrete beams, *Construction and Building Materials*, 218 (2019) 351-364.
- [62] Y.T. Obaidat, G.A. Abu-Farsakh, A.M. Ashteyat, Retrofitting of partially damaged reinforced concrete beam-column joints using various plate-configurations of CFRP under cyclic loading, *Construction and Building Materials*, 198 (2019) 313-322.
- [63] A. Tajmir-Riahi, N. Moshiri, C. Czaderski, D. Mostofinejad, Effect of the EBROG method on strip-to-concrete bond behavior, *Construction and Building Materials*, 220 (2019) 701-711.
- [64] A. Kheyroddin, M.K. Sharbatdar, A. Ashary, Experimental Evaluation of RC Damaged Frames Rehabilitated at Critical Zones with CFRP Composite layers, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5(Special Issue 4) (2019) 22-35.
- [65] H. Rezaee Azariani, H. Shariatmadar, m.R. esfahani, Experimental investigation on exterior RC beam-column connections subjected to cyclic loadings using Steels, Fiber Reinforced Polymers reinforced bars, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, (2018) -.
- [66] M. Bagheri, A. Chahkandi, H. Jahangir, Seismic reliability analysis of RC frames rehabilitated by glass fiber-reinforced polymers, *International Journal of Civil Engineering*, 17(11) (2019) 1785-1797.
- [67] H. Jahangir, D.R. Eidgahee, A new and robust hybrid artificial bee colony algorithm-ANN model for FRP-concrete bond strength evaluation, *Composite Structures*, 257 (2021) 113160.
- [68] X. Lu, T.H. Urukup, S. Li, F. Lin, Seismic behavior of interior RC beam-column joints with additional bars under cyclic loading, *Earthquake and Structures*, 3(1) (2012) 37-57.

- [85] S.-J. Hwang, L. Hung-Jen, T.-F. Liao, W. Kuo-Chou, H.-H. Tsai, Role of hoops on shear strength of reinforced concrete beam-column joints, *ACI structural journal*, 102(3) (2005) 445.
- [86] H. Pam, A. Kwan, J. Ho, Post-peak behavior and flexural ductility of doubly reinforced normal-and high-strength concrete beams, *Structural Engineering and Mechanics*, 12(5) (2001) 459-474.
- [87] H. Pam, A. Kwan, M. Islam, Flexural strength and ductility of reinforced normal-and high-strength concrete beams, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 146(4) (2001) 381-389.
- [88] C.-M. Uang, Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions, *Journal of structural Engineering*, 117(1) (1991) 19-28.
- [79] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. Oñate, A plastic-damage model for concrete, *International Journal of solids and structures*, 25(3) (1989) 299-326.
- [80] D.C. Kent, R. Park, Flexural members with confined concrete, *Journal of the Structural Division*, (1971).
- [81] D.F. Socie, G.B. Marquis, *Multiaxial fatigue*, Society of Automotive Engineers Warrendale, PA, 2000.
- [82] A.C. Institute, Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary (ACI 374.1-05), (2005).
- [83] A.H. Mattock, Rotational capacity of hinging regions in reinforced concrete beams, *Special Publication*, 12 (1965) 143-181.
- [84] T. Paulay, M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, (1992).

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

E. Tavasoli, O. Rezaifar, A. Kheyroddin, *Investigation of finite element retrofit of T-shaped reinforced concrete beam-column joints by external bolts*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(4) (2022) 1219-1248.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19228.7143



