

مدل سازی غیرخطی دستک فشاری و کششی برای اتصالات بهسازی شده به روش بزرگ کردن ناحیه اتصال و پیش تنیدگی

سید احمد نظامی^۱، جلیل شفافی^۲

۱- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود و دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، s.a.nezami@mail.um.ac.ir

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران، j.shafaei@shahroodut.ac.ir، ۰۲۳-۳۲۳۹۲۲۰۴

چکیده

ضرورت تقویت اتصالات تیر به ستون که بدون رعایت جزئیات لرزه‌ای ساخته شده‌اند، به طور قطع موضوعی زنده و پر اهمیت می‌باشد. آسیب در اتصال به عنوان یکی از نگران‌کننده‌ترین علل فروپاشی زنجیره‌ای ساختمان در زلزله‌های موثر گزارش می‌شود. عدم حضور خاموت ستون در ناحیه اتصال و عدم تامین گیرداری کافی آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال کماکان ضعف‌های لرزه‌ای موجودی هستند که همچنان زمینه بررسی و ارائه طرح بهسازی متناسب با آن پر رنگ می‌باشد. روش دستک فشاری و کششی بر پایه دانش مبتنی بر روش اجزای محدود، ابزار توانمند و قابل توسعه در حوزه غیرخطی می‌باشد. در این پژوهش بر اساس روش دستک فشاری و کششی مدل‌های تحلیلی برای ارزیابی اتصالات تیر-ستون کناری بتن‌آرمه با جزئیات لرزه‌ای، غیرلرزه‌ای و تقویت‌شده با روش بزرگ کردن ناحیه اتصال ارائه می‌شود. نتایج حاصل از مدل‌سازی غیرخطی دستک فشاری و کششی نمونه‌های تقویت‌شده و تقویت‌نشده نشان می‌دهد که این مدل از توانایی تشخیص اثر تسلیح برشی ناحیه اتصال در ظرفیت برشی و مکانیزم‌های غیرخطی فعال شده از جمله لغزش جزئی و کلی آرماتورهای طولی تیر در اتصال برخوردار می‌باشند. همچنین میزان تاثیرگذاری ابعاد بزرگ‌شدگی اتصال در طرح بهسازی و زوال سختی و مقاومت از دیگر قابلیت‌های مدل خرپاگونه معادل پیشنهاد شده می‌باشد. استفاده از مدل دستک فشاری و کششی در اتصالات موجود و تقویت‌شده منجر به تخمین ظرفیت نیروی حداکثر نمونه با دقت ۶٪ بر اساس نتایج آزمایشگاهی همراه بوده‌است. در پیش‌بینی سختی موثر نمونه‌ها، مدل‌های دستک فشاری و کششی توانست ۲۵٪ پاسخ همگرایی نسبت به نتایج بدست‌آمده از مدل‌های اجزای محدود بر مبنای نتایج آزمایشگاهی ارائه کند. این درحالی هست که کاهش زمان، هزینه محاسباتی و افزایش کیفیت درک روش دستک فشاری و کششی توسعه یافته در مقایسه با مدل میکرو اجزای محدود قابل توجه می‌گردد.

کلمات کلیدی

اتصالات تیر به ستون، ساختمان‌های بتن مسلح، روش دستک فشاری و کششی، بزرگ کردن ناحیه اتصال، خرپای غیرخطی معادل.

مقدمه

ضرورت تقویت اتصالات تیر به ستونی که بدون رعایت جزئیات لرزه‌ای ساخته شده‌اند، به طور قطع موضوعی زنده و پر اهمیت می‌باشد. آسیب در اتصال به عنوان یکی از نگران‌کننده‌ترین علل فروپاشی زنجیره‌ای ساختمان در زلزله‌های موثر گزارش می‌شود. عدم حضور خاموت ستون در ناحیه اتصال و عدم تامین گیرداری کافی آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال کماکان ضعف‌های لرزه‌ای موجودی هستند که همچنان زمینه بررسی و ارائه طرح مقاوم‌سازی متناسب با آن رایج می‌باشد. یکی از روش‌های عملی در تقویت اتصالات تیر به ستون سازه‌های بتن‌آرمه استفاده از تکنیک بزرگ کردن ناحیه اتصال با استفاده از ادوات تقویتی فولادی می‌باشد. موفقیت‌های طرح تقویتی پیشنهادی در جلوگیری از شکست ترد برشی و بهبود قابل توجه شکل‌پذیری و نیروی مقاوم‌جانبی حداکثر شامل نمونه‌های تجربی و مدل‌های میکرو عددی در جای دیگر [۱] پرداخته شده‌است.

مدل‌سازی به روش میکرو نیازمند سطح بالایی از اطلاعات پیرامون مدل واقعی می‌باشد و برای رسیدن به نتایج قابل قبول باید فرضیات صحیحی از شرایط مرزی، بارگذاری و وضعیت تماس‌ها وجود داشته‌باشد. با پیچیده‌شدن مدل و افزایش قیدها و المان‌ها، هزینه‌های محاسباتی افزایش پیدا می‌کند [۵-۲]. پیچیدگی توزیع تنش در ناحیه اتصال و اصلاح مدل نرم‌شدگی رفتار پلاستیسیته و توسعه آسیب بتن در ترکیب با فولاد از دیگر چالش‌های مدل‌سازی عددی در حوزه میکرو می‌باشد [۹-۶]. درحالی‌که مدل‌سازی به روش ماکرو با اینکه به سطح اطلاعات کمتری نسبت به مدل‌های میکرو، نیاز دارد ولی دقت انجام تحلیل در همان سطح باقی می‌ماند. مدل‌سازی ماکرو به روش دستک فشاری و کششی^۱ به عنوان جایگزین سبک و حرفه‌ای در آینده مدل‌های پر هزینه قرار دارد. فرض اساسی در مدل دستک فشاری و کششی، تفکیک‌پذیری میدان تنش پیوسته به صورت

^۱ Strut-and-Tie Model (STM)

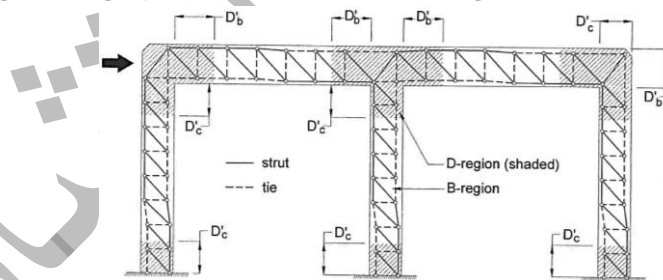
مجزا می‌باشد. با در نظر گرفتن بخش‌های فشاری به صورت دستک فشاری و برقراری تعادل نیرو با دستک‌های کششی در محل واقعی، منجر به خرپای معادلی می‌شود که می‌تواند نماینده رفتار کلی یا برخی از پارامترهای آن گردد. دستاوردی که کمک شایان به کاهش هزینه محاسبات و درک ساده از عملکرد زیرسازه به منظور ارزیابی، بهسازی و توسعه طرح می‌کند [۱۶-۱۰].

در تحقیق حاضر با استفاده از نتایج بدست آمده از مدل‌های صحت‌سنجی شده میکرو [۱، ۱۷] برای نمونه اتصالات تیر به ستون دارای جزئیات لرزه‌ای، بدون جزئیات لرزه‌ای و تقویت‌شده با تکنیک بزرگ‌کردن ناحیه اتصال، مدل خرپای معادل ارائه شده است. مدل توسعه یافته دستک فشاری و کششی قادر است به صورت نوآورانه مکانیزم‌های فعال شده غیرخطی در مناطق آشفته تنشی اتصال را پیش‌بینی کند و تصویر واضحی از مسیر نیرویی اتصالات لرزه‌ای، مستعد آسیب لرزه‌ای و تقویت‌شده را به نمایش بگذارد. وجود دانش مهندسی مبتنی بر جزئیات لرزه‌ای، جزئیات آرماتورگذاری و مکانیزم‌های خرابی و همچنین در نظر گرفتن ابتکارانه ماهیت غیرخطی در اجزای مدل و قابلیت جابجایی آن، توسعه غیرخطی مدل خرپای معادل برای زیرسازه اتصال را به ارمغان آورده است.

مدل‌های توسعه یافته درحالی ارائه شده است که مدل‌های پیشنهادی سایر پژوهشگران از جمله کاسم [۱۸]، کتیوت [۱۹]، چامهاوان [۲۰]، تای تو [۲۱] و مارچسلا [۲۲] در ارزیابی رفتار اتصالات لرزه‌ای تیر ستون بتن‌آرمه و اتصالات تقویت‌شده، یا تنها در سطح پیش‌بینی پاسخ‌های خطی باقی مانده است و یا در زمینه مدل‌های دارای ضعف لرزه‌ای مسکوت مانده است. استفاده از مدل خرپای معادل برای اتصالات تقویت شده به دلیل کاهش تمرکز تنش در ناحیه آشفته تنشی، ایده‌ای کارآمد و بدون چالش می‌باشد [۱۱، ۲۲، ۲۳]. درحالی که برای رسیدن به خرپای معادل در نمونه‌هایی که بیشتر ماهیت غیرخطی و توسعه آسیب را از خود بروز می‌دهند (اتصالات مستعد آسیب لرزه‌ای) نیازمند ابتکار عمل‌های مختص می‌باشد که در این پژوهش به صورت نوآورانه دنبال شده است. با استفاده از نتایج بدست آمده از مدل‌های ارائه شده، پارامترهایی از قبیل، سهم تقاضای نیرو و ظرفیت پلاستیک دستک‌های فشاری و کششی، تاثیر ابعاد بزرگ‌شدگی طرح تقویت در کاهش تقاضای تنشی ناحیه اتصال و وضعیت تسلیم‌شدگی دستک‌های کششی مربوط به آرماتورهای طولی تیر مورد بررسی می‌گیرد.

۱- دستک‌های خطی و غیرخطی فشاری و کششی

زمینه استفاده از مدل‌های خرپایی برای بررسی ظرفیت‌های سازه، اولین بار در تحلیل برش عضو بتن مسلح استفاده گردید. با استفاده از تلفیق بین مهندسی در مدل خرپایی واقع‌بینانه و نتایج تحلیل، سهم آرماتورها در مقاومت برشی تعیین گردید. پس از آن پژوهشگران تلاش‌های فراوانی در زمینه توسعه مکانیزم‌های خرپاگونه از قبیل مدل خرپای پلاستیسیته، مدل خرپای سازگاری مور و مدل دستک فشاری و کششی، انجام گردید. از میان این سه مدل خرپاگونه، تنها مدل دستک فشاری و کششی می‌تواند برای مناطقی که کرنش در آن غیرخطی می‌باشد، مورد استفاده قرار بگیرد. مطابق شکل ۱ نواحی کرنش غیرخطی به نواحی اطلاق می‌شود که بار یا ناپیوستگی‌های هندسی باعث توزیع نامنظم تنش و کرنش درون سطح مقطع می‌شود و از آن به عنوان مناطق آشفته تنشی^۲ یاد می‌شود. همچنین مناطقی که فرض می‌شود توزیع تنش‌های داخلی و کرنش‌ها به صورت منظم می‌باشد و بر اساس روش‌های مکانیک جامدات می‌توان مورد تحلیل قرار گیرد، مناطق برنولی^۳ نامیده می‌شود.



شکل ۱ مناطق B و D در مدل دستک فشاری و کششی قاب دو دهانه بتن‌آرمه [۲۱]

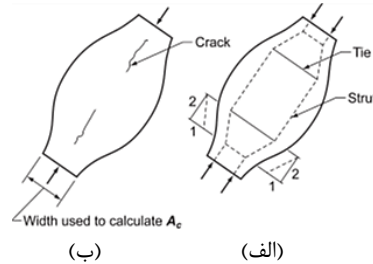
در سه دهه گذشته مدل دستک فشاری و کششی مورد توجه ویژه‌ای قرار گرفته است و از آن به عنوان منطقی‌ترین روش سازه برای تحلیل نواحی آشفته (D-) استفاده می‌شود. همچنین از این تکنیک برای تحلیل رفتار برشی نواحی برنولی (B-) در نظر گرفته می‌شود (هوانگ [۲۴]، پارک [۲۵]، کاسم [۱۸]، پالتا [۲۶] و حسن [۲۷] هوانگ [۲۸، ۲۹]، ژانگ [۳۰] و چتچوتیسک [۳۱، ۳۲]). بسیاری از پژوهشگران [۳۳، ۳۴] نتایج تحلیل‌های اجزای محدود و مسیر نیرویی بدست آمده از آن را پیشینه رسیدن به مدل خرپای ایده‌آل به روش دستک فشاری و کششی قرار داده‌اند. با استفاده از مدل دستک فشاری و کششی ظرفیت نواحی آشفته (D-) سازه تعیین می‌گردد و طراح می‌تواند جریان نیروهای داخلی را پیش‌بینی کند و اعضای حامل بار بحرانی را شناسایی و طراحی سازه را انجام دهد. قابلیت اساسی روش دستک فشاری و کششی در پذیرفته شدن آن در دستورالعمل‌های

² Disturbed Regions (D-Regions)

³ B-region

طراحی [۳۵] بدین خاطر است که همواره پاسخ نیرویی روش حاضر، کوچک تر یا مساوی با سطح پاسخ حقیقی هستند. به عبارتی سطح پاسخ روش دستک فشاری و کششی در حالت حد پایین^۴ قرار دارد [۱۱-۱۶].

وجود دانش مهندسی مبتنی بر جزئیات لرزه‌ای، جزئیات آرماتورگذاری، مسیر نیرویی و مکانیزم‌های خرابی برای نواحی پرتنش، زمینه ساز مدل‌های دستک فشاری و کششی غیرخطی می‌گردد. این توسعه زمانی اتفاق می‌افتد که شرایط مختلف مکانیزم‌های خرابی در مدل خرابایی در نظر گرفته شده‌باشد. با استفاده از دو روش زیر می‌توان توزیع مسیر نیرویی مرتبط با پاسخ غیرالاستیک سازه در نظر گرفت؛ ۱- استفاده از مصالح غیرخطی؛ برای مثال هوانگ و لی [۲۴] یک مدل دستک فشاری و کششی براساس آیین نامه [۳۵] ACI 318 پیشنهاد دادند که در مصالح آن از رفتار غیرخطی بتن استفاده شد. ۲- پتانسیل غیرخطی در طرح مدل و استفاده از اعضای قادر به پیش‌بینی مکانیزم‌های خرابی؛ مثلا استفاده از اعضای کششی در دستک فشاری بطری شکل برای بررسی اثر ترک (شکل ۲).

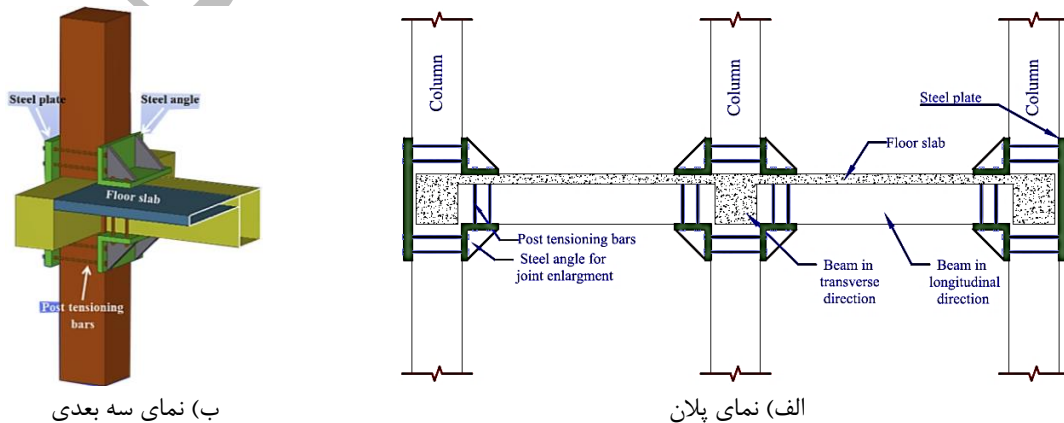


شکل ۲: دستک فشاری بطری شکل؛ (الف) مدل دستک فشاری و کششی آن، (ب) ترک خوردگی دستک بطری شکل (ACI 318-14[35])

در مدل‌سازی به روش دستک فشاری و کششی اعضای مدل به وسیله‌ی گره‌های واقع در انتهای خود به یکدیگر متصل می‌شوند و تعادل نیرو را برقرار می‌کنند. بخش‌هایی از مدل اصلی که تحت کشش هستند و تنش‌های کششی را منتقل می‌کنند، در مدل دستک فشاری و کششی توسط دستک‌های کششی در موقعیت آرماتورهای تحت کشش در نظر گرفته می‌شوند و نیروهای فشاری، عمده تنش‌ها از طریق دستک‌های فشاری بتنی منتقل می‌شوند. مطابق با مدل‌های تحقیقات پیشین [۲۱] در محل‌هایی که مدل هر دو نیروهای فشاری و کششی را تجربه می‌کند از دستک فشاری و کششی به صورت همزمان استفاده شد و زمانی که دستک‌ها تحت فشار هستند، دستک با خصوصیات بتنی و دستک با خصوصیات فولادی هر دو در انتقال تنش‌های فشاری مشارکت دارند و هنگامی که دستک‌ها تحت کشش قرار می‌گیرند دستک با خصوصیات بتنی به علت در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در مصالح آن، ترک می‌خورد و تنش‌های کششی توسط دستک‌های از جنس فولاد منتقل می‌شود.

۲- مقاومت‌سازی لرزه‌ای اتصال با استفاده از بزرگ کردن ناحیه اتصال

تحقیقات گسترده‌ای برای بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر □ ستون انجام شده‌است. اما توجه کمتری به تکنیک‌های عملی برای اصلاح لرزه‌ای اتصالات فاقد جزئیات لرزه‌ای شده‌است. اغلب این روش‌ها با هدف بهبود ظرفیت برشی اتصال و اطمینان از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر صورت گرفته است. مقاومت‌سازی اتصالات تیر-ستون بتن‌آرمه با استفاده از روش‌های بتنی یکی از تکنیک‌های متداول است [۳۶]. اما در این روش قطعات بیرون‌زده از ژاکت بتنی را تولید می‌کند، که باعث کاهش فضای قابل استفاده در کف می‌شود و ممکن است در بسیاری از موارد آن را از نظر معماری غیر قابل قبول کند. با معرفی مواد پلیمری مسلح شده با الیاف^۵، تکنیک‌های بسیاری برای افزایش مقاومت برشی اتصالات تیر □ ستون بتن‌آرمه در نظر گرفته شده‌است. این روش نیازمند دسترسی کامل به محل پیرامون اتصال تیر □ ستون است که غالباً به علت عدم باز شو و محصورشدگی دال چالش‌های بالقوه‌ای را بوجود می‌آورد و نمی‌تواند سختی دورانی محل اتصال را تقویت کند [۳۷-۴۴].



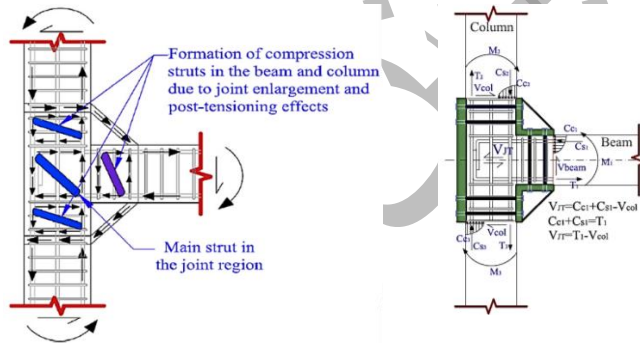
⁴ Lower Bound

⁵ Fiber Reinforced Polymers (FRP)

شکل ۳: نمایی از مقاومسازی اتصالات بتن آرمه با استفاده از نبشی‌های فولادی [۴۵]

شفائی و همکاران [۴۵، ۱] مطابق شکل ۳ یک روش نوآورانه با عنوان بزرگ کردن ناحیه اتصال تیر-ستون با استفاده از قطعات فولادی برای بهسازی اتصالات پیشنهاد و آزمایش کردند. در این روش بهسازی دیگر نیازی به تخریب قسمت‌های اطراف اتصال از جمله دال نمی‌باشد و به عبارتی معمار پذیر است. از آنجا که در این تکنیک از مواد متعارف استفاده می‌شود و با سهولت در اجرا همراه است؛ لذا در مقایسه با سایر تکنیک‌ها ارزان قیمت می‌باشد. در این روش تقویتی مانند سایر روش‌های تقویتی با بزرگ کردن ناحیه اتصال و تعریف مسیر نیرویی جدید، تقاضای تنش ناحیه اتصال کاهش می‌یابد و در کنار پایداری قابل توجه ادوات تقویتی در طول تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، حفاظت برشی از ناحیه اتصال آسیب‌پذیر تضمین می‌گردد.

اضافه کردن نبشی‌ها و ورق فولادی به اطراف ناحیه مشترک در صورت حفظ پیوستگی با سطح بتن، مطابق شکل ۴ قادر است بخش‌هایی از تیر و ستون را به ظرفیت برشی ناحیه اتصال اضافه کند. قبل از تقویت و توسعه اتصال، سطح مقاوم برشی به اندازه سطح ستون می‌باشد و بعد از تقویت اتصال، سطح مقاوم برشی گسترش می‌یابد. بدین صورت تقاضای تنش برشی و تمرکز نیرو در ناحیه مشترک کاهش می‌یابد و رویکرد بزرگ کردن ناحیه اتصال تحقق می‌یابد. در این حالت زیر سازه قادر است برش متناظر با حداکثر ظرفیت خمشی تیر را از محل اتصال توسعه یافته منتقل کند. یکی از دستاوردهای مدل‌های دستک فشاری و کششی برای نواحی آشفته تنش مانند ناحیه اتصال تیر-ستون، بررسی مسیر نیرویی بر اساس ظرفیت مواد بتنی و فولادی در انعکاس دستک‌های کششی و فشاری می‌باشد. مطابق شکل ۴ بر اساس جهت لنگر و برش ایجاد شده در ستون‌ها و تیر اطراف ناحیه اتصال، بلوک تنش در ناحیه اتصال تقویت‌نشده (بدون خاموت عرضی) به وجود می‌آید. با استفاده از جهت تنش‌های اصلی (و بار محوری ستون) یک دستک فشاری قطری اصلی معرفی می‌شود. مولفه افقی نیروی جریان پیدا کرده در دستک فشاری اصلی، به عنوان مقاومت برشی اتصال شناخته می‌شود. با اضافه کردن نبشی‌های فولادی در اطراف اتصال به گونه‌ای که لغزش در سطح تماس نبشی‌ها و بتن ایجاد نگردد، بلوک تنش مشابه با جریان نیرو در ناحیه اتصال، برای بخش‌های محصور شده ستون‌ها و تیر اتفاق می‌افتد. به عبارتی جهت دستک‌های مورب فشاری در نواحی محصور شده در تیر و ستون بالا و ستون پایین تغییر جهت می‌دهد و هم‌جهت با دستک فشاری اصلی در ناحیه اتصال می‌گردد. بدین ترتیب بخش‌های جدیدی در ظرفیت برشی اتصال مشارکت می‌کنند و از تمرکز تنش و تقاضای نیرویی در ناحیه مشترک کاسته می‌شود.



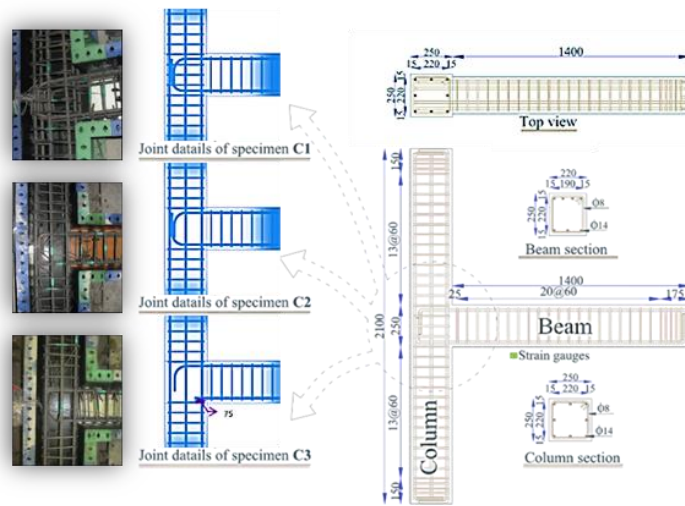
ب) دستک قطری فشاری توسعه یافته

الف) افزایش مشارکت در نیروی برشی مقاوم اتصال

شکل ۴: مکانیزم انتقال بار اتصالات تیر-ستون توسعه یافته [۴۵]

۳- معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی برای صحت‌سنجی مدل تحلیلی

اتصالات مورد بررسی در این پژوهش برگرفته از نمونه‌های آزمایشگاهی شفائی و همکاران [۴۵، ۴۶] می‌باشد. دو دسته کلی اتصالات مرسوم پیش از تقویت و دسته اتصالات تقویت‌شده را مورد مطالعه تجربی قرار دادند.



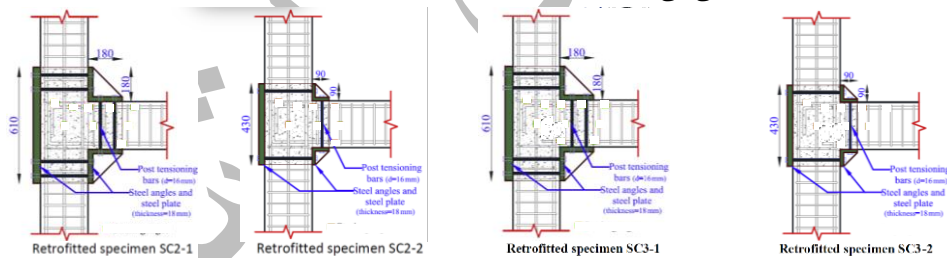
شکل ۵: ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌های تقویت نشده آزمایش (ابعاد به میلی‌متر) [۱]

۱-۳- اتصالات پیش از تقویت

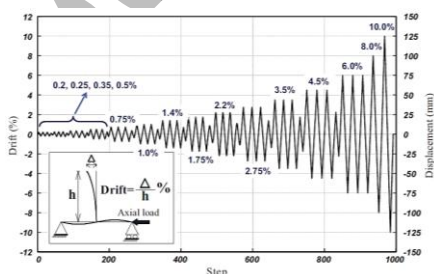
اتصالات بتن آرمه مورد بررسی، بر اساس جزئیات لرزه‌ای و جزئیات متداول غیرلرزه‌ای در ساخت گذشته به سه دسته تقسیم می‌شود. نمونه‌ی اول با جزئیات لرزه‌ای در نظر گرفته شد که بر اساس استانداردها دارای خاموت کافی در ناحیه اتصال و گیرداری آرماتورهای طولی تیر می‌باشد (C1). نمونه‌های بدون جزئیات لرزه‌ای (که بسیاری از اتصالات موجود را پوشش می‌دهد) شامل فقدان خاموت ستون در ناحیه اتصال هستند (C2) و در نمونه‌ی آخری علاوه بر ضعف قبلی، آرماتور مثبت تیر نیز در ناحیه اتصال امتداد پیدا نکرده‌است (C3). این سه نمونه با ابعاد هندسی مشابه به همراه مونتاژ نمونه‌ها در شکل ۵ نشان داده می‌شود.

۲-۳- اتصالات تقویت شده

برای اتصالات دارای ضعف‌های لرزه‌ای اشاره شده قبلی (C2 و C3)، نمونه‌های تقویت شده با نبشی‌های ۱۸۰ mm، ۱۴۰ mm و ۹۰ mm در نظر گرفته می‌شود. جزئیات مدل‌های عددی اتصالات تقویت شده در شکل ۶ مشخص شده‌است. نمونه‌های آزمایشگاهی از نبشی‌های با ضخامت ۱۸ mm و ورق فولادی ۱۸ mm با عرض ۴۰۲ mm و میله‌های پیش‌تینیده فولادی با قطر ۱۶ mm استفاده شد. صفحه‌ی فولادی و نبشی‌های بالا و پایین تیر با استفاده از سخت کننده‌های تعبیه شده، صلب باقی می‌مانند.



الف) ابعاد و جزئیات نمونه‌های آزمایش



ج) پروتکل بارگذاری چرخه ای جانبی



ب) راه اندازی آزمایش

شکل ۶: ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌های تقویت شده آزمایش (ابعاد به میلی‌متر) [۱]

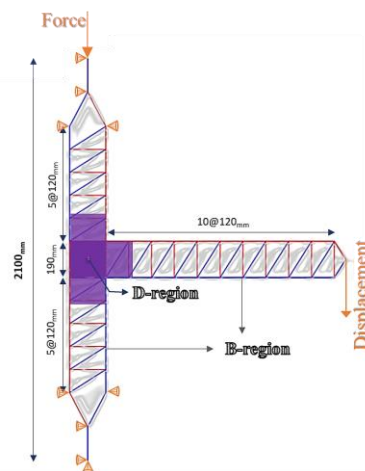
۴- مدل‌سازی اتصالات قبل و بعد از تقویت

مدل‌سازی به روش دستک فشاری و کششی برای اتصالات تیر-ستون شامل سه نوع از اتصالات موجود شامل اتصالات دارای جزئیات لرزه‌ای (C1)، اتصالات بدون جزئیات لرزه‌ای با ضعف فقدان خاموت در ناحیه اتصال (C2) و اتصالات بدون جزئیات لرزه‌ای با ضعف فقدان خاموت و عدم گیرداری

کافی آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال (C3) در نظر گرفته شد. تمامی اتصالات در نظر گرفته شده بر اساس نمونه‌های آزمایشگاهی شفائی و همکاران [۴۵، ۱] مدل‌سازی شده است.

برای تحلیل‌های غیرخطی مدل‌های ماکرو از نرم‌افزار اجزا محدود آباکوس استفاده شد. تحلیل به بارگذاری یک‌طرفه محدود شد و به گونه‌ای که نیروی اعمال شده به مدل‌ها یکبار در جهتی می‌باشد که دستک‌های بالای تیر در کشش قرار می‌گیرند و نتایج ثبت می‌گردد و بار دیگر مدل در وضعیت اولیه با جابجا کردن دستک‌های بالا و پایین تیر توسط همان نیروها در جهت قبلی اعمال می‌شود و نتایج ثبت می‌شود. برای اتصال دارای جزئیات لرزه‌ای تا دریفت ۶٪ و برای اتصالات دارای ضعف لرزه‌ای تا دریفت ۴/۵٪ بارگذاری انجام شد. مطابق شکل ۷ بار از نوع جابجایی کنترل به تیر در راستای عمود بر محور طولی آن در نظر گرفته شد و بار محوری $0.16 A_g f'_c$ به بالای ستون اعمال شد و شرایط مرزی تنها برای دو انتهای ستون‌ها مطابق شکل ۷ در نظر گرفته شد.

دستک‌های فشاری و کششی به صورت Wire با المان‌های دو گره ای B21 در نظر گرفته شد و اتصال بین اعضا با اتصال دهنده مفصلی^۶ مطابق شکل ۸ مدل‌سازی شد. مزیت استفاده از المان‌های Beam توانایی در اختصاص پروفیل‌های متنوع در نرم‌افزار می‌باشد. برای تحلیل غیرخطی مدل از روش استاتیکی استفاده شد و برای هر عضو، یک المان در نظر گرفته شد.



شکل ۷: بارگذاری، شرایط مرزی و ابعاد کلی مدل دستک فشاری و کششی اتصال تیر-ستون



شکل ۸: اتصال دهنده مفصلی در نرم‌افزار آباکوس

۴-۱- خصوصیات مصالح

برای تمامی مصالح استفاده شده در مدل دستک فشاری و کششی رفتار غیرخطی مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی در نظر گرفته شد و در محیط اجزا محدود صحت‌سنجی صورت گرفت. خصوصیات مکانیکی مصالح فولادی مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های اجزا محدود در جدول ۱ معرفی می‌شود. فولاد نرمه ساختمانی در کشش و فشار رفتار تقریباً مشابه دارد. رفتار کششی تک محوری آرماتورهای فولادی و سایر قطعات فولادی در ناحیه الاستیک بر اساس مدول یانگ متعارف ($E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$) و نسبت پواسن ۰/۳ در نظر گرفته شد. رفتار پلاستیک آرماتورها بر اساس رفتار دو خطی تعریف شد. برای تحلیل‌های یک‌طرفه صورت گرفته در مدل‌های دستک فشاری و کششی از آنجا که الگوی رشد سطح تسلیم با معیار تسلیم نخستین، تشابه دارد؛ لذا نوع سخت‌شدگی آرماتورها، ایزوتروپیک در نظر گرفته شد.

جدول ۱: خواص مکانیکی فولاد نمونه‌ها

قطععات بکار رفته	مقاومت تسلیم‌شدگی (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)	کرنش تسلیم‌شدگی (%)	کرنش نهایی (%)
Bar 14 mm (ASTM 615G60)	460	680	0.20	13
Bar 8 mm (ASTM 615G40)	350	410	0.18	18
Angles & Steel plate (ST37)	240	360	0.13	60

⁶ Join Connector Section

Prestressed bars	900	1000	-	10
------------------	-----	------	---	----

در مصالح بتنی بعد از بارگذاری و باربرداری‌های مکرر، کرنش‌های دائمی به علت اصطکاک و ترک‌های ریز به علت لغزش باقی می‌ماند که نوعی آسیب را ایجاد می‌کند. نرم افزار آباکوس، برای شبیه‌سازی آسیب در مواد بتن مسلح، سه مدل ترک ارائه می‌کند که عبارتند از مدل ترک پخشی بتن^۷، مدل شکست ترد و مدل خسارت-پلاستیک بتن؛ مدل خسارت-پلاستیک بتن تنها مدلی است که در هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی قابل استفاده است و برای مصالح ترد تحت بارگذاری چرخه‌ای با امکان بازیابی سختی طراحی شده‌است. گنیکوم سو و پولاک [۴۷] رفتار دال‌های بتن مسلح را با استفاده از مدل‌های CDP در آباکوس مورد مطالعه قرار دادند. نتایج تحقیقاتشان نشان داد که تحلیل اجزای محدودی به رفتار کششی بتن، اندازه مش‌ها، زاویه اتساع و پارامترهای خسارت بتن حساس می‌باشد. در این مقاله از مدل‌های CDP برای مدل‌سازی سه بعدی اتصالات تیر-ستون بتن مسلح در برنامه آباکوس استفاده می‌شود. در مدل CDP زوال سختی با تعریف ارتباط بین تنش و تنش موثر مدل‌سازی می‌شود. با استفاده از آسیب عددی و تنش موثر بر اساس معادله (۱) ارتباطی بین خسارت و پلاستیسیته ایجاد می‌شود که مدل تنش-کرنشی را در CDP ارائه می‌کند.

$$f = (1 - d)E_0^{el} (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = (1 - d)f' \quad (1)$$

که در اینجا: f تنش است، d متغییر عددی خسارت سختی می‌باشد (که از صفر تا یک مقدار دارد)، E_0^{el} مدول الاستیسیته اولیه است، ε کرنش کل می‌باشد، ε^{pl} کرنش پلاستیک است ($\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl}$) و f' تنش موثر (حداکثر مقاومت فشاری یا کششی بتن) می‌باشد. آسیب بتن فقط در ناحیه نرم‌شدگی رخ می‌دهد و مقدار آسیب در لحظه کرنش نهایی بتن 0.97 فرض شد [۴۷]. پارامترهای اساسی پلاستیسیته مورد نیاز در مدل خسارت پلاستیک بتن جدول ۲ مشخص شده‌است.

جدول ۲: پارامترهای ورودی در مدل CDP

پارامتر ویسکوزیته	k_c	f_{b0}/f_{c0}	خروج از مرکزیت	زاویه اتساع
0.001- 0.01	0.667	1.16	0.1	25

در معادلات حاکم بر رفتار ماده تحت تنش سه محوره، رفتار ماده در حالت تک‌محوره، به‌خصوص برای سطح تسلیم در نظر گرفته می‌شود. منحنی تنش-کرنش فشاری بتن از نتایج آزمایش تک‌محوره بتن حاصل می‌شود. قسمت ابتدای نمودار تا تنش حد تناسب $0.84 f'_c$ به صورت الاستیک فرض می‌شود [۴۸]. مدول الاستیسیته مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی براساس رابطه آیین نامه [35] ACI 318 برابر $4700 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$ ($E_0^{el} =$) تعیین می‌گردد [۳۵]. برای مدل‌سازی رفتار فشاری بتن از معادلات تورنفلد [۴۹] استفاده شده‌است (معادلات (۲) تا (۴)).

$$\frac{f}{f'_c} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \times \frac{n}{\left[n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{nk} \right]} \quad (2)$$

$$n = k = 1 \quad \varepsilon_c / \varepsilon_0 < 1 \quad (3)$$

$$n = 0.8 + \frac{f'_c}{17}, k = 0.67 + \frac{f'_c}{62} \quad \varepsilon_c / \varepsilon_0 > 1 \quad (4)$$

که در اینجا: f'_c حداکثر مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای استاندارد بتن می‌باشد و براساس سیستم متریک قرار داده می‌شود، ε_c کرنش فشاری کل می‌باشد، ε_0 کرنش نظیر حداکثر تنش فشاری بتن می‌باشد ($\varepsilon_0 = 0.00078 [f'_c \text{ (MPa)}]^{1/4}$). کرنش فشاری غیرالاستیک $[\varepsilon_c^{in}]$ برای مشخص کردن رفتار فشاری بتن در برنامه آباکوس مورد استفاده قرار می‌گیرد که بر اساس معادلات (۵) و (۶) بدست می‌آید.

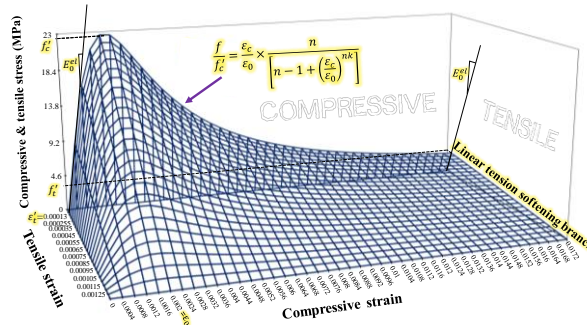
$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_0^{el} \quad (5)$$

$$\varepsilon_0^{el} = \frac{f_c}{E_0^{el}} \quad (6)$$

که در اینجا: ε_0^{el} کرنش فشاری الاستیک بتن آسیب‌نندیده می‌باشد.

در برنامه آباکوس رفتار کششی بتن پس از شکست کششی آن تعریف می‌شود و فرض می‌گردد تنش کششی بتن تا کرنشی برابر با ده برابر کرنش نظیر شکست کششی ($10 \varepsilon'_c$) به صورت خطی تغییر می‌کند [۵۰]. منحنی‌های تنش-کرنش رفتار فشاری و کششی بتن مدل‌ها در شکل ۹ به‌همراه مقادیر تنش و کرنش برای نمونه C1 مشخص شده‌است و همچنین مشخصات مکانیکی بتن به‌کار رفته در نمونه‌ها در جدول ۳ ارائه شده‌است.

⁷ Concrete Smear Cracking



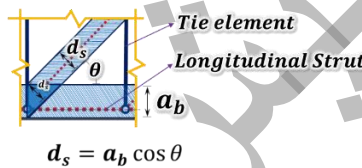
شکل ۹ : منحنی تنش-کرنش بتن در کشش و فشار

جدول ۳ : خواص مکانیکی بتن نمونه‌ها

نمونه	مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (MPa)	مقاومت کششی نمونه	مدول الاستیسیته (MPa)
C1	23.0	3.0	22540
C2	23.3	3.0	22687
C3	24.7	3.1	23500
All SC	25.2	3.1	23594

۲-۴- خصوصیات المان‌ها

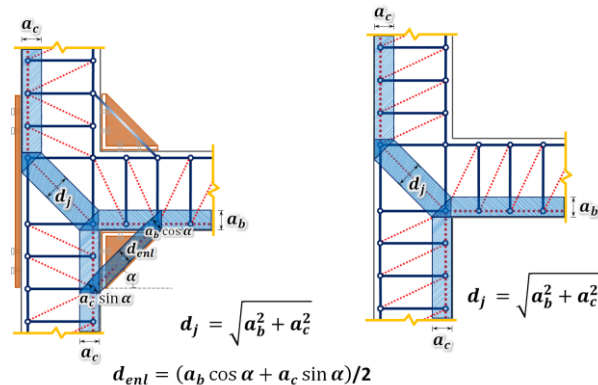
دستک‌های فشاری و کششی به سه نوع المان تقسیم‌بندی شدند. المان‌های نوع (ب) نواحی برنولی (B-) تعلق دارند و شامل دستک‌های کششی عرضی و دستک‌های فشاری مورب می‌باشند که نشان‌دهنده‌ی رفتار مواد فولادی در خاموت‌ها و مواد بتنی در نواحی مورب فشاری تیر و ستون می‌باشد. عرض دستک‌های بتنی مطابق شکل ۱۰ با استفاده از میانگین عرض نوار دو دستک فشاری ابتدا و انتهای آن و فاصله بین دو دستک کششی عرضی محاسبه می‌شود.



شکل ۱۰ : عرض دستک‌های فشاری در نواحی تیر و ستون

المان‌های نوع ۲ پاسخ‌های خمشی سازه در نواحی برنولی (B-) را مشخص می‌کنند. این المان‌ها از دستک‌های فشاری بتن و فولاد و دستک‌های کششی بتن و فولاد تشکیل می‌شود. تنش‌های فشاری و کششی در راستای طولی تیر و ستون را حمل می‌کنند. مصالح فولادی از منشأ آرماتورهای طولی تیر و ستون با سطح مقطع معادل بدست می‌آید. سطح مقطع دستک‌های بتنی بر اساس سطح بلوک تنش ویتنی در بتن فشاری تعیین می‌شوند و پیرامون دستک‌های کششی طولی قرار می‌گیرند.

توده‌های بتنی تحت فشار و آرماتور فولادی تحت کشش در نواحی آشفته (D-) و همچنین دستک‌های تقویتی در مدل‌های تقویت‌شده از نوع ۳ می‌باشند. دستک‌های فولادی بر اساس سطح مقطع فولاد اندازه‌گیری می‌شوند و دستک‌های بتنی بر اساس تناظر هندسی بین دو دستک فشاری قبل و بعد از آن مطابق شکل ۱۱ مشخص می‌شوند. المان‌های نوع ۳ برای هر مدل با توجه به جزئیات آن از الگوی مختصی برخوردار است و با ظرفیت کششی و فشاری خود رفتار نهایی اتصال را تشکیل می‌دهد. جزئیات بیشتر المان‌ها در جدول ۴ و شکل ۱۲ مشخص شده‌است.



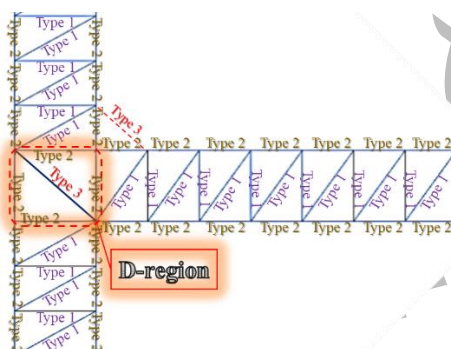
(ب) اتصال تقویت‌شده

(الف) اتصال موجود

شکل ۱۱: عرض دستک‌های فشاری در ناحیه اتصال

جدول ۴: مشخصات دسته‌بندی نوع المان دستک‌های فشاری و کششی

دسته‌بندی المان	المان مدل	سطح	سختی الاستیسیته (MPa)	مشخصه تنش-کرنش
۱	دستک فشاری قطری بتنی	براساس عرض دستک‌های اطراف	۲۲۵۴۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	بر اساس معادلات تورنفیلد
	دستک کششی خاموت عرضی	$A_v = V_n / f_{vy}$	۲۰۰۰۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	بر اساس رفتار دو خطی فولاد و سخت‌شوندگی ایزوتروپیک
۲	دستک کششی بتنی	براساس ارتفاع بلوک فشاری و بتنی	۲۲۵۴۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	بر اساس معادلات تورنفیلد
	دستک کششی آرماتور	همانند سطح مقطع میلگرد در منطقه	۲۰۰۰۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	بر اساس رفتار دو خطی فولاد و سخت‌شوندگی ایزوتروپیک
۳	دستک فشاری بتنی در ناحیه D	براساس عرض دستک‌های اطراف	۲۲۵۴۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	بر اساس معادلات تورنفیلد
	دستک کششی فولادی در ناحیه D	همانند سطح مقطع فولاد در ناحیه	۲۰۰۰۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	بر اساس رفتار دو خطی فولاد و سخت‌شوندگی ایزوتروپیک



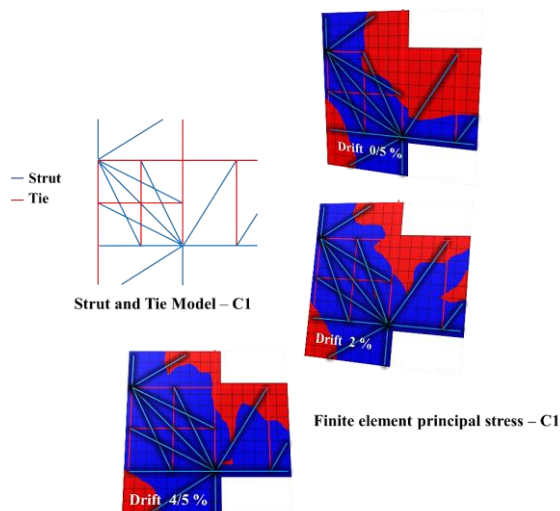
شکل ۱۲: تخصیص نوع المان‌ها در مدل دستک فشاری و کششی

۵- موقعیت دستک‌ها بر اساس مسیر نیرویی اجزا محدود

۵-۱- اتصالات پیش از تقویت

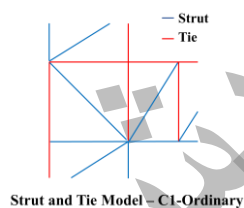
۵-۱-۱- مدل اتصال با جزئیات لرزه‌ای-CI:

برای اتصال دارای جزئیات لرزه‌ای از قبیل خاموت در ناحیه اتصال و خم استاندارد آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال از مدل دستک فشاری و کششی مطابق با شکل ۱۳ استفاده شد. این مدل مشابه تحقیقات کاسم [۱۸] از سه مجموعه دستک‌های فشاری برای ناحیه اتصال استفاده شد. تحت اثر بار لرزه‌ای پتانسیل ترک خوردگی کششی در طول دستک فشاری قطری اتصال توسعه پیدا می‌کند. لذا برای مقاومت در برابر این نوع گسیختگی به مشارکت آرماتورهای افقی و قائم در اتصال نیاز می‌باشد. با این شرایط مسیرهای نیرویی مناسبی از طریق دستک فشاری قطری و دستک‌های با شیب زیاد و کم پیش‌بینی می‌شود. دستک کششی افقی به وسیله‌ی خاموت‌های ناحیه اتصال (که در اینجا معادل با ۶ تا ۸ آرماتور Φ) اثر داده می‌شود و دستک کششی قائم به وسیله آرماتورهای میانی ستون (که در اینجا معادل با ۲ تا ۴ آرماتور Φ) در میانه اتصال در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱۳: مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای ناحیه اتصال C1

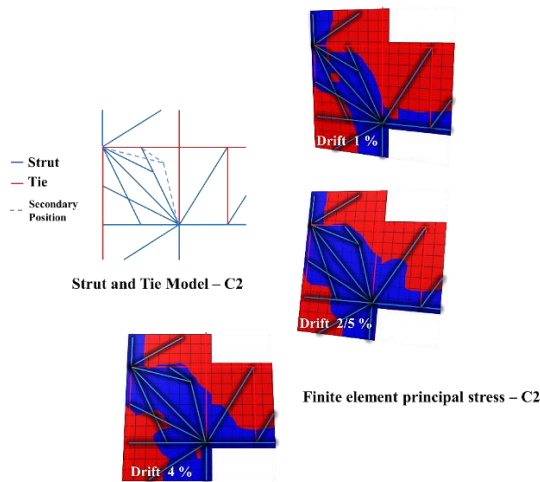
در صورتی که از یک دستک فشاری قطری برای اتصال استفاده گردد تعادل در گره‌های دو طرف دستک کششی مربوط به تاثیر خاموت‌ها در حالت اولیه برقرار نمی‌شود و نمی‌توان تاثیر مقدار خاموت را به صورت مستقیم مورد بررسی قرار داد، اما از آنجا که در این مدل ساده عرض دستک فشاری اصلی قطری، سطح مقطعی برابر با سه تا دستک فشاری متصل به یک گره در این ناحیه دارد، در انتقال تنش‌های موثر و سختی مدل تفاوت چندانی به وجود نمی‌آید. با این وجود مدل یک دستک فشاری در اتصال نیز برای مقایسه نتایج مطابق شکل ۱۴ در نظر گرفته شد.



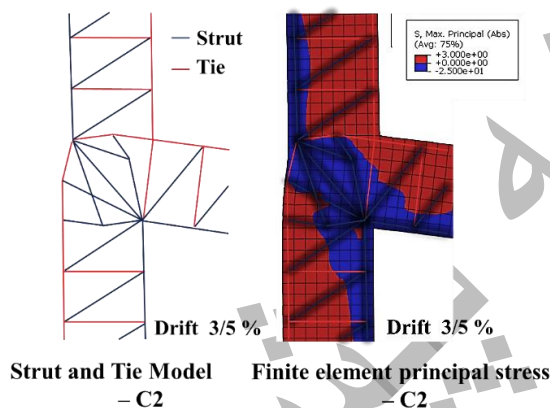
شکل ۱۴: مدل دستک فشاری و کششی اتصال C1 با یک دستک فشاری اصلی در ناحیه اتصال

۵-۱-۲- مدل اتصال با جزئیات غیرلرزه‌ای-عدم حضور تنگ در ناحیه اتصال-C2

عدم وجود خاموت، عدم وجود دستک کششی در ناحیه‌ی درون صفحه‌ی مشترک محصور شده با آرمانتورهای طولی تیر و ستون را همراه داشته است. به‌عنوان صریح‌ترین انتخاب می‌توان مدل پیشنهادی C1 برای حالت غیرخطی را برای C2 در نظر گرفت و تنها مکانیزم مربوط به حضور خاموت را در آن حذف کرد. این مدل با نام مدل C2 مبتنی بر C1 در نظر گرفته شد. در نمونه‌ی غیر لرزه‌ای C2، حذف خاموت و گسترش رفتار خارج از الاستیک اتصال، انتظار جاری شدن آرمانتور طولی تیر و تشکیل مفصل پلاستیک در تیر را به چالش می‌کشد. لذا در خرابی غیرخطی ایده‌آل برای چنین نوع گسیختگی باید در نواحی کرنش غیرخطی اتصال متمرکز شد. برای پیدا کردن خرابی‌های ایده‌آل، نتایج تحلیل غیرخطی اجزای محدود کمک زیادی می‌کند. رفتار چرخشی و انحنای تیر و لغزیدن آرمانتورهای کششی تیر در بر اتصال و درون اتصال همگی از جمله موارد شناسایی تغییرات ظاهری اتصال در ایجاد پاسخ‌های نهایی می‌باشد. رفتار قاب چشمه اتصال در مدل دستک فشاری و کششی برای دریافت پاسخ زوال ظرفیتی بعد از پلاستیک شدن دستک فشاری اتصال (وقوع ترک و گسترش آن) نیازمند شکست در وسط اضلاع می‌باشد. به عبارتی دیگر گسترش خرابی در اتصال به واسطه زوال و خسارت دستک فشاری اتصال (بتن) ارتباط پیدا می‌کند و کاهش طول و جمع‌شدگی قطر نیازمند تبدیل شکل چهارگوشه‌ی اتصال به یک شکل چند ضلعی می‌شود. چنین رویکردی در پیدا کردن الگوی مناسب و اقلان تعادل نیرو منجر به مدل نهایی برای نمونه C2 گردید. با توجه به الگوهای انتقال تنش در شکل ۱۵ می‌توان مشاهده کرد که تنش‌های فشاری در حوزه اتصال با افزایش دررفت، توسعه یافته‌است و بخش‌های بیشتری از اتصال را درگیر کرده است و به عبارتی عرض دستک فشاری قطری در ناحیه اتصال بیشتر شده‌است. وضعیت قرارگیری دستک‌های فشاری در ناحیه اتصال به‌گونه‌ای می‌باشد که بتواند توسعه‌ی تنش را به خوبی پیش‌بینی کند. از طرفی وجود پتانسیل غیرخطی در دستک قطری باعث کاهش مقاومت در ظرفیت تحمل بار اتصال می‌گردد. همچنین چیدمان دستک‌ها با توجه به شکل ۱۶ نشان می‌دهد که با در نظر گرفتن توانایی تغییر موقعیت در اعضای ناحیه اتصال می‌توان به رفتاری شکل‌پذیر از اتصال و مطابق با تغییر شکل‌های تحلیل مدل میکرو اجزا محدود، دست یافت.



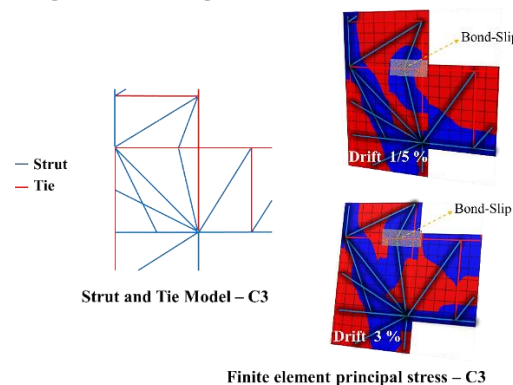
شکل ۱۵: مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای ناحیه اتصال C2



شکل ۱۶: مقایسه تغییر شکل و توزیع تنش‌های فشاری در ناحیه اتصال C2 بین نتایج تحلیل اجزا محدود و STM

۵-۱-۳- مدل اتصال با جزئیات غیرلرزه‌ای - عدم حضور تنگ و قطع آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال C3

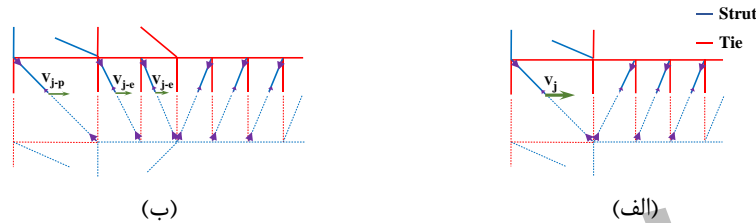
در نمونه اتصال غیرلرزه‌ای C3 سهم تغییر شکل‌های ناشی از لغزش آرماتور طولی تیر در اتصال زیاد می‌شود و به علت کافی نبودن گیرداری آرماتور تحت کشش تیر با یک لغزش کلی پیوستگی بین آرماتور و بتن از بین می‌رود. برای ایجاد تاثیرات ناشی از لغزیدن آرماتور مذکور در تغییر شکل‌های زیاد و زوال سختی پس از الاستیک از یک تکنیک استفاده شد. مطابق شکل ۱۷ دستک فشاری به میانه طول آرماتور قطع شده در ناحیه اتصال در نظر گرفته شد و برای تعادل نیرو و ایجاد بازوی فشاری دو طرفه در هنگام کشیده شدن دستک کششی متصل به آن (نماینده‌ی آرماتور قطع شده) در طرف دیگر آن نیز دستک فشاری اضافه گردید (عملکرد گوه‌ای پیوند آرماتور با بتن). از آنجا که مقدار طول گیرداری کافی برای جاری شدن آرماتور مدفون در بتن با قطر آرماتور رابطه مستقیمی دارد، در این مدل به جای آرماتور با قطر اصلی و طول گیرداری ناکافی، از دستک کششی متناسب با آرماتور کاهش یافته استفاده گردید که طول گیرداری آن به اندازه‌ی طول موجود و ناکافی آرماتور اصلی می‌باشد. با استفاده از این سطح مقطع کاهش یافته بدست آمده از نسبت طول موجود به طول گیرداری در قطر موجود، دستک‌های کششی در محل امتداد آرماتور قطع شده در ناحیه اتصال لحاظ شد و با جاری شدن و رفتار پلاستیک خود اثرات لغزش را در جابجایی مدل انعکاس می‌دهد.



شکل ۱۷: مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای ناحیه اتصال C3

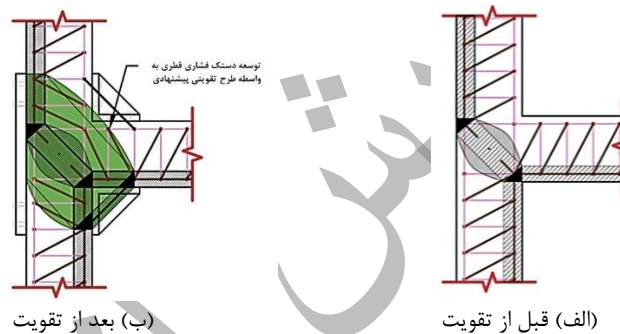
۵-۲- اتصالات تقویت شده

پیش‌بینی اعضای دستک فشاری و کششی در مدل دستک فشاری و کششی مبتنی بر مسیر نیرو بدست آمده از تحلیل‌های اجزای محدود می‌باشد. عمده مسیر نیرو در روش تقویت بزرگ کردن ناحیه اتصال، از طریق یک عضو مورب شناسایی می‌شود. تمامی اعضای حقیقی در مدل دستک فشاری و کششی، توسط دو ابزار دستک فشاری یا کششی خرابایی پیش‌بینی می‌شود. دستک اختصاص داده شده به مسیر نیرویی ایجاد شده توسط ادوات فولادی نبشی در کنج‌های اتصال، همانطور که در جدول ۴ اشاره شده است، از جنس فولاد و دارای ابعاد معادل با ظرفیت فشاری و کششی آن می‌باشد. با توجه به شکل ۱۸، به علت حفظ تعادل نیرو در گره‌های متصل کننده عضو خرابایی مورب تقویتی اضافه شده، جهت اعضای مورب بخشی از تیر و ستون معکوس می‌گردد. بدین ترتیب نیروی عضو مورب تقویتی، به ستون منتقل می‌شود. نیروی منتقل شده به صورت برشی در ناحیه اتصال توسعه یافته ظاهر می‌گردد و همانطور که در شکل ۱۹ مشاهده می‌گردد، موجب افزایش و توسعه ظرفیت برشی اتصال می‌شود.



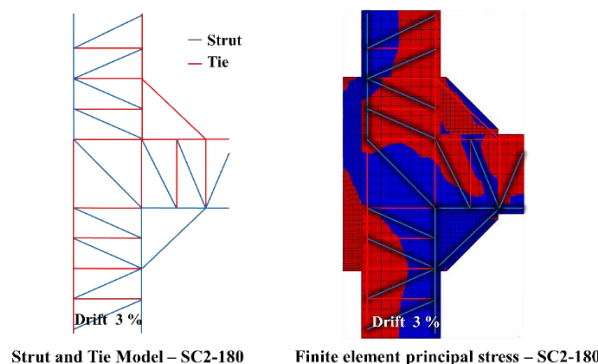
شکل ۱۸: نمایش برش مقاوم در ناحیه اتصال الف) قبل از تقویت ب) بعد از تقویت

در اتصالات تقویت شده، از آنجا که تمرکز تنش در ناحیه مشترک کمتر از حالت بدون تقویت شده است و مکانیزم خرابایی از منشا ترک‌های قطری و یا لغزش آرماتور مقدم نمی‌شود؛ می‌توان در ناحیه اتصال، مطابق با جزئیات ارائه شده برای مدل C1 از یک دستک فشاری قطری استفاده کرد.



شکل ۱۹: توسعه دستک فشاری در حالت اتصال تقویت شده نسبت به قبل از تقویت

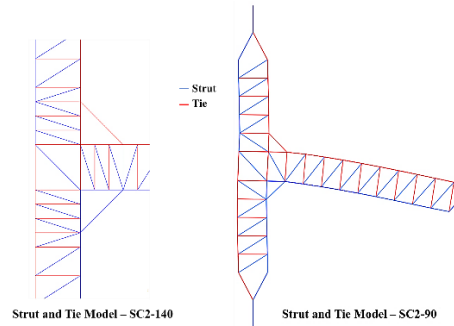
در مدل پیشنهادی برای تعیین موقعیت دستک‌های تقویتی بر این اساس عمل شد که ابتدا یک دستک کششی عرضی (مربوط به حضور خاموت) در انتهای بال نبشی‌ها در نظر گرفته می‌شود و از دو گره‌ی تلاقی دستک کششی عرضی و اعضای طولی تیر و ستون، دستک‌های مورب تقویتی تشکیل می‌گردد. بدین ترتیب عضو مورب تقویتی نقش کوتاه‌شدگی تیر و ستون را به خوبی حفظ می‌نماید. در شکل ۲۰ خرابایی ایده‌آل مدل دستک فشاری و کششی برای اتصال تقویت شده با نبشی ۱۸۰ mm در کنار نتایج تحلیل اجزای محدود مشخص شده است. مشاهده می‌گردد که مسیر نیرویی واقع بینانه‌ای برای اتصالات تقویت شده در نظر گرفته شده است.



شکل ۲۰: مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های بدست آمده از تحلیل اجزای محدود برای اتصال تقویت شده با نبشی ۱۸۰ mm

مدل سازی اتصالات تقویت شده با وجود کافی نبودن گیرداری آرماتور مثبت (SC3) عدم امتداد آرماتور را با کاهش سطح مقطع مدل سازی گردید. به گونه‌ای که به جای آرماتور با قطر اصلی و طول گیرداری ناکافی، از دستک کششی متناسب با آرماتور کاهش یافته استفاده گردید که طول گیرداری

آن به اندازه‌ی طول موجود و ناکافی آرماتور اصلی می‌باشد. (سطح مقطع کاهش یافته برابر است با نسبت طول موجود به طول گیرداری در قطر موجود). در اتصالات تقویت‌شده با نبشی‌های فولادی، اندازه‌های مختلف نبشی بر میزان گسترش اتصال و محصورشدگی تاثیر مستقیم می‌گذارد. با کاهش اندازه نبشی تقویتی، دستک‌های تقویتی کوچکتری از تیر و ستون را درگیر چرخش نیرو در جهت افزایش ظرفیت تحمل نیرو می‌کند و در پی آن تقاضاهای نیرویی ناحیه اتصال را بیشتر می‌کند. در شکل ۲۱ مدل‌های تقویت‌شده با نبشی‌های مختلف برای مثال دو نمونه SC2-140 و SC2-90 قابل مشاهده می‌باشد. وجود تفاوت در موقعیت دستک‌های مدل‌های غیرخطی دستک فشاری و کششی به واسطه‌ی تغییر اندازه‌ی نبشی را می‌توان مشاهده کرد.



شکل ۲۱: مدل دستک فشاری و کششی نمونه‌های تقویت‌شده با نبشی‌های 90 mm و 140 mm

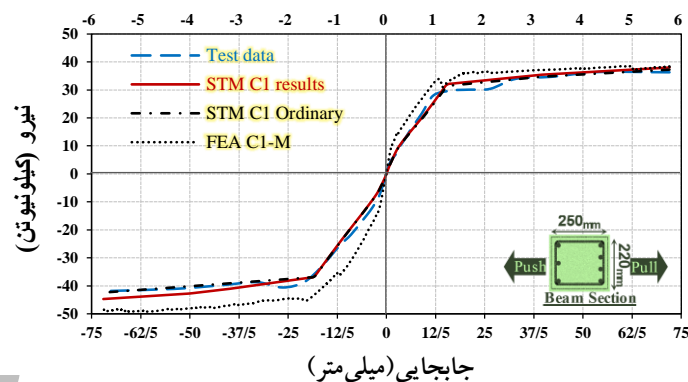
۶- بررسی نتایج مدل دستک فشاری و کششی

۶-۱- اتصالات قبل از تقویت

۶-۱-۱- اتصال لرزهای C1

نتایج بار-تغییر مکان تحلیل به روش دستک فشاری و کششی به همراه نتایج مدل اجزا محدود و نتایج آزمایشگاهی برای اتصال لرزهای C1 در شکل ۲۲ قابل مشاهده می‌باشد. مقادیر سختی، بار نظیر تسلیم‌شدگی و شکل‌پذیری در کنار درصد اختلاف نتایج مدل دستک فشاری و کششی، مدل اجزا محدود و نتایج آزمایشگاهی برای تمامی نمونه‌های غیرتقویتی در جدول ۵ ثبت گردید. درصد اختلاف کم (۸٪) سختی موثر و اختلاف ناچیز (۰,۰۱٪) بار نظیر تسلیم‌شدگی مدل غیرخطی دستک فشاری و کششی نسبت به نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل ایده‌آل غیرخطی دستک فشاری و کششی در پیش‌بینی ظرفیت نیرویی و شکل‌پذیری در قالب تحلیل‌های مونوتونیک به خوبی عمل می‌کند.

دریافت (%)

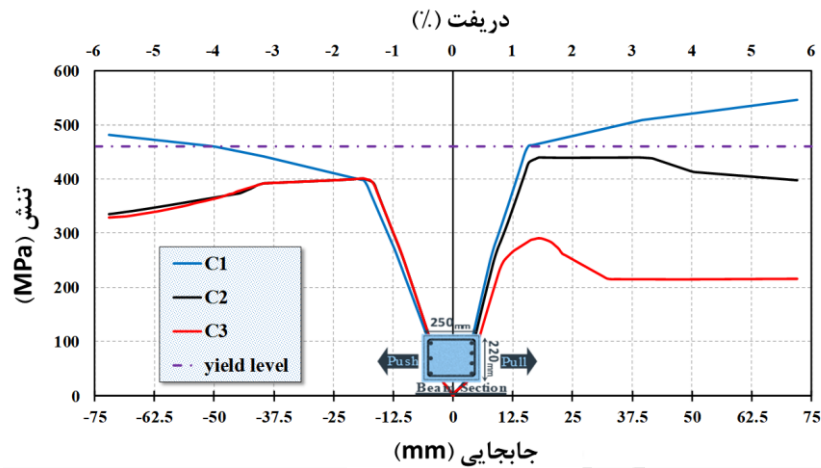


شکل ۲۲: پاسخ‌های بار-تغییر مکان نتایج روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌ی لرزهای C1

استفاده از روش دستک فشاری و کششی بر اساس مکانیزم دستک فشاری قطری (STM C1 ordinary) برای نمونه‌های لرزهای و با رویکرد غیرخطی نیز می‌تواند ظرفیت‌های اتصالات لرزهای را به خوبی پیش‌بینی کند. این مدل ۲٪ سختی موثر و ۱٪ در تخمین بار نظیر تسلیم‌شدگی با پاسخ مدل دستک فشاری و کششی پیشنهادی اختلاف ایجاد می‌کند (جدول ۵). در واقع در روش‌های مبتنی بر نیرو مدل‌های فراوانی می‌تواند بررسی گردد که وقتی در مسیر باربری و تقاضاهای نیرویی قرار می‌گیرند، پاسخ‌های مشابه‌ای و فرضاً نزدیک به واقعیت نتیجه می‌دهد. اما در رویکرد غیرخطی، هرچه مدل رفتارهای مرتبط با نوع گسیختگی را بهتر و مطابق با واقعیت پیش‌بینی کند، مدل در نظر گرفته ایده‌آل‌تر، واقع بینانه‌تر و بهینه‌تر می‌باشد. برای رسیدن به خرپاهای ایده‌آل، شناخت دقیقی از مکانیزم‌های غیرخطی نیاز می‌باشد. در اتصالات لرزهای نکته قابل توجه مکانیزم تشکیل مفصل پلاستیک در تیر می‌باشد و از طرفی انتظار توسعه‌ی ترک در ناحیه اتصال وجود ندارد. در مدل دستک فشاری و کششی غیرخطی

بررسی جاری شدن آرماتورهای کششی تیر در نزدیکی اتصال و تخمین ظرفیت برشی اتصال از مباحث ایده‌آل‌سنجی مختص به این نوع اتصال می‌باشد.

در شکل ۲۳ تغییرات تنش آرماتورهای کششی تیر (محل تشکیل مفصل پلاستیک) در طول بارگذاری مشخص گردید. قابل اشاره مجدد می‌باشد که جابجایی مثبت مربوط به حالتی است که آرماتورهای تحتانی تیر ($3\Phi 14$) تحت کشش قرار می‌گیرند و جابجایی منفی زمانی که آرماتورهای فوقانی با جزئیات $4\Phi 14$ (آرماتورهای ثقیلی) تحت کشیدگی باشند. همانطور که مشاهده می‌گردد با توجه به تنش تسلیم 460 MPa برای آرماتورهای طولی و با توجه به رعایت ملزومات لرزه‌ای برای جلوگیری از گسیختگی برشی و خرابی‌های پیش‌رونده در ناحیه بحرانی، آرماتورها در هر دو جهت بارگذاری به سطح تسلیم خود می‌رسند. در این حالت دوران مفصل پلاستیک تیر از افزایش سهم چرخش اتصال در تغییر طول کل انتهای تیر (محل بارگذاری نمونه) می‌کاهد. حضور چهار عدد آرماتور کششی ($\Phi 14$) در حالت جابجایی در جهت منفی با افزایش سختی خمشی تیر، وقوع جاری‌شدگی نسبت به حالت کشش در سه عدد آرماتور ($\Phi 14$)، به تاخیر می‌افتد و در دررفت‌های بالاتر به سطح تسلیم می‌رسد.



شکل ۲۳: مقادیر تنش آرماتورهای کششی تیر در بر ستون در تغییر شکل کل اتصال برای نمونه‌های لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای

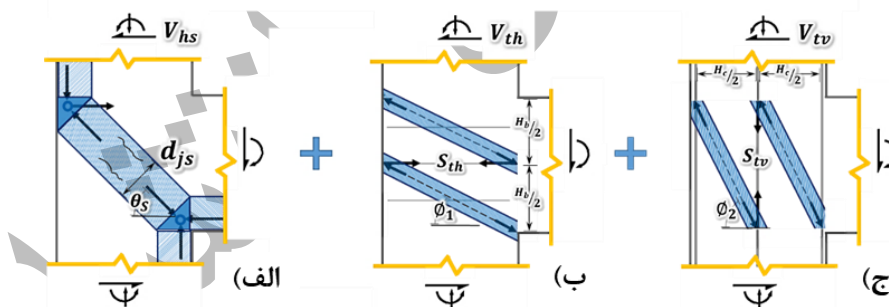
جدول ۵: بار نظیر تسلیم‌شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف نتایج STM با نتایج	جابجایی نظیر نیروی تسلیم‌شدگی (mm)	سختی (kN/mm)	میانگین		جابجایی نظیر ۲۰٪ افت نیروی حادگر	ضریب شکل‌پذیری		مؤسسه ضریب درصد خطا
			درصد خطا	میانگین		ضریب شکل‌پذیری	درصد خطا	
	-18.67	2.04	8	72	-72	3.86	8	
	14.67	2.18	8	72	72	4.91	8	
	-18	2.06	10	72	-72	4.00	8	
	15.33	2.05	10	72	72	4.70	8	
	-16.67	2.22	7	54	-54	3.24	7	
	14.67	2.11	7	54	54	3.68	7	
	-16.67	2.22	7	54	-54	3.24	7	
	14.67	2.11	7	54	54	3.68	7	
	-18.67	2.20	17	54	-54	2.89	10	
	12	1.83	17	22.8	22.8	1.90	10	
	-18.70	2.50	-	-72	-72	3.85	-	
	14.38	2.73	-	72	72	5.01	-	
	-18.69	2.49	10	-72	-72	3.85	45	
	14.37	2.68	10	72	72	5.01	45	
	-18.68	2.49	-	-72	-72	3.85	-	
	14.36	2.63	-	72	72	5.01	-	
	-18.67	2.49	21	-72	-72	3.85	43	
	15.07	2.46	21	72	72	4.78	43	
	-18.64	2.49	-	-72	-72	3.86	-	
	15.76	2.29	-	72	72	4.57	-	
	-18.63	2.48	20	-72	-72	3.86	45	
	16.47	2.15	20	72	72	4.37	45	
	-18.61	2.47	-	-72	-72	3.87	-	
	16.45	2.10	-	72	72	4.37	-	
	-19.32	2.32	-	-72	-72	3.73	-	
	17.16	1.96	-	72	72	4.19	-	
	-15.09	3.06	10	-72	-72	4.77	33	
	14.36	2.65	10	72	72	5.01	33	
	-17.91	2.58	16	-72	-72	4.02	34	
	17.18	2.04	16	72	72	4.19	34	

نمونه	راستای بارگذاری	نیروی حداکثر (kN)	اختلاف مقاوت (%)	
			با نتایج تجربی	با FEA
تقویت نشده	STM-C1-(idealized truss)	Push -38	0.0	11.6
		Pull 32	0.0	5.9
	STM-C1-(ordinary)	Push -37	2.6	14.0
		Pull 31.5	1.6	7.4
	STM-C2-(idealized truss)	Push -37	0.3	4.4
		Pull 31	1.0	12.4
	STM-C2-(C1-based)	Push -37	0.3	4.4
		Pull 31	1.0	12.4
	STM-C3	Push -41	0.6	6.5
		Pull 22	4.3	15.8
	STM-SC2-200	Push -46	-	-
		Pull 39	-	-
STM-SC2-180	Push -46	0.3	19.6	
	Pull 38	1.3	12.5	
STM-SC2-160	Push -46	-	-	
	Pull 37	-	-	
STM-SC2-140	Push -46	24	15.5	
	Pull 37	6	11.7	
STM-SC2-110	Push -46	-	-	
	Pull 36	-	-	
STM-SC2-90	Push -46	15	9.3	
	Pull 35	1.4	11.25	
STM-SC2-60	Push -46	-	-	
	Pull 34	-	-	
STM-SC2-30	Push -44	-	-	
	Pull 33	-	-	
STM-SC3-180	Push -46	24	21.7	
	Pull 38	0	15.5	
STM-SC3-90	Push -46	0.3	5.8	
	Pull 35	7.6	2.45	

تقویت نشده

تقویت شده

$$V_{jh} = V_{hs} + V_{th} + V_{tv}$$



شکل ۲۴: مکانیزم‌های انتقال برش در اتصالات تیر-ستون بتن آرمه شامل: (الف) مکانیزم دستک قطری، (ب) مکانیزم اثر خاموتج) مکانیزم اثر آرماتور میانی ستون

بر اساس شکل ۲۴ مقاومت برشی (مولفه افقی) اتصال از جمع مولفه‌های افقی سه مکانیزم در نظر گرفته شده، بدست می‌آید. بدین صورت یکی دیگر از کاربردهای روش دستک فشاری و کششی برای اتصالات بتن آرمه نمایان می‌شود و برای هر مولفه ی مقاوم برشی داریم (معادله (۷)):

$$V_{hs} = \frac{S_{strut}}{A_{strut} \times f} \cos \theta_s \quad \& \quad V_{th} = S_{th} \quad \& \quad V_{tv} = 2S_{tv} \cot \phi_2 = S_{tv} \cot \theta_s \quad (7)$$

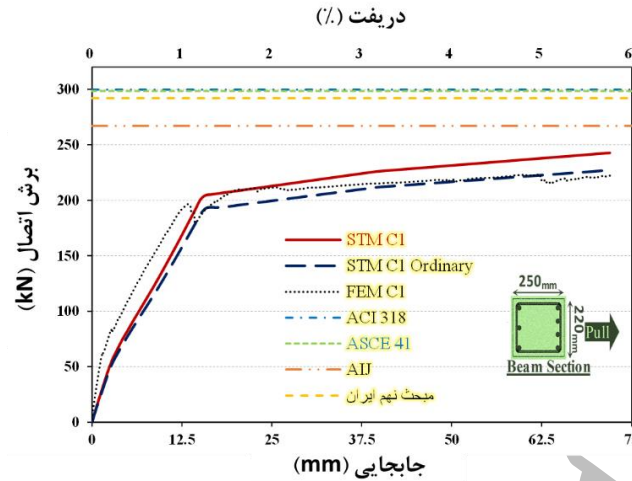
مقادیر ظرفیت برشی افقی اتصال در طول بارگذاری برای مدل‌های دستک فشاری و کششی سه مکانیزم و تک دستک فشاری مطابق شکل ۲۵ بدست می‌آید. مدل سه مکانیزم دستک فشاری و کششی نسبت به مدل دستک قطری تنها، مقادیر بیشتری برای ظرفیت برشی اتصال پیش‌بینی می‌کند. مقدار ظرفیت برشی بدست آمده در مدل دستک فشاری و کششی ایده‌آل ۵٪ بیشتر از نتایج مدل اجزا محدود برآورد گردید و درصد‌های اختلافی بر اساس روابط محافظه‌کارانه (۸) تا (۱۱) آیین‌نامه‌های مختلف جدول ۶ مشخص شده‌است.

$$V_{jh}^{ACI 318} = \gamma \sqrt{f'_c} \times A_j \quad (8)$$

$$V_{jh}^{ASCE 41} = 0083 \times \lambda \times \gamma \sqrt{f'_c} \times A_j \quad (9)$$

$$V_{jh}^{AIJ} = k\varphi \times 0.8(f'_c)^{0.7} \times A_j \quad (10)$$

$$V_{jh}^{\text{مبحث نهم ایران}} = 7.5 \times A_j \times 0.2 \times \phi_c \sqrt{f'_c} \quad (11)$$



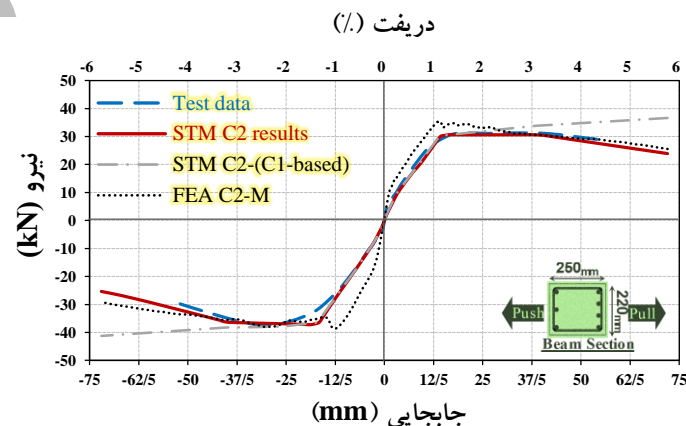
شکل ۲۵: ظرفیت برشی مدل غیرخطی اتصال لرزه‌ای (C1) بدست آمده از روش STM و تحلیل FEM در مقایسه با مقدار نظیر آیین‌نامه‌ها

جدول ۶: مقادیر ظرفیت برش افقی اتصال لرزه‌ای (بدون تیر عرضی) در مدل‌های STM و FEM با درصد اختلافی آن

	STM (idealized truss)	STM (ordinary)	FEM	ACI 318 [53]	ASCE 41 [52]	AIJ [51]	مبحث نهم ایران
نیروی برشی اتصال (kN)	209	192	200	299.7	298.5	267	292
درصد اختلاف مدل دستک فشاری و کششی (idealized truss) (%)	—	9	5	30	30	22	28

۶-۲-۱- اتصال غیرلرزه‌ای C2

با توجه به پاسخ‌های بار-جابجایی در شکل ۲۶ و مقایسه‌ی نتایج سختی موثر، بار نظیر تسلیم‌شدگی و شکل‌پذیری در جدول ۵ نتیجه می‌گردد که مدل غیرخطی دستک فشاری و کششی در تطابق ۹۷/۸۳٪ سختی موثر، ۹۹/۴٪ ظرفیت تحمل بار و ۹۴٪ شکل‌پذیری با نتایج آزمایشگاهی برخوردار می‌باشد. این مدل نه تنها نتایج بسیار نزدیکتری نسبت به تحلیل‌های اجزای محدود در تطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی داشته است، بلکه افت ظرفیت نیرویی این اتصال غیرلرزه‌ای را به خوبی پیش‌بینی می‌کند. چنین تفاوتی در بین دو مدل مختلف ماکرو و میکرو نشان می‌دهد که ساده‌سازی مبتکرانه و بر پایه مهندسی می‌تواند در جهت اطمینان و با نتایج دقیقی همراه باشد. نتایج مربوط به مدل C2 مبتنی بر C1 در شکل ۲۶ و جدول ۵ مشاهده گردید که مقدار بار نظیر تسلیم‌شدگی و سختی موثر این مدل، مشابه مدل پیشنهادی برای C2 نتیجه می‌دهد. این مدل به علت در نظر نگرفتن قابلیت تغییر شکل چشمه اتصال، قادر به پیش‌بینی افت نیرویی اتصال نمی‌باشد. در این مدل با توجه به حذف اعضای مربوط به اثر خاموت و تشابه در سایر جزئیات نمونه C2 و C1، می‌توان نتیجه گرفت سهم موثر این اعضا در مقدار افزایش ظرفیت بار، ۲/۵٪ می‌باشد.

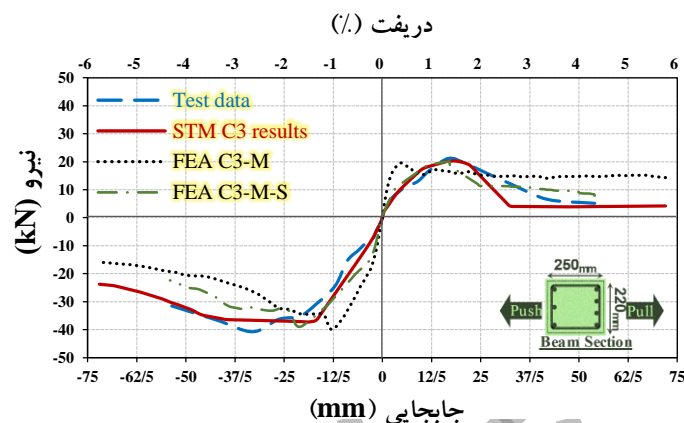


شکل ۲۶: نتایج بار-تغییر مکان روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه غیرلرزه‌ای C2

با توجه به شکل ۲۳ تنش در آرماتور کششی تیر در محل حداکثر لنگر (بر ستون) در طول بارگذاری جاری نمی‌شود. در این حالت اتصال به عنوان عضو نیرو-کنترل عمل نمی‌کند و نمی‌تواند اجازه دهد که مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شود. نتایج بدست‌آمده از سطح تنش در آرماتور مذکور مطابق نتایج آزمایشگاهی گزارش شده‌است و گویای موفقیت پیش‌بینی ظرفیت نیرویی اعضای مدل دستک فشاری و کششی می‌باشد.

۳-۱-۶- اتصال غیرلرزه‌ای C3

نتایج بار-تغییر مکان تحلیل به روش دستک فشاری و کششی به همراه نتایج مدل اجزا محدود و نتایج آزمایشگاهی برای اتصال غیرلرزه‌ای C3 در شکل ۲۷ قابل مشاهده می‌باشد. با توجه به جدول ۵ درصد اختلاف مدل ماکرو دستک فشاری و کششی با نتایج آزمایشگاهی برای سختی موثر ۱۷٪، بار نظیر تسلیم‌شدگی ۲/۴۵٪ و شکل‌پذیری ۱۰٪ ثبت گردید. نتایج به خوبی نشان می‌دهد که مدل غیرخطی دستک فشاری و کششی در پیش‌بینی اثرات لغزش کلی آرماتور بر زوال ظرفیتی اتصال موفق بوده‌است و خرابی ایده‌آلی برای بررسی مسیر نیرو و شکل‌پذیری نمونه در قالب تحلیل‌های مونوتونیک می‌باشد. همچنین با توجه به شکل ۲۳ آرماتور کششی تیر در محل حداکثر لنگر (بر ستون) در طول بارگذاری جاری نمی‌شود و افت تقاضای تنشی در این آرماتور مطابق نتایج آزمایشگاهی پیش‌بینی شده‌است.

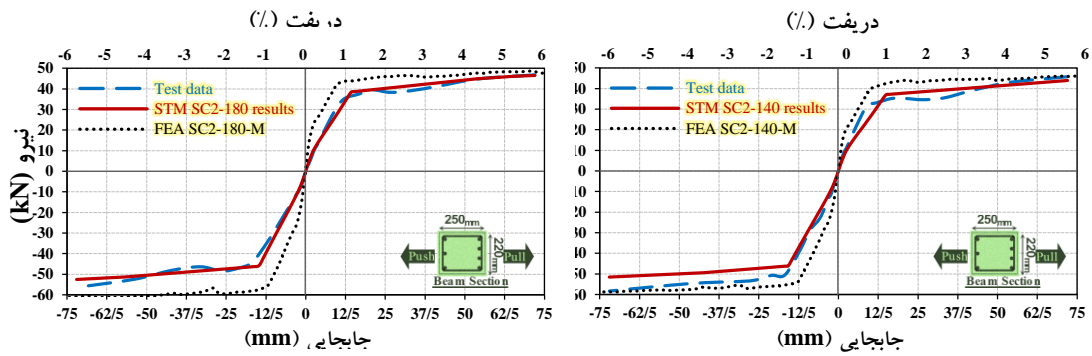


شکل ۲۷: نتایج بار-تغییر مکان روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه غیرلرزه‌ای C3

۲-۶- اتصالات تقویت‌شده SC2

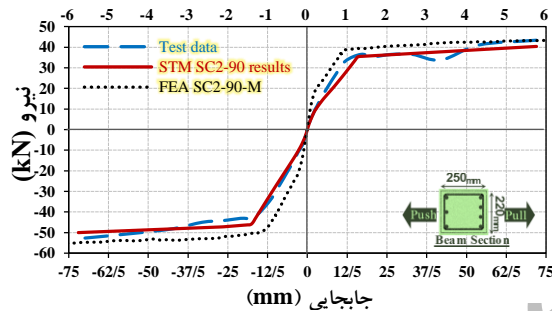
در شکل ۲۸ نتایج بار-جابجایی برای نمونه‌های تقویت‌شده SC2 با نبشی‌های 90 mm، 140 mm و 180 mm به همراه نتایج آزمایشگاهی و مدل اجزا محدود قابل مشاهده است. نتایج گویای اختلاف ۵٪ در مقدار مقاومت حداکثری مدل‌های دستک فشاری و کششی و نتایج آزمایشگاهی می‌باشد. جزئیات بیشتر در جدول ۵ مشخص شده‌است. در مقایسه نتایج مدل دستک فشاری و کششی و مدل اجزا محدود می‌توان یافت که نتایج مدل دستک فشاری و کششی می‌تواند بار نظیر تسلیم‌شدگی را ۶٪ نزدیک‌تر از نتایج مدل اجزا محدود در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی تخمین بزند. مزیت دیگر این روش در این است که نسبت زمانی که برای تحلیل مدل دستک فشاری و کششی پیشنهادی به تحلیل اجزا محدودی همین مدل و با یک سیستم مشابه لازم است، ۷ به ۱۳۲۰ می‌باشد. این مزیت کاهش بسیار زیاد زمان و هزینه‌های محاسباتی، شرایط را میسر می‌کند که برای رسیدن به ارتباط اندازه نبشی در تقویت ظرفیت اتصال مدل‌های تقویت‌شده با اندازه‌های مختلف نبشی فولادی مورد بررسی قرار بگیرد.

در صورت تقویت اتصالات غیرلرزه‌ای C2 با نبشی‌های مختلف از 30 mm تا 200 mm مطابق شکل ۲۹ ظرفیت‌های جدیدی برای اتصالات تقویت‌شده (SC2) بدست می‌آید. مقادیر بار نظیر تسلیم‌شدگی از ۱۴٪ تا ۲۵٪ افزایش داشته‌است و سختی موثر نیز از مقدار ۲/۲ kN/mm تا مقدار ۲/۶ kN/mm در تغییر می‌باشد.



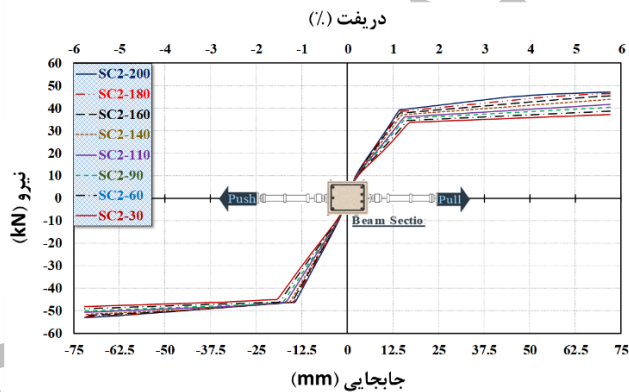
الف) مدل SC2-180

ب) مدل SC2-140



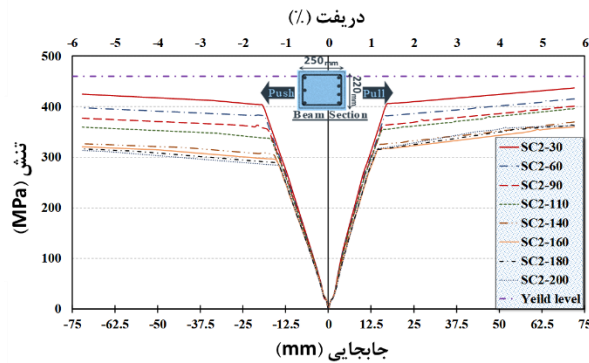
ج) مدل SC2-90

شکل ۲۸: نتایج بار-جابجایی روش STM غیر خطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت شده SC2



شکل ۲۹: تاثیر ابعاد بزرگ‌شدگی اتصال در پاسخ‌های بار-جابجایی روش STM برای نمونه SC2

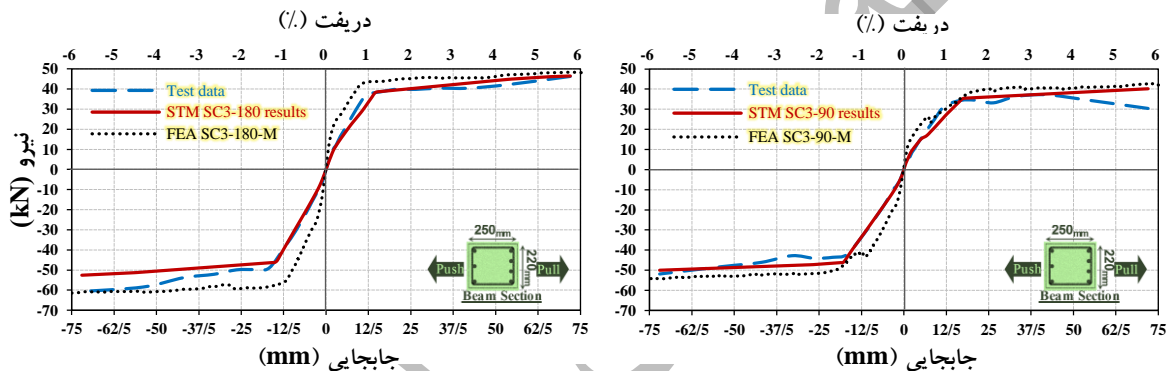
در شکل ۳۰ تغییرات تنش آرماتورهای کششی تیر در بر اتصال و در طول بارگذاری مشخص گردید. قابل اشاره مجدد می‌باشد که جابجایی مثبت مربوط به حالتی است که آرماتورهای تحتانی تیر (۳Φ۱۴) تحت کشش قرار می‌گیرند و جابجایی منفی زمانی که آرماتورهای فوقانی با جزئیات ۴Φ۱۴ (آرماتورهای ثقلی) تحت کشیدگی باشند. همانطور که مشاهده می‌گردد با توجه به تنش تسلیم ۴۶۰ MPa برای آرماتورهای طولی تا دررفت مورد بررسی (۰.۶٪) هیچ یک از آرماتورهای مذکور به سطح تسلیم خود نرسیده‌اند و با افزایش اندازه نبشی‌های تقویتی، ماکزیمم تنش مورد تقاضا در این آرماتورها کمتر می‌شود.



شکل ۳۰: مقادیر تنش آما توره‌های کششی تیر در برستون در طول بارگذاری برای نمونه‌های تقویت شده SC2

۳-۶- اتصالات تقویت شده SC3

در شکل ۳۱ نتایج بار-جابجایی برای نمونه‌های تقویت شده SC3 با نبشی‌های 90 mm و 180 mm به همراه نتایج آزمایشگاهی و مدل اجزا محدود قابل مشاهده است. نمونه‌های ساخته شده با روش دستک فشاری و کششی غیرخطی توانست با اختلاف ۸٪ برای بار نظیر تسلیم‌شدگی و درصد اختلاف ۱۳٪ در مقدار سختی موثر، ظرفیت نیرویی اتصالات تقویت شده را در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی پیش‌بینی کند. در این نمونه‌ها برای حالتی که آرماتورهای قطع شده با طول گیرداری ناکافی تحت کشش قرار می‌گیرند استفاده از نبشی $L 90 \times 90 \times 16$ mm موجب افزایش ۶۵٪ بار نظیر تسلیم‌شدگی و استفاده از نبشی $L 180 \times 180 \times 18$ mm موجب افزایش ۸۰٪ بار نظیر تسلیم‌شدگی می‌گردد.



الف) مدل SC3-180

ب) مدل SC3-90

شکل ۳۱: نتایج بار-جابجایی روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت شده SC3

۷- نتیجه گیری

استفاده از مدل‌سازی به روش دستک فشاری و کششی برای پیش‌بینی اثرات مکانیزم‌های گسیختگی در پاسخ اتصالات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای و پیش‌بینی رفتار نمونه‌های تقویت شده لرزه‌ای از دستاوردهای اصلی و جدید پژوهش حاضر می‌باشد. استفاده از رفتار پلاستیسیتیه در مصالح اعضای مدل خرپا و لحاظ قابلیت تغییر موقعیت دستک‌ها، موجب بازسازی و انعکاس تغییر شکل ناحیه اتصال به سبب پیشرفت زوال سختی و یا توسعه لغزش‌های آرماتور طولی تیر از درون ناحیه اتصال، در مدل خرپای معادل شده است. بدین ترتیب در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در مدل خرپای معادل امری نوآورانه می‌باشد که در این پژوهش مورد تمرکز قرار گرفته است. از آنجا که پارامترهای کمتری در مدل ماکرو به روش دستک فشاری و کششی در مقایسه با مدل‌های میکرو مقید شده با تابع شکل، دخیل شده است؛ عدم قطعیت‌های روش دستک فشاری و کششی کاهش یافته است. در این پژوهش برای اتصالات تیر ستون بتن‌آرمه موجود با رعایت جزئیات لرزه‌ای و بدون رعایت جزئیات لرزه‌ای (عدم تسلیح برشی ناحیه اتصال و کافی نبودن طول گیرداری آرماتورهای طولی در ناحیه اتصال) مدل‌های دستک فشاری و کششی با قابلیت پیش‌بینی پتانسیل‌های غیرخطی ارائه شده است. نتایج حاصل از مدل‌های غیرخطی دستک فشاری و کششی در مقایسه با نمونه‌های نظیر آزمایشگاهی نشان می‌دهد که، مدل‌های ارائه شده از دقت ۵٪ در تخمین بار نظیر تسلیم‌شدگی اتصال (۵٪ بهتر از نتایج مدل‌های میکرو اجزا محدود) و از دقت ۱۴٪ در پیش‌بینی سختی موثر نمونه‌ها (۲۶٪ بهتر از نتایج اجزا محدود) برخوردار می‌باشد. همچنین قادر به پیش‌بینی ظرفیت برشی اتصال، تأثیر خاموت اتصال بر ظرفیت برشی، تشکیل مفصل پلاستیک، زوال سختی، لغزش آرماتور در اتصال و تأثیر آن در میزان افزایش مقاومت و سختی اتصال می‌باشد. استفاده از مدل‌های دستک فشاری و کششی ارائه شده برای اتصالات تقویت شده به روش بزرگ کردن ناحیه اتصال منجر به پاسخ‌های دقیق نیرو-جابجایی نمونه‌ها گردید. مدل‌های خرپای پیشنهادی با پتانسیل غیرخطی به خوبی می‌تواند سطح تسلیم آرماتورهای تیر را پیش‌بینی کند و با توزیع

نیروها در دستک‌های از جنس بتن و فولاد، پاسخ نهایی، شامل زوال مقاومت و سختی مدل در دسترس قرار می‌گیرد. امکان بررسی تاثیر ابعاد بزرگ‌شدگی اتصال در طرح مقاوم‌سازی حاضر از توانمندی‌های مدل دستک فشاری و کششی پیشنهادی می‌باشد. نتایج بدست آمده از مدل دستک فشاری و کششی از انطباق ۸٪ بار نظیر تسلیم شدگی و ۱۵٪ سختی موثر در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی برای اتصالات تقویت‌شده حکایت دارد. علی‌رغم پیش‌بینی موفق رفتار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های لرزه‌ای، مستعد آسیب لرزه‌ای و تقویت‌شده، مدل‌های دستک فشاری و کششی امکان پیش‌بینی ترک‌خوردگی‌ها، توزیع حقیقی تنش در فضای بتن و باز توزیع‌های تنش به دلیل ترک‌خوردگی را ندارد. در روش دستک فشاری و کششی، بتن فقط به صورت یک دستک فشاری دیده شده است و از مقاومت کششی و نرم‌شدگی کششی بتن صرف نظر شده است.

۸- مراجع

- [1] J. Shafaei, 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*, 28(14) e1653, (2019).
- [2] C. Lima, E. Martinelli, C. Faella, "Capacity models for shear strength of exterior joints in RC frames: state-of-the-art and synoptic examination," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(3) 967-983, (2012).
- [3] K. Parate, R. Kumar, "Investigation of shear strength models for exterior RC beam-column joint," *Structural Engineering and Mechanics*, 58(3) 475-514, (2016).
- [4] S. Sritharan, M.N. Priestley, F. Seible, "Nonlinear finite element analyses of concrete bridge joint systems subjected to seismic actions," *Finite elements in analysis and design*, 36(3-4) 215-233, (2000).
- [5] J. Zhao, S. Sritharan, "Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures," *ACI structural journal*, 104(2) 133, (2007).
- [6] D.-C. Feng, J. Xu, "An efficient fiber beam-column element considering flexure-shear interaction and anchorage bond-slip effect for cyclic analysis of RC structures," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(11) 5425-5452, (2018).
- [7] D.-C. Feng, G. Wu, Y. Lu, "Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading," *Engineering Structures*, 174 49-66, (2018).
- [8] D.-C. Feng, X.-D. Ren, J. Li, "Softened damage-plasticity model for analysis of cracked reinforced concrete structures," *Journal of Structural Engineering*, 144(6) 04018044, (2018).
- [9] H. Behnam, J. Kuang, B. Samali, "Parametric finite element analysis of RC wide beam-column connections," *Computers & Structures*, 205 28-44, (2018).
- [10] J. Schlaich, K. Schäfer, M. Jennewein, "Toward a consistent design of structural concrete," *PCI journal*, 32(3) 74-150, (1987).
- [11] M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, "On development of suitable stress fields for structural concrete," *ACI Structural journal*, 104(ARTICLE) 495-502, (2007).
- [12] ACI Committee 318-19. "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary," *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan, USA, (2019).
- [13] B.K. Breen J, Jirsa JO, Kreger M. "Detailing for Structural Concrete," (1993).
- [14] S.A. Haugerud, J. Blaauwendraad, S. Bousias, L. Cao Hoang, J. Mata Falcón, C. Meléndez Gimeno, B. Mihaylov, M. Pedrosa Ferreira, Q. Roubaty, "Design and assessment with strut-and-tie models and stress fields: from simple calculations to detailed numerical analysis," *fib Bulletin*, 100, (2021).
- [15] A. Muttoni, J. Schwartz, B. Thürlimann, "Design of concrete structures with stress fields," *Springer Science & Business Media*, (1996).
- [16] M.S. Lourenço, J.F. Almeida, "Adaptive Stress Field Models: Formulation and Validation," *ACI Structural Journal*, 110(1) , (2013).
- [17] S.A. Nezami, J. Shafaei, "Parametric Finite Element Evaluation of RC Beam-Column Joints," *Advance Researches in Civil Engineering*, 3(2) 16-26, (2021).
- [18] W. Kassem, "Strut-and-tie modelling for the analysis and design of RC beam-column joints," *Materials and Structures*, 49(8) 3459-3476, (2016).
- [19] R. Ketiyot, C. Hansapinyo, B. Charatpangoon, "Nonlinear strut and tie model with bond-slip effect for analysis of RC beam-column joints under lateral loading," *International Journal*, 15(47) 81-88, (2018).
- [20] P. Chaimahawan, A. Pimanmas, "Application of nonlinear link in strut and tie model for joint planar expansion," *Engineering Journal of Research and Development*, 24(4) 1-11, (2013).
- [21] N.H. To, S. Sritharan, J.M. Ingham, "Strut-and-tie nonlinear cyclic analysis of concrete frames," *Journal of structural engineering*, 135(10)1259-1268, (2009).
- [22] A. Marchisella, G. Muciaccia, "Haunch retrofit of RC beam-column joints: Linear stress field analysis and Strut- and- Tie method application, Earthq." *Eng. Struct. Dyn*, (2023).
- [23] G. Genesio, "Seismic assessment of RC exterior beam-column joints and retrofit with haunches using post-installed anchors," (2012).
- [24] S.-J. Hwang, H.-J. Lee, "Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Sesimic Resistance," *ACI Structural Journal*, 96 846-857, (1999).

- [25] S. Park, K.M. Mosalam, "Parameters for shear strength prediction of exterior beam-column joints without transverse reinforcement," *Engineering Structures*, 36 198-209, (2012).
- [26] M. Pauletta, D. Di Luca, G. Russo, "Exterior beam column joints-Shear strength model and design formula," *Engineering Structures*, 94 70-81, (2015).
- [27] W.M. Hassan, J.P. Moehle, "Shear Strength of Exterior and Corner Beam-Column Joints without Transverse Reinforcement," *ACI Structural Journal*, 115(6), (2018).
- [28] S.-J. Hwang, W.-H. Fang, H.-J. Lee, H.-W. Yu, "Analytical model for predicting shear strength of squat walls," *Journal of Structural Engineering*, 127(1) 43-50, (2001).
- [29] S.-J. Hwang, R.-J. Tsai, W.-K. Lam, J.P. Moehle, "Simplification of softened strut-and-tie model for strength prediction of discontinuity regions," *ACI Structural Journal*, 114(5) 1239, (2017).
- [30] N. Zhang, K.-H. Tan, "Direct strut-and-tie model for single span and continuous deep beams," *Engineering Structures*, 29(11) 2987-3001, (2007).
- [31] P. Chetchotissak, J. Teerawong, S. Yindeesuk, J. Song, "New strut-and-tie-models for shear strength prediction and design of RC deep beams," *Computers and Concrete*, 14(1) 19-40, (2014).
- [32] P. Chetchotissak, E. Arjsri, J. Teerawong, "Strut-and-tie model for shear strength prediction of RC exterior beam-column joints under seismic loading," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1-22, (2019).
- [33] A. Dammika, N. Anwar, "Extraction of strut and tie model from 3D solid element mesh analysis," (2013).
- [34] W. Nukulchai, N. Anwar, "Space Truss Model for Design of Pile Caps," *Asian Institute of Technology*, (1996).
- [35] A. ACI, 318-14. "Building Code Requirements for Structural Concrete," *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan, (2014).
- [36] J.R. Cagley, J.M. LaFave, P. Paultre, M.E. Criswell, D.D. Lee, M.S. Saiidi, C.E. French, R.T. Leon, B.M. Shahrooz, L.E. Garcia, "Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures," *ACI 352R-02*, (2002).
- [37] A. Doğ anğ ün, "Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey," *Engineering Structures*, 26(6) 841-856, (2004).
- [38] A. Ghobarah, M. Saatcioglu, I. Nistor, "The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure," *Engineering structures*, 28(2) 312-326, (2006).
- [39] 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," *Earthq. Spectra*, 25(2) 239-256, (2009).
- [40] D.K. Miller, "Lessons learned from the Northridge earthquake," *Engineering structures*, 20(4-6) 249-260, (1998).
- [41] J.P. Moehle, S.A. Mahin, "Observations on the behavior of reinforced concrete buildings during earthquakes," *Special Publication*, 127 67-90, (1991).
- [42] T. Paulay, M.N. Priestley, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," *Seismic Design Book*, (1992).
- [43] 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) 103-114, (2003).
- [44] 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) 1707-1723, (2009).
- [45] J. Shafaei, A. Hosseini, M.S. Marefat, "Seismic retrofit of external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles," *Engineering Structures*, 81 265-288, (2014).
- [46] J. Shafaei, A. Hosseini, M.S. Marefat, J.M. Ingham, "Rehabilitation of earthquake damaged external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles," *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 46(2) 291-316, (2017).
- [47] A.S. Genikomsou, M.A. Polak, "Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS," *Engineering structures*, 98 38-48, (2015).
- [48] C. Eurocode, 8: "Design of structures for earthquake resistance," Part, 1 1998-1991, (2004).
- [49] E. Thorenfeldt, "Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design, in: Symposium Proceedings," *Utilization of High-Strength Concrete*, Norway, (1987)..
- [50] D. Systèmes, "ABAQUS 6.14 Analysis User's Guide, Volume III: Materials," USA, (2014).
- [51] AIJ, "Standard for structural Calculation of Reinforced concrete Structures-Based on Allowable Stress Concept," *Architectural Institute of Japan*, (1999).
- [52] A.S.o.C. Engineers, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings," *ASCE/SEI*, 41-17, in, American Society of Civil Engineers, (2017).
- [53] ACI, 318-14. "Building Code Requirements for Structural Concrete," *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan, (2014).

Non-Linear Strut and Tie Modelling Approach of Retrofitted Reinforced Concrete Beam Column Joint by Prestress Joint Enlargement

1. Graduate MSc student, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology and PhD student, Faculty of Civil Engineering, Ferdowsi university of Mashhad
2. Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

*Corresponding Author:

ABSTRACT

The need to retrofitted beam-to-column joints, which are made without observing seismic details, is definitely a live and important issue. Connection damage is reported as one of the most worrying causes of building chain collapse in effective earthquakes. The absence of transverse reinforcement and insufficient bond length of the beam bottom bars in the joint area are still existing seismic weaknesses, which are still the subject of investigation and presentation of a corresponding improvement plan. The strut and tie method based on the knowledge based on the finite element method is a powerful and developable tool in the nonlinear field. In this research, analytical models are presented for the evaluation of reinforced concrete side beam-column joints with seismic, non-seismic and retrofitted details based on the method of joint enlargement based on the strut and tie methods. The results of the nonlinear strut and tie modeling of retrofitted and un-retrofitted samples show that this model has the ability to detect the effect of shear reinforcement of the joint area on the shear capacity and activated nonlinear mechanisms, including partial and total bond-slip of the longitudinal beam reinforcements in the joint. Also, the influence of the dimensions of the enlargement of the joint in the design of rehabilitation and deterioration of stiffness and strength is one of the other capabilities of the proposed equivalent truss-type model. The use of strut and tie model in the existing and reinforced joint has led to the estimation of the maximum force capacity of the sample with 6% accuracy based on the accompanying experimental results. In predicting the effective stiffness of the specimens, the strut and tie models were able to provide 25% more convergent response than the results obtained from the hard finite element models based on the experimental results. This is while reducing the time, computational cost and increasing the quality of understanding of the developed strut and tie method compared to the finite element micro model.

Keywords:

Beam-Column Joints, Reinforced Concrete Structures, Strut and Tie Method, Joint Enlargement, Equivalent Non-Linear Truss.
