

مدلسازی تحلیلی اتصالات تیر به ستون با جزئیات غیرلرزه‌ای بهسازی شده با استفاده از بزرگ کردن اتصال و پیش تنیدگی

سید احمد نظامی^۱، جلیل شفائی^۲

۱- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود و دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران،

دانشگاه فردوسی مشهد

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود

(دریافت: ۰۰/۰۰/۰۰، پذیرش: ۰۰/۰۰/۰۰، نشر آنلاین: ۰۰/۰۰/۰۰)

چکیده

ناتوانی اتصالات تیر - ستون در ایفای نقش کلیدی خود در سیستم مقاوم لرزه‌ای قاب خمشی موضوعی است که همچنان در خسارت‌های قابل توجه و تهدید به فروپاشی ساختمان‌های بتن‌آرمه در زلزله‌های اخیر گزارش می‌شود. نقض‌های اجرایی متداول و طراحی ساختمان‌های بتن‌آرمه بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی که عمدتاً بر مبنای رویکردهای ثقلی بوده‌اند، باعث شده جزئیات غیرلرزه‌ای برای ناحیه‌ی اتصال تیر- ستون در بسیاری از سازه‌های موجود مشاهده شود. تکنیک عملیاتی و مقرون به صرفه بهسازی به روش بزرگ کردن ناحیه اتصال از نادر روش‌هایی هست که علاوه بر احیای عملکرد اتصال مستعد آسیب لرزه‌ای و تضمین تشکیل مفصل پلاستیک پایدار در تیر خمشی، کاملاً معمار پذیر قادر است اثرات مطلوب پیش‌تنیدگی و دسترسی به عملکرد بالا را پذیرا باشد. در پژوهش حاضر، با کمک مدل‌سازی عددی به روش پیشنهادی و نتایج در دسترس آزمایشگاهی مشابه، تاثیر ابعاد بزرگ‌شدگی در گسترش مشارکت تیر و ستون در ظرفیت برشی ناحیه مشترک مشخص می‌شود. به طوری که محصور کردن ۷٪ طول تیر توسط ادوات تقویتی، توانایی افزایش ۳۰ درصدی حداکثر نیروی قابل تحمل را نسبت به نمونه تقویت نشده مستعد آسیب لرزه‌ای، دارا می‌باشد. در صورتی که طول محصور شده تیر به ۱۴٪ درصد طول تیر (دو برابر حالت قبل) افزایش پیدا کند تنها افزایش ۱۰٪ بیشتر نیروی نظیر تسلیم شدگی را نسبت به حالت قبل در پی خواهد داشت. در نظر گرفتن اثرات لغزش آرماتورهای طولی تیر به روش غیر مستقیم اصلاح مشخصات مکانیکی آرماتور در مدل‌سازی تحت بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای می‌تواند برای اتصالات غیرلرزه‌ای (دارای ضعف لرزه‌ای عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال و عدم گیرداری کافی آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال)، ۴۰٪ سختی و ۵٪ نیروی نظیر تسلیم‌شدگی را به همگرایی بیشتر با پاسخ تجربی برساند. لحاظ اثرات لغزش آرماتورهای طولی تیر در مدل‌سازی اتصالات تقویت‌شده موجب بهبود پیش‌بینی سختی و نیروی نظیر تسلیم شدگی نمونه می‌گردد. همچنین زوال درون چرخه‌ای برای اتصالات تقویت‌نشده و عدم زوال برای اتصالات تقویت‌شده تایید می‌شود. به طور متوسط حضور تیر عرضی برای اتصالات غیرلرزه‌ای، لرزه‌ای و تقویت‌شده به ترتیب باعث افزایش ۸/۵٪، ۴/۷٪ و میانگین ۲/۱۵٪ ظرفیت نیرویی اتصال می‌شود.

کلیدواژه‌ها: اتصالات تقویت‌شده تیر به ستون، سازه‌های بتن مسلح، مدل‌سازی المان محدود، بزرگ کردن ناحیه اتصال.

۱- مقدمه

لرزه‌ای در ناحیه اتصال تیر-ستون بدون جزئیات لرزه‌ای از قبیل عدم امتداد آرماتور عرضی ستون در ناحیه اتصال و یا عدم تامین گیرداری کافی آرماتور طولی تیر در ناحیه مشترک با ستون، قبل از تشکیل مکانیزم مطلوب خمشی مفصل پلاستیک در تیر، اتصالات پایداری سازه را از کار می‌اندازند (Kaya et al., 2019, Engindeniz et al., 2005)

در گذشته روش‌های متعددی برای مقاوم‌سازی اتصالات تیر- ستون پیشنهاد شده‌است. بسیاری از محققین (Hajrasouliha and Mostofinejad, 2019, Cosgun et al., 2019, Del Vecchio et al., 2015, Pampanin and Akguzel, 2011, Akguzel,

اتصالات تیر-ستون در سازه‌های بتن مسلح (RC^1) نقش مهمی در زمانی که قاب تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار می‌گیرد، ایفا می‌کند. پایداری کلی سازه و تشکیل مکانیزم جذب انرژی مطلوب در ناحیه مفصل پلاستیک در تیر به نقش اتصالات تیر-ستون بستگی دارد. جزئیات غیرلرزه‌ای در ناحیه پانل مشترک می‌تواند باعث ریزش جزئی یا کلی سازه شود (Paulay and Priestley, 1992a). همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده‌است، وجود ضعف‌های

روش استفاده از ژاکت های بتنی و فولادی، منجر به پیکربندی های نامطلوب از نظر معماری با اعضای حجیم نمی شود و از آنجا که از مواد معمولی مانند نبشی فولادی، صفحات فولادی و میله های فولادی استفاده می شود، این روش مقرون به صرفه است. در این روش، تقاضای نیروی ورودی تحمیل شده به اتصال داخلی اصلی، با تغییر جهت جریان نیرو در اطراف ناحیه اتصال، کاهش می یابد. نتایج آزمایش نشان داد که روش مقاوم سازی به طور قابل توجهی شکست برشی اتصال ترد را به تأخیر انداخت و مفصل پلاستیک را از ستون به خارج از ناحیه اتصال انتقال داد (Shafaei and Nezami, 2019).



شکل ۱: اتصالات آسیب دیده ی تیر به ستون بتن مسلح در اثر زلزله ۲۰۱۷ کرمانشاه، ایران (Akbar et al., 2019)

در پژوهش حاضر، بر اساس نمونه های شاهد و بهسازی شده آزمایشگاهی شفائی و همکاران (Shafaei et al., 2014, Shafaei et al., 2017a, Shafaei and Nezami, 2019)، مدل های گسترده تر عددی به روش پیشنهادی و به هدف ارتقای سطح پیش بینی رفتار مدل ارائه می گردد. در مدل سازی حاضر، استفاده از روش غیر مستقیم لحاظ اثرات لغزش های جزئی آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصالات لرزه ای و غیر لرزه ای با ضعف لرزه ای عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه مشترک و همچنین در اتصالات تقویت شده با نبشی های ۱۸۰ mm، ۱۴۰ mm و ۹۰ mm به صورت نوآورانه لحاظ شده است. لحاظ اثرات لغزش های کلی در اتصال مستعد آسیب لرزه ای از منشاء عدم گیرداری کافی آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال در رویه مدل سازی تحت بارگذاری های یکنواخت و چرخه ای از دیگر نوآوری های مقاله حاضر می باشد.

بعد از اعتبارسنجی مدل ها و در شرایطی که محدودیت های شرایط آزمایشگاهی و هزینه های مرتبط کنار گذاشته شده است (Hawileh et al., 2010) مطالعات پارامتری صورت گرفته است. پارامترهایی نظیر اثرات لغزش آرماتور طولی تیر از ناحیه اتصال غیر لرزه ای و نیز تقویت شده تحت بارگذاری یکنواخت و چرخه ای مورد بررسی قرار می گیرد. تاثیر میزان ضعف لرزه ای اتصال پیش از تقویت و تقویت شده در زوال سختی درون چرخه ای با مشاهده میزان اختلاف پوش بارگذاری چرخه ای از بارگذاری یکنواخت مورد قضاوت قرار می گیرد. تاثیر ابعاد نبشی در گسترش مشارکت تیر و ستون در ظرفیت برشی ناحیه مشترک مشخص می شود. اثر

بر روی احیای مقاومت جانبی ناحیه اتصال مستعد آسیب لرزه ای متمرکز شده اند. با استفاده از مواد پلیمری مسلح شده با الیاف، ژاکت های فولادی و بتنی اقدام به محصورسازی ناحیه اتصال می شود. با حفظ استحکام بتن هسته، ظرفیت برشی از دست رفته اتصال تحت بارهای جانبی مجدد احیا می شود و زمینه استفاده از پتاسیل مطلوب خمشی تیر مهیا می گردد. البته در روش های مورد اشاره، با صرف هزینه، زمان و تزریق رزین و الیاف و پذیرفتن ریسک شکست ناگهانی در الیاف به دستاورد مقاوم سازی رسیده است. همچنین توجه کمتری به یک تکنیک عملی برای مقاوم سازی لرزه ای اتصالات تیر-ستون رایج شده است؛ چرا که نیازمندی روش ها به تخریب دال پیرامونی ناحیه اتصال و اشغال فضای زیاد کاملاً مشهود است (Yurdakul et al., 2018, Yang et al., 2018, Tsonos, 2002, Tsonos, 1998, Tsonos, 2010, Torabi and Maheri, 2017, Santarsiero and Masi, 2015, Nzabonimpa et al., 2017, Karayannis et al., 2008, Ghobarah et al., 1997, Du et al., et al., 2017, 2019, Dang and Dinh, 2017, Behnam Alcocer and Jirsa, 1993, Engindeniz et al., 2005).

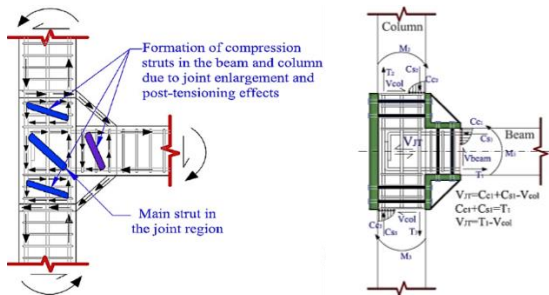
محققین مختلفی (Marchisella and Muciaccia, 2023, Deng et al., 2022, Murad, 2020, Pimanmas and Chaimahawan, 2010, Said and Nehdi, 2008, Pampanin et al., 2006, Pampanin, 2006, Tonidis and Sharma, 2023, Purwanto et al., 2023, Tavasoli et al., 2022) برای جلوگیری از شکست ترد برشی اتصالات تیر-ستون، طرح تقویتی خود را به جای تمرکز بر احیای مقاومت جانبی ناحیه اتصال، بر روی امکان کاهش تقاضای تنش برشی در ناحیه اتصال متمرکز کردند. روش هایی تحت عنوان بزرگ کردن ناحیه اتصال و استفاده از بازوهای هانچ^۱ مسیر نیرویی جدیدی از تیر به ستون ایجاد می گردد و استراژی قوی برای تضمین تشکیل مفصل پلاستیک در تیر به وجود می آید. در جایی دیگر شفائی و نظامی (Shafaei et al., 2014, Shafaei and Nezami, 2019) یک روش مقاوم سازی لرزه ای عملی به نام "بزرگ کردن ناحیه اتصال با استفاده از نبشی های فولادی پیش تنیده" را پیشنهاد کردند. در روش پیشنهادی، اتصال تیر به ستون با قرار دادن نبشی های فولادی محکم شده در گوشه های بالا و پایین تیر اطراف اتصالات تیر به ستون انجام می شود. با استفاده از میله های با استحکام کششی بالا ادوات فولادی در جای خود نگه داشته می شوند. نصب نبشی های فولادی نسبتاً آسان است و فقط سوراخ های کوچکی روی دال برای عبور میلگردهای پیش تنیده در مجاورت از تیر و ستون لازم است. از آنجایی که نبشی های فولادی نسبت به اندازه اعضای مجاور کوچک هستند، روش پیشنهادی هیچ گونه برخوردی بر روی کفپوش ها یا وقفه ای در خدمات ساختمان ایجاد نمی کند، از اینرو روش مقاوم سازی با تکنیک بزرگ کردن ناحیه اتصال به کمک ادوات و نبشی های فولادی پیش تنیده (روش پیشنهادی)، بر خلاف

¹ Haunch

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 آسیب پذیر تضمین می‌گردد.

رویکرد این نوع مقاوم‌سازی با استفاده از روش تحلیلی دستک‌های فشاری و کششی برای نواحی پر تنش مثل ناحیه اتصال به شرح زیر می‌باشد:

همانطور که در شکل ۳ نشان داده شده‌است، اتصالات تیر- ستون بزرگ‌شده با نبشی‌های فولادی، مسیر انتقال نیرویی جدیدی در اطراف ناحیه اتصال بوجود می‌آورد. به طوری که بخش‌هایی از تیر و ستون درگیر چرخش نیرو می‌شوند و به جای یک دستک فشاری قطری در ناحیه اشتراک تیر و ستون، سه دستک فشاری دیگر در اطراف اتصال تشکیل می‌شود. بدین صورت بخشی از تقاضای نیروی مفصل پلاستیک در ناحیه اتصال ضعیف کاسته می‌شود.



شکل ۳: مکانیزم انتقال نیروی اتصالات تیر- ستون توسعه یافته (Shafaei et al., 2014)

به لحاظ رویکرد نیروی برشی اتصال، در این روش مقاوم‌سازی اتصال تیر- ستون قبل از توسعه و مقاوم‌سازی، سطح مقاوم برشی به اندازه سطح ستون است و بعد از مقاوم‌سازی، سطح مقاوم برشی بیشتر می‌شود که در پی آن مقاومت برشی اتصال افزایش می‌یابد و از ورود خرابی‌ها در این ناحیه جلوگیری می‌کند و به تشکیل مفصل پلاستیک در تیر کمک می‌کند.

۳- نمونه‌های آزمایشگاهی مبنا

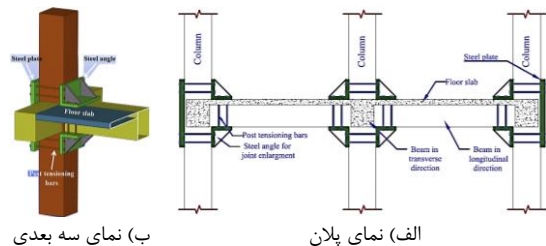
اتصالات مورد بررسی در این پژوهش برگرفته از نمونه‌های آزمایشگاهی شفاپی و همکاران (Shafaei et al., 2017b, Shafaei et al., 2014) می‌باشد. دو دسته کلی اتصالات مرسوم پیش از تقویت و دسته اتصالات تقویت‌شده را مورد مطالعه تجربی قرار دادند.

محصورکنندگی تیرهای عرضی در انعکاس با سطوح مختلف جزئیات غیرلرزه‌ای و نیز در اتصالات بهسازی شده پرداخته می‌شود.

۲- بهسازی اتصالات 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 گرفته‌است. مقاوم‌سازی اتصالات تیر- ستون بتن‌آرمه با استفاده از روکش‌های بتنی یکی از تکنیک‌های متداول است (Cagley et al., 2002). اما در این روش قطعات بیرون‌زده از زاکت 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^۱، 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 (Doğangün, 2004, Ghojarah et al., 2006, Gur et al., 2009, Miller, 1998, Moehle and Mahin, 1991, Paulay and Priestley, 1992b, Sezen et al., 2003, Zhao et al., 2009).

شفاپی و همکاران (Shafaei and Nezami, 2019, Shafaei et al., 2014) مطابق شکل ۲ یک روش نوآورانه‌ای با عنوان بزرگ کردن ناحیه اتصال تیر- ستون با استفاده از قطعات فولادی برای بهسازی اتصالات پیشنهاد و آزمایش کردند.



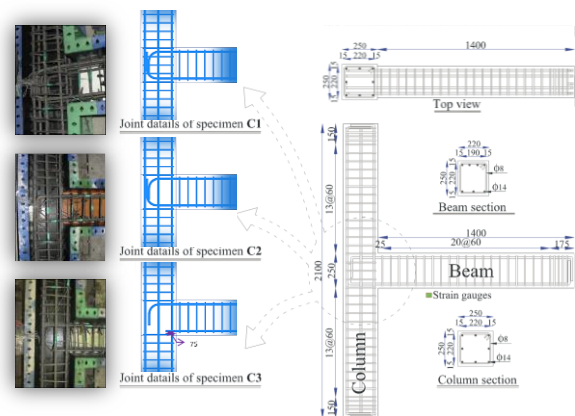
شکل ۲: نمایی از مقاوم‌سازی اتصالات بتن‌آرمه با استفاده از نبشی‌های فولادی (Shafaei et al., 2014)

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

¹ Fiber Reinforced Polymers (FRP)

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 نکرده است (C3). این سه نمونه با ابعاد هندسی مشابه به همراه مونتاژ نمونه‌ها در شکل ۴ نشان داده می‌شود.



شکل ۴: ابعاد و جزئیات آرماتور گذاری نمونه های تقویت شده آزمایش (ابعاد به میلیمتر) (Nezami and Shafaei, 2021)

۲-۳- اتصالات تقویت شده

به منظور جلوگیری از زوال برشی ناحیه اتصال آسیب‌پذیر نمونه‌های شاهد (C2 و C3)، قبل از رسیدن به ظرفیت خمشی تیر در قاب خمشی بتن آرمه در طول تحرکات جانبی، روش مقاوم‌سازی پیشنهادی تحقیق حاضر در میان می‌باشد. طرح حاضر، با استفاده از تکنیک پیش‌تنیدگی، صفحات فولادی را به بخش‌های مختلف زیر سازه متصل می‌کند و در طول دوران‌های تحمیل شده به تیر و ستون، قطعات فولادی بدون لغزش، بتوانند با سطح بتن یکپارچه بمانند. بر اساس شکل ۵ با استفاده از نبشی‌های فولادی با اندازه‌های ۱۸۰ mm، ۱۴۰ mm و ۹۰ mm به ضخامت ۱۸ mm و میله‌های رزوه شده پیش‌تنیده فولادی با قطر ۱۶ mm بر روی نمونه‌های شاهد طرح مقاوم‌سازی پیاده‌سازی شد. صفحه‌ی فولادی و نبشی‌های بالا و پایین تیر با استفاده از سخت‌کننده‌های موجود، الاستیک باقی می‌مانند.

۴- مشخصات مدل‌های عددی

۱-۴- متدولوژی

مدل‌سازی به روش میکرو نیازمند سطح بالایی از اطلاعات می‌باشد. از آنجا که تمامی مدل‌های عددی در نظر گرفته شده در این تحقیق بر اساس نمونه‌های آزمایشگاهی مینا (Shafaei et al., 2014, al., 2017b) صورت گرفته است. لذا تمامی اطلاعات مورد نیاز از قبیل شرایط هندسی و جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌ها، مشخصات مصالح به کار رفته، بارگذاری و شرایط مرزی در دسترس قرار دارد.

برای مدل‌سازی و انجام تمامی تحلیل‌ها از نرم‌افزار ABAQUS 2018 استفاده گردید. استفاده از نرم‌افزارهای قدرتمند فرصت خوبی برای بررسی انواع پارامترهای مهم را ایجاد کرده‌است که نیازمند شناخت دقیق از نحوه کار نرم‌افزار و تسلط بر نحوه مدل‌سازی می‌باشد. تحلیل‌های عددی انجام گرفته با روش اجزای محدود به بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای محدود می‌شود. برای این منظور از ۵۸ مدل میکرو استفاده گردید.

در مدل‌سازی، اجزای بتن به صورت Solid با المان‌های هشت گره‌ای C3D8R به همراه انتگرال‌گیری کاهش‌یافته مدل‌سازی شد و آرماتورها به صورت Wire با المان دو گره‌ای T3D2 به همراه سه درجه آزادی در هر گره در نظر گرفته شد. برای تحلیل غیرخطی مدل از روش Static-General استفاده گردید. در این روش الگوریتم همگرایی نیوتون-رافسون استفاده شد. نحوه انتخاب نمو به صورت خودکار در نظر گرفته شده‌است به طوری که مقادیر نمو گام اصلی تحلیل از قبیل مقدار نمو اولیه، مقدار حداقل و حداکثر به ترتیب برابر ۰/۰۱، 1E-07 و ۰/۱ لحاظ شد. تعداد نموها به بیش از هزار قسمت تقسیم شد. از کامپیوتر با 32 GB حافظه (RAM) و پردازنده Core i7- 3.5 GHz استفاده شد. از مرسوم‌ترین قید Embedded برای انتقال تنش از بتن به آرماتورها استفاده شد. مدل‌سازی نمونه‌های تقویت شده مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی مینا در نظر گرفته شد. سطح تماس سخت برای اتصال ادوات فولادی تقویتی به سطح بتن انتخاب گردید. میله رزوه‌های پیش‌تنیدگی با ادوات فولادی قفل شد و با لحاظ نیروی متمرکز به دو انتهای آن، تنش کششی ۶۹۶ مگاپاسکال (معادل ۷۰ درصد مقاومت کششی قطعه) اعمال شد.

۲-۴- دسته‌بندی نمونه‌ها

برای بررسی تاثیر محصور سازی تیرهای عرضی^۲ در اتصالات کناری، مدل‌های عددی افزوده شده‌ای با شرایط مختلف تیر عرضی (اتصال کناری، اتصال گوشه و اتصال کناری میانی) مطابق شکل ۶ در نظر گرفته شد. همچنین به منظور بررسی پارامترهایی نظیر اثر لغزش آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال، اثر حضور تیر

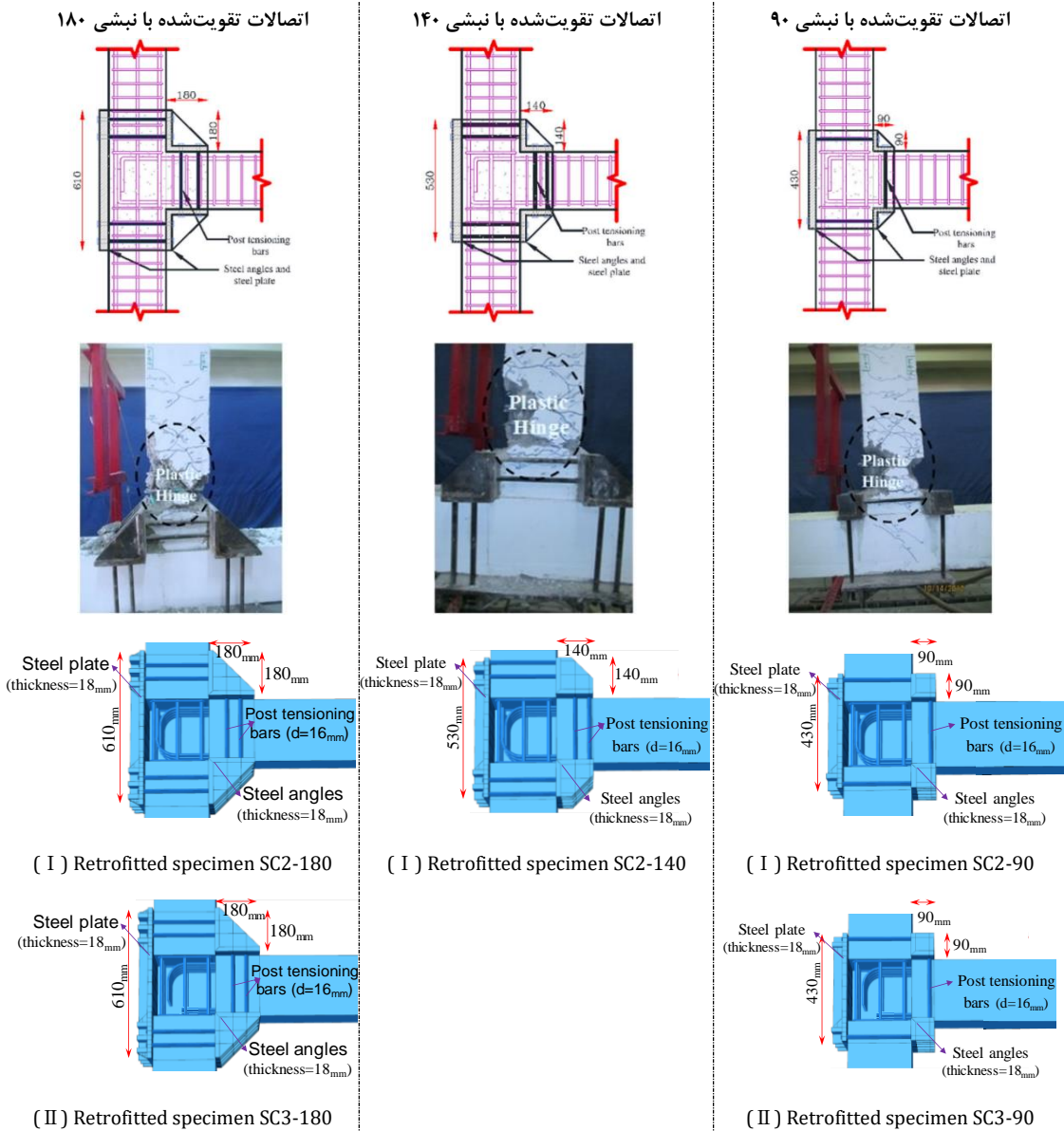
² Transverse Beams

¹ Increment

۴-۳- مصالح و نحوه مدل‌سازی آن

رفتار غیرخطی بتن مسلح در فشار و کشش باعث شده یکی از پیچیده‌ترین مواد در مدل‌سازی المان محدود باشد. در مدل‌سازی عددی تعریف صحیح مواد برای رفتارهای الاستیک و پلاستیک بر پاسخ‌ها و خروجی‌ها می‌تواند اثر زیادی بگذارد. برای 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.

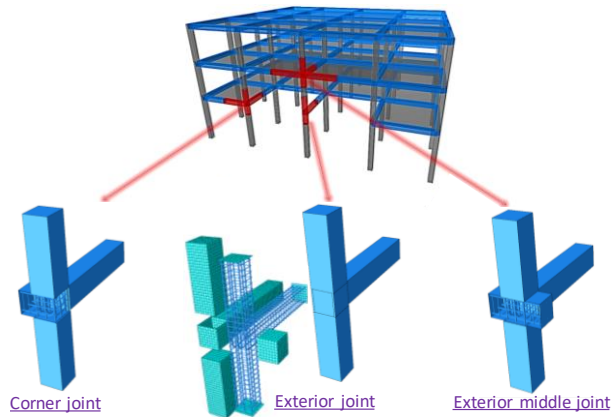
عرضی در نتایج، نوع بارگذاری، تاثیر ابعاد نبشی‌های تقویتی در نتایج تحلیل، مدل عددی برای اتصالات تقویت‌شده جدول ۱ در نظر گرفته شد. بر این اساس نامگذاری حرف اول S به معنی نمونه مقاوم‌سازی شده‌است و نمونه شاهد مرتبط با آن به صورت C2 و C3 بعد از آن مشخص می‌شود. اندازه نبشی‌های طرح تقویت با واحد میلی‌متر (۱۸۰، ۱۴۰ و ۹۰) در بخش دوم نامگذاری نوشته می‌شود. در ادامه حرف M به معنی نوع بارگذاری یکنواخت و حرف C به معنی بارگذاری چرخه‌ای معرفی می‌شود. در پایان نامگذاری، برای نمونه‌هایی که اثرات لغزش آرماتورهای طولی لحاظ شده‌است، حرف S اضافه می‌گردد.



شکل ۵: ابعاد و جزئیات آرماتور گذاری نمونه های تقویت شده آزمایش (ابعاد به میلیمتر) (Shafaei and Nezami, 2019)

جدول ۱: معرفی مدل‌های اجزای محدود اتصالات تقویت شده

Model		Reinforcement details type/The size of the angles of the proposed retrofitting plan	Loading	Conditions of the lateral beam	Bond-slip effects
No.	ID				
25	SC2-180-M	C2/180	Monotonic	Exterior joint	-
26	SC2-140-M	C2/140	Monotonic	Exterior joint	-
27	SC2-90-M	C2/90	Monotonic	Exterior joint	-
28	SC2-180-M-2	C2/180	Monotonic	Corner joint	-
29	SC2-140-M-2	C2/140	Monotonic	Corner joint	-
30	SC2-90-M-2	C2/90	Monotonic	Corner joint	-
31	SC2-180-M-3	C2/180	Monotonic	Exterior middle joint	-
32	SC2-140-M-3	C2/140	Monotonic	Exterior middle joint	-
33	SC2-90-M-3	C2/90	Monotonic	Exterior middle joint	-
34	SC3-180-M	C3/180	Monotonic	Exterior joint	-
35	SC3-90-M	C3/90	Monotonic	Exterior joint	-
36	SC3-180-M-2	C3/180	Monotonic	Corner joint	-
37	SC3-90-M-2	C3/90	Monotonic	Corner joint	-
38	SC3-180-M-3	C3/180	Monotonic	Exterior middle joint	-
39	SC3-90-M-3	C3/90	Monotonic	Exterior middle joint	-
40	SC2-180-M-S	C2/180	Monotonic	Exterior joint	✓
41	SC2-140-M-S	C2/140	Monotonic	Exterior joint	✓
42	SC2-90-M-S	C2/90	Monotonic	Exterior joint	✓
43	SC3-180-M-S	C3/180	Monotonic	Exterior joint	✓
44	SC3-90-M-S	C3/90	Monotonic	Exterior joint	✓
45	SC2-180-C	C2/180	Cyclic	Exterior joint	-
46	SC2-140-C	C2/140	Cyclic	Exterior joint	-
47	SC2-90-C	C2/90	Cyclic	Exterior joint	-
48	SC3-180-C	C3/180	Cyclic	Exterior joint	-
49	SC3-90-C	C3/90	Cyclic	Exterior joint	-
50	SC2-180-C-S	C2/180	Cyclic	Exterior joint	✓
51	SC2-140-C-S	C2/140	Cyclic	Exterior joint	✓
52	SC2-90-C-S	C2/90	Cyclic	Exterior joint	✓
53	SC3-180-C-S	C3/180	Cyclic	Exterior joint	✓
54	SC3-90-C-S	C3/90	Cyclic	Exterior joint	✓



شکل ۶: شرایط مختلف تیرهای عرضی در مدل‌های عددی

نرم افزار ABAQUS برای شبیه‌سازی آسیب در مواد بتن مسلح، سه مدل ترک ارائه می‌کند که عبارتند از مدل ترک پخشی بتن^۱، مدل شکست ترد^۲ و مدل خسارت-پلاستیک بتن^۳؛ در مدل ترک پخشی بتن، هر جا که تنش‌های بتن فراتر از سطوح گسیختگی برای حالت کششی دو طرفه یا ترکیبی از کشش و فشار باشد، ترک شکل می‌گیرد. در این مدل رفتار پس از ترک خوردگی حاکم است و در بارگذاری‌های یکنواخت با فشار محصورشدگی کم کاربرد دارد. محدودیت‌های اصلی این روش عبارتند از قفل کردن تنش‌ها در محل ترک‌های باز شده، وابستگی به اندازه مش و ناپایداری به هنگام اثرات بارگذاری می‌باشد. در مدل شکست ترد، ترک کششی تنها برای مواد الاستیک خطی توسعه یافته است و نمی‌تواند رفتار واقعی بتن را در هر دو حالت کشش و فشار داشته باشد. مدل خسارت - پلاستیک بتن با به دست آوردن مشخصاتی از بتن ترک خورده و همگن، مکانیزم شکست بتن محصور در خردشدگی فشاری و ترک خوردگی کششی را با زوال سختی و تغییر شکل‌های پلاستیک مرتبط می‌کند. به جای مدل‌سازی ترک‌ها، آسیب‌دیدگی نمونه بتنی توسط کاهش سختی آن در نظر گرفته می‌شود. 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 شده است.

گنیکوم سو و پولاک (Genikomsou and Polak, 2015) رفتار دال‌های بتن مسلح را با استفاده از مدل‌های CDP^۴ در ABAQUS مورد مطالعه قرار دادند. نتایج تحقیقات‌شان نشان‌دهنده تحلیل اجزای محدود به رفتار کششی بتن، اندازه مش‌ها، زاویه اتساع و پارامترهای خسارت بتن حساس می‌باشد. در این مقاله از

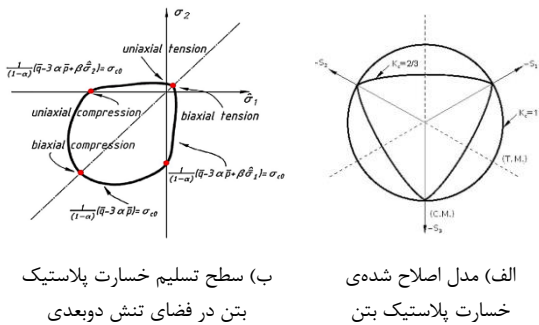
^۳ Concrete Damaged Plasticity

^۴ Concrete Damaged Plasticity

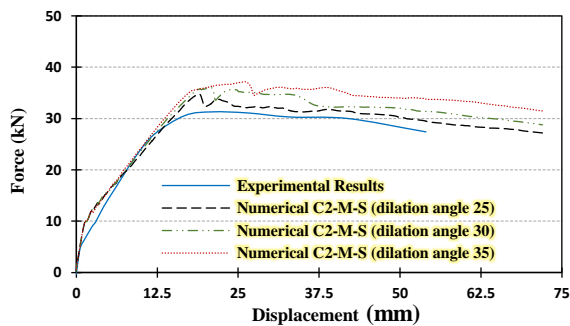
^۱ Concrete Smeared Cracking

^۲ Brittle Cracking

0.1 در نظر گرفته شد. این پارامتر بیانگر نسبت مقاومت کششی به مقاومت فشاری بتن می‌باشد و هر چه به صفر نزدیک‌تر شود بر اساس معیار دراگر - پراگر کلاسیک، شکل صفحه‌ی تنش‌های انحرافی به خط راست نزدیک‌تر می‌شود (Kmieciak and Kamiński, 2011). پارامتر f_{b0}/f_{c0} ، نسبت مقاومت فشاری دو محوری بتن به مقاومت فشاری تک محوره می‌باشد. بزرگ کردن مقدار این پارامتر باعث بروز رفتار سخت‌تری از مدل می‌شود و بر اساس نتایج حاصل از آزمایشات ($f_{b0} = 1.16248 f_c$) این پارامتر مشخص می‌شود (Kmieciak and Kamiński, 2011).



شکل ۸: مدل خسارت پلاستیک بتن (Genikomsou and Polak, 2015)



شکل ۹: تاثیر مقادیر مختلف زاویه اتساع بر مدل عددی اتصال تیر-ستون تقویت نشده

شیب بین صفحه گسیختگی و صفحه هیدرواستاتیک در صفحه‌ی تنش‌های انحرافی با زاویه اتساع ψ مشخص می‌شود. هر چه این مقدار بیشتر باشد رفتار نرم‌تری برای بتن شبیه‌سازی می‌شود (Kmieciak and Kamiński, 2011). تعیین صحیح این مقدار در نوع مدل یک پدیده چالشی می‌باشد که محققین مختلف با آنالیز حساسیت مقدار مناسبی برای این پارامتر تعیین می‌کنند. لذا تاثیر مقادیر مختلف این پارامتر بر نتایج تحلیل در نمونه C2 بررسی می‌شود. شکل ۹ نشان می‌دهد که پاسخ مدل به شدت وابسته به مقدار زاویه اتساع است. نیروی حداکثر و جابجایی نظیر آن با افزایش مقدار زاویه اتساع، افزایش یافت. شکل ۹ همچنین

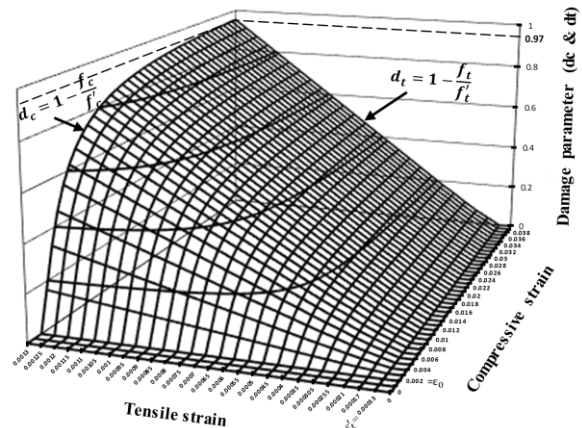
² Dilation Angle

مدل‌های CDP برای مدل‌سازی سه بعدی اتصالات تیر-ستون بتن مسلح در برنامه ی ABAQUS 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.

پارامترهای خسارت در مدل CDP برای کشش و فشار با توجه به شکل ۷ معرفی می‌گردد. براین اساس آسیب بتن فقط در ناحیه نرم‌شدگی رخ می‌دهد (Genikomsou and Polak, 2015) و مقدار آسیب در لحظه کرنش نهایی بتن ۰/۹۷ فرض شد.



شکل ۷: منحنی ارتباط بین کرنش و پارامتر خسارت کششی و فشاری بتن (Nezami and Shafaei, 2021)

معیار شکست دراگر - پراگر بتن (Kmieciak and Kamiński, 2011) یکی از تئوری‌های قوی در مدل‌سازی شکست بتن‌آرمه می‌باشد. با توجه به اصلاحات صورت گرفته بر اساس آزمایش‌های فشاری سه محوری و تحلیل‌های عددی پیشنهاد شده در مطالعات محققان (Kmieciak and Kamiński, 2011) می‌توان تابع تسلیم در فضای دوعبده تنش‌های اصلی را غیردایروی و در صفحه‌ی تنش‌های انحرافی، منحنی شکل در نظر گرفت (شکل ۸). شکل این صفحه با ضریب k_c مشخص می‌شود که بیانگر نسبت فاصله بین محور هیدرواستاتیک با صفحه‌ی تنش‌های انحرافی فشاری و کششی می‌باشد (مقدار پیش فرض این ضریب $2/3$ می‌باشد). پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک^۱ برابر با مقدار پیش فرض

¹ Eccentricity

رعایت ضوابط لرزه‌ای از جمله امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال تیر-ستون و امتداد و قلاب استاندارد آرماتورهای تیر به درون ناحیه‌ی اتصال باعث می‌شود هسته‌ی بتن اتصال شرایط محصور شدگی ویژه‌ای را بدست بیاورد. چنین محصورشدگی باعث افزایش قابل توجهی مقاومت و شکل‌پذیری بتن هسته می‌شود (Mander et al., 1988). با استفاده از معادله (۷) تا (۹) می‌توان رفتار فشاری تنش و کرنش تغییریافته برای بتن محصور هسته‌ی اتصال را بدست آورد (Mander et al., 1988). هسته بتن ناحیه اتصال در نمونه‌های C1 محصور شده در نظر گرفته‌شد و سطح پیرامون مکعب هسته‌ی محصور با سطح درونی بتن اطراف قفل (Tie) شد. همچنین در تمامی مدل‌های اتصالات تقویت‌شده، بخشی از ناحیه محصور شده توسط قطعات فولادی، مطابق شکل ۱۰ بتن آن محصور شده در نظر گرفته‌شد.

جدول ۳: خواص مکانیکی بتن نمونه‌ها

Specimen	Prism compressive strength (MPa)	Prism tensile strength (MPa)	Elastic modulus (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

$$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c} - \frac{2 f'_l}{f'_c}} \right) \quad (۷)$$

$$f'_l = k_e \rho f_{yh} \quad (۸)$$

$$\varepsilon_{0c} = \varepsilon_0 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (۹)$$

که در اینجا: f'_{cc} حداکثر مقاومت فشاری بتن محصورشده می‌باشد، f'_l فشار جانبی موثر ناشی از ادوات محصورکننده بر سطح هسته بتن محصور، k_e ضریب اثر بخشی محصورشدگی (برای ستون‌های مستطیلی ۰/۷۵ پیشنهاد شده‌است (Paulay and Priestley, 1992b))، ρ نسبت سطح موثر خاموت‌ها به سطح برش خورده هسته بتن محصور با صفحه‌ی عمود بر مقطع عرضی ستون، f_{yh} مقاومت تسلیم خاموت‌ها، ε_{0c} کرنش نظیر حداکثر مقاومت فشاری بتن محصور شده می‌باشد.

رفتار فشاری تنش-کرنش بتن هسته‌ی محصور در شکل ۱۱ مشخص شده‌است و می‌توان با بتن سایر بخش‌ها مقایسه کرد.

نشان می‌دهد که در مقدار زاویه اتساع ۲۵ همگرایی با سایر مقادیر بیشتر می‌شود و به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌تر می‌باشد. لذا از این مقدار برای تمامی مدل‌ها استفاده شد. سایر پارامترهای مورد نیاز در مدل خسارت پلاستیک بتن در جدول ۲ مشخص شده‌است. در معادلات حاکم بر رفتار ماده تحت تنش سه محوره، رفتار ماده در حالت تک‌محوره، به خصوص 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 $0.4 f'_c$ به صورت الاستیک فرض می‌شود (Eurocode, 2004). مدول الاستیسیته مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی براساس رابطه آیین‌نامه (ACI, 2014) $4700 \sqrt{f'_c}$ (MPa) تعیین می‌گردد (ACI, 2014). برای مدل‌سازی رفتار فشاری بتن از معادلات تورنفلد (Thorenfeldt, 1987) استفاده شده‌است (معادلات (۲) تا (۴)).

جدول ۲: پارامترهای ورودی در مدل CDP

Dilation Angle	Eccentricity	f_{b0}/f_{cn}	k_c	Viscosity Parameter
25	0.1	1.16	0.667	0.001-0.01

$$\frac{f}{f'_c} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \times \frac{n}{\left[n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{nk} \right]} \quad (۲)$$

$$n = k = 1 \quad \varepsilon/\varepsilon_0 < 1 \quad (۳)$$

$$n = 0.8 + \frac{f'_c}{17}, k = 0.67 + \frac{f'_c}{62} \quad \varepsilon/\varepsilon_0 > 1 \quad (۴)$$

که در اینجا f'_c حداکثر مقاومت فشاری بتن می‌باشد و بر اساس سیستم متریک قرار داده می‌شود، ε_c کرنش فشاری کل می‌باشد، ε_0 کرنش نظیر حداکثر تنش فشاری بتن می‌باشد ($\varepsilon_0 = [0.00078 f'_c (Mpa)]^{1/4}$).

کرنشش فشاری غیر الاستیک $[\varepsilon_c^{in}]$ برای مشخص کردن رفتار فشاری بتن در برنامه ABAQUS مورد استفاده قرار می‌گیرد که بر اساس معادلات (۵) و (۶) بدست می‌آید.

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (۵)$$

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{f_c}{E_0^{el}} \quad (۶)$$

که در اینجا ε_{0c}^{el} کرنش فشاری الاستیک بتن آسیب‌نندیده می‌باشد.

در برنامه ABAQUS رفتار کششی بتن پس از شکست کششی آن تعریف می‌شود و فرض می‌کنیم که تنش کششی بتن تا کرنشی برابر با ده برابر کرنش نظیر شکست کششی ($10 \varepsilon_t$) به صورت خطی تغییر می‌کند (Systèmes, 2014). مشخصات مکانیکی بتن به کار رفته در نمونه‌ها در جدول ۳ ارائه شده‌است.

هزینه محاسبات را افزایش می‌دهد. لذا منطقی بودن استفاده از روش‌های غیرمستقیم برای شبیه‌سازی عددی اثرات لغزش آرماتور را تایید می‌کند. در سال‌های اخیر برای بررسی اثرات لغزش آرماتور، روش‌های غیر مستقیمی با المان‌های فیبر و مدل‌سازی عددی در سطح ماکرو انجام شد (Monti and Spacone, 2000, Lowes et al., 2003, Tan and Yu, 2014, Feng and Xu, 2018). اغلب این روش‌ها، مدل‌سازی در محیط دو بعدی را با فرض کافی بودن طول‌گیری برای آرماتورها در نظر گرفته‌اند. لذا این روش‌ها برای ناحیه اتصال تیر به ستون از دقت کمی برخوردار است. طبق مطالعات انجام‌شده توسط آقای فنگ (Feng et al., 2018) برای شبیه‌سازی غیرمستقیم اثرات لغزش آرماتور دارای خم و بدون خم در ناحیه اتصال می‌توان از روش اصلاح مدل تنش کرنش تک‌محوری استفاده کرد که به راحتی می‌توان در تحلیل سه بعدی المان محدود اتصالات پیاده‌سازی شود. براساس منحنی تنش کرنشی اصلاح شدهی آرماتورها (شکل ۱۲) می‌توان با محاسبه مدول الاستیسیته تغییر یافته فولاد E'_s و کرنش‌نهایی تنظیم یافته فولاد ϵ'_{cu} به رفتار جدیدی از مدل دست یافت که اثرات لغزش‌های جزئی و کلی آرماتورهای طولی را هم در خود جای داده‌است. برای بدست آوردن سختی الاستیک تغییر یافته E'_s از رابطه (۱۰) استفاده می‌گردد (Feng et al., 2018).

جدول ۴: خواص مکانیکی فولاد نمونه‌ها

Part name	Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)	Yield strain (%)	Ultimate strain (%)
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
Prestressed bars	900	1000	-	10

$$E'_s = \frac{E_s \epsilon_s}{\epsilon'_s} = \frac{E_s}{1 + \frac{s}{\epsilon_s l_{edb}}} \quad (10)$$

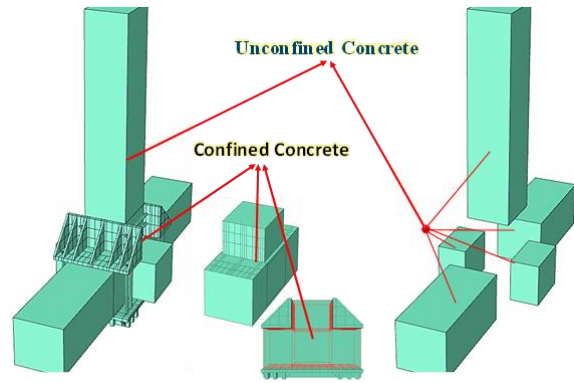
که در اینجا: ϵ_s کرنش فولاد، ϵ'_s تغییر یافته فولاد، s لغزش کلی آرماتور و l_{edb} طول گیردار شده الاستیک آرماتور می‌باشد. اگر مقدار کرنش (ϵ_s) برابر با کرنش تسلیم آرماتور (ϵ_y) فرض شود. مقدار لغزش کلی آرماتور در هنگام تسلیم (s_y) از رابطه (۱۱) (Feng et al., 2018) محاسبه می‌شود.

$$s_y = \frac{\epsilon_y}{2} l_{edb} \quad (11)$$

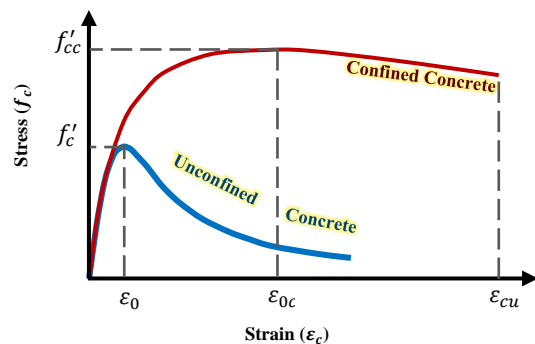
$$l_{edb} = \frac{f_y d_b}{4 u_{be}}$$

$$u_{be} = 1.0 \sqrt{f'_c (Mpa)} \quad \epsilon_s = \epsilon_y$$

که در اینجا: d_b قطر آرماتور و u_{be} تنش پیوستگی بین آرماتور و بتن در حالت الاستیک می‌باشد.



شکل ۱۰: بخش‌های محصور شده و محصور نشده بتن مدل‌های تقویت‌شده



شکل ۱۱: منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده و محصور نشده برای بارگذاری یکنواخت (Mander et al., 1988)

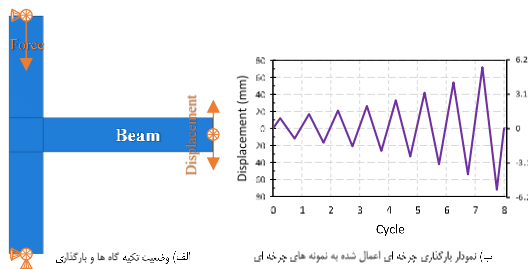
فولاد نرمه ساختمانی در کشش و فشار رفتار تقریباً مشابهی دارد. مشخصات مکانیکی مواد فولادی به کار رفته در مدل‌ها را می‌توان در جدول ۴ مشاهده کرد. رفتار کششی تک‌محوری آرماتورهای فولادی و سایر قطعات فلزی در ناحیه الاستیک بر اساس مدول یانگ متعارف ($E_s = 2 \times 10^5$ MPa) و نسبت پواسن $\nu = 0.3$ در نظر گرفته شد. رفتار پلاستیک آرماتورها بر اساس رفتار دو خطی تعریف شد. برای تحلیل‌های یک‌طرفه نوع سخت‌شدگی آرماتورها، ایزوتروپیک و در تحلیل‌های چرخه‌ای، کینماتیک در نظر گرفته شد.

۴-۴- شبیه‌سازی لغزش آرماتورها

اثر لغزش آرماتورها در ناحیه اتصال تیر به ستون بتنی یک عامل بسیار تاثیرگذار بر رفتار اتصالات در معرض نیروهای یکنواخت و مخصوصاً بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد (Alva and de Cresce El, 2013). در صورت شبیه‌سازی لغزش آرماتور به صورت مستقیم یعنی با استفاده از مدل‌سازی اصطکاک بین المان‌های آرماتور با بتن، درست است که رویکردی دقیق می‌باشد ولی نیاز به یک گام پیش پردازش خیلی پیچیده دارد و به طور قابل توجهی

۴-۵- شرایط مرزی و بارگذاری

وضعیت شرایط مرزی برای نمونه‌ها در شکل ۱۳ مشخص شده‌است. دو انتهای ستون در دو جهت عمود بر محور خود مهار شده‌است و در انتهای پایینی ستون در راستای محوری خود نیز مهار شده‌است. انتهای تیر نیز در جهت خارج صفحه ی اتصال مهار می‌شود. بارگذاری به روش کنترل تغییر مکان تا دریافت ۶٪ در دو گام تعیین شده توسط نرم‌افزار، به اتصال اعمال می‌شود. در گام اول شرایط مرزی ذکر شده و نیروی محوری ۰.۱۶ ظرفیت نیرو محوری ستون بر روی سطح بالای ستون لحاظ شد. سپس در گام دوم جابجایی در راستای نشان داده شده در شکل ۱۳ به انتهای تیر اعمال شد. برای جلوگیری از تمرکز تنش، صفحات صلبی در محل اعمال نیرو و تکیه گاه‌ها مدل‌سازی شد. برای تحلیل یک‌طرفه، جابجایی وارد شده به تیر تا دریافت ۶٪ (۷۲ mm) ادامه می‌یابد و برای تاریخچه‌ی بارگذاری تحلیل چرخه‌ای در برنامه ABAQUS از پروتکل استاندارد بارگذاری چرخه‌ای جانبی مطابق با کار آزمایشگاهی شفائی و همکاران (Shafaei et al., 2014) الگو برداری شد.



شکل ۱۳: شرایط مرزی و الگوی بارگذاری

۴-۶- مش‌بندی

در شکل ۱۴، مقدار حساسیت پاسخ نمونه منتخب C2 به ابعاد مختلف المان‌های مش‌بندی در منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مشاهده می‌گردد. میزان همگرایی نتایج در ابعاد مش ۳۰ میلی‌متر شناسایی می‌گردد. لذا از این مقدار برای ابعاد مش‌بندی تمام نمونه‌ها در فرآیند تحلیل استفاده می‌گردد. در مراحل مش‌بندی سعی شد به صورتی انتخاب شود که حداکثر انطباق بین گره‌های المان‌های بخش‌های مختلف بتنی و فولادی صورت بگیرد. برای نمونه‌های C2 کل تعداد المان‌ها ۹۶۶۴ می‌باشد که از این تعداد، ۷۰۵۰ تا مربوط به المان‌های بتنی است. حلگر اجزا محدود به شدت به کیفیت مش بستگی دارد. وقتی مش ظریف‌تر بکار گرفته می‌شود، سازه نرم‌تر می‌شود و به دنبال آن مقدار خطا کوچکتر می‌شود. مش درشت منجر به جابجایی کوچکتر و تنش‌های کوچکتر می‌شود.

و در نهایت مدول الاستیسیته جدید ۳۳٪ از مقدار اولیه کاهش می‌یابد ($E'_s = 0.67 E_s$). برای محاسبه ی کرنش نهایی تغییر یافته فولاد ϵ'_u می‌توان از روابط (۱۲) و (۱۳) (Feng et al., 2018) استفاده کرد.

$$\epsilon'_u = \epsilon'_y + \frac{f_u - f_y}{E'_h} \quad (12)$$

$$E'_h = \frac{\epsilon_s - \epsilon_y}{\epsilon'_s - \epsilon'_y} E_h = \frac{b E_s}{1 + \frac{s - s_y}{\epsilon_s l_{edb} - \epsilon_y l_{edb}}} \quad (13)$$

که در اینجا: f_u تنش نهایی آرماتور، ϵ'_y کرنش تسلیم تغییر یافته E'_h ($\epsilon'_y = \frac{f_y}{E'_s}$)، E'_h سختی تغییر یافته ناحیه غیر الاستیک، E_h سختی ناحیه غیر الاستیک و b نسبت سخت شدگی می‌باشد. فرض مقداری برای کرنش فولاد در ناحیه پلاستیک ($\epsilon_s > \epsilon_y$) می‌توان مقدار لغزش کلی آرماتور را (s) از روابط (۱۴) (Feng et al., 2018) بدست آورد.

$$s = \frac{\epsilon_y}{2} l_{edb} + \frac{\epsilon_y + \epsilon_s}{2} l_{ydb} \quad (14)$$

$$l_{ydb} = \frac{(f_s - f_y) d_b}{4 u_{by}}$$

$$u_{by} = 0.5 \sqrt{f'_c (MPa)} \quad \epsilon_s > \epsilon_y$$

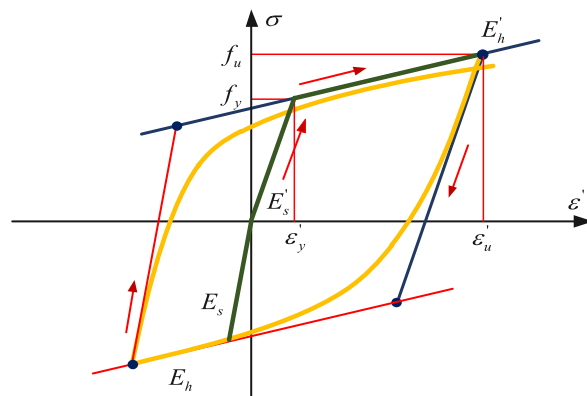
که در اینجا: l_{ydb} طول گیردار شده پلاستیک آرماتور، f_s تنش متناظر با کرنش فرض شده‌است و u_{by} تنش پیوستگی بین آرماتور و بتن در حالت غیرالاستیک می‌باشد.

مقادیر تغییر یافته استفاده شده برای مدل‌سازی با لحاظ اثر لغزش آرماتور در ناحیه اتصال در جدول ۵ آورده شده‌است.

جدول ۵: پارامترهای تغییر یافته برای شبیه‌سازی لغزش

آرماتورها

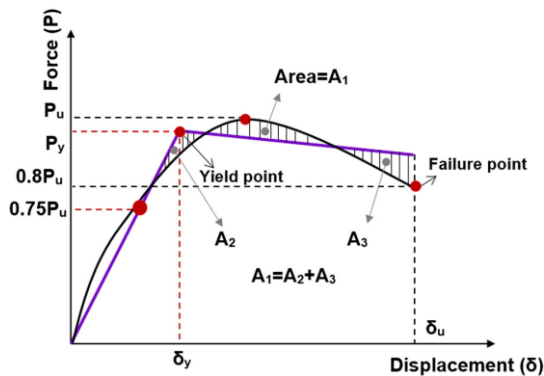
	E'_s (MPa)	b	E'_h (MPa)	ϵ'_u
For all models related to C2	133334	0.01	1339.4	0.16
For all models related to C3	100000	0.01	1339.4	0.16



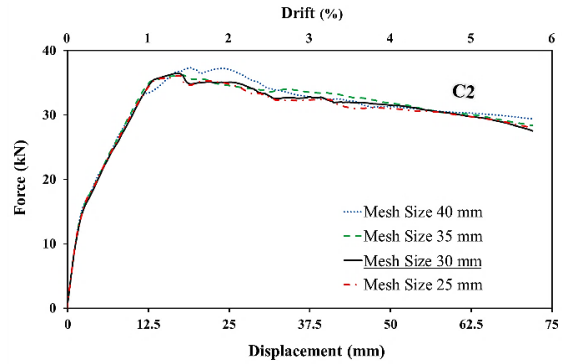
شکل ۱۲: مدل تنش-کرنش ویرایش شده آرماتورها با در نظر

گرفتن لغزش (Feng et al., 2018)

جابجایی دارای نقاط تسلیم مشخصی نمی‌باشد، مطابق شکل ۱۵ از منحنی‌های دو خطی بر اساس روش پریستلی و پائولی (Park, Priestley, 1989) استفاده شد.



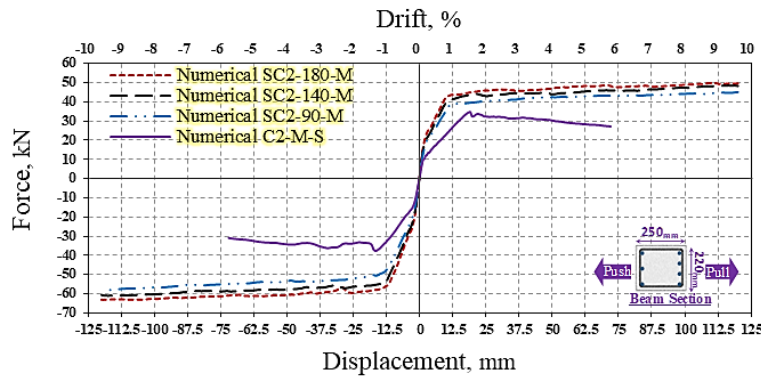
شکل ۱۵: مشخصات نقاط اصلی بر منحنی‌های نیرو-جابجایی (Shafaei et al., 2014)



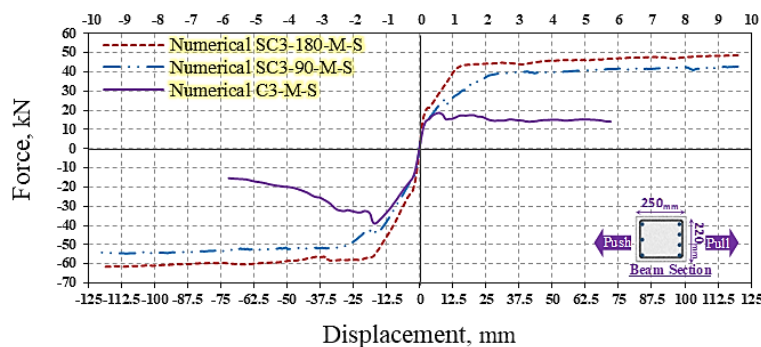
شکل ۱۴: تاثیر ابعاد مختلف مش در نمونه C2

۵- بحث و بررسی نتایج تحلیل‌های میکرو و نتایج آزمایشگاهی

برای مقایسه نتایج تحلیل‌های اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی از منحنی‌های نیرو-جابجایی استفاده شد. از آنجا که محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری، تعریف جابجایی نظیر تسلیم مدل به علت رفتار غیرخطی مواد فولادی و بتنی در پاسخ‌های نیرو-



(a) Specimen SC2



(b) Specimen SC3

شکل ۱۶: پاسخ‌های نیرو-جابجایی اتصالات غیر لرزه‌ای C2 و C3 به همراه نتایج تقویت آنها با نبشی‌های فولادی مختلف

جدول ۶: نیروی نظیر تسلیم شدگی، سختی موثر، شکل پذیری و درصد اختلاف برای مدل‌های عددی و نتایج آزمایشگاهی اتصالات تقویت‌شده تحت راستای بارگذاری

No.	Specimen	Loading direction	Peak load (kN)		Average strength prediction	Error%	Displacement at the yield point (mm)		Effective stiffness (kN/mm)		Average stiffness	Error%	Displacement at 20% drop of peak load (mm)		Ductility factor		Average ductility factor	
			Test	FEA			Test	FEA	Test	FEA			Test	FEA	Test	FEA	Test	FEA
25	SC2-180-M	Push	-46.5	-58	19		-16.67	-10.67	2.79	5.44	78		-120	-120	7.2	11.2	8.1	12.1
		Pull	39	44			13.33	9.33	2.93	4.72			120	120	9.0	12.9		
26	SC2-140-M	Push	-61	-55	15		-20	-10.67	3.05	5.15	53		-108	-120	5.4	11.2	8.3	12.1
		Pull	35	42			10.67	9.33	3.28	4.50			120	120	11.2	12.9		
27	SC2-90-M	Push	-54.5	-51	10		-18.67	-12	2.92	4.25	46		-108	-120	5.8	10.0	7.9	11.4
		Pull	35	40			12	9.33	2.92	4.29			120	120	10.0	12.9		
34	SC3-180-M	Push	-61	-59	11		-19.33	-11.33	3.16	5.21	59		-110.4	-120	5.7	10.6	7.9	11.7
		Pull	38	45			12	9.33	3.17	4.82			120	120	10.0	12.9		
35	SC3-90-M	Push	-46	-49	6		-17.33	-12.67	2.65	3.87	32		-120	-120	6.9	9.5	6.3	10.4
		Pull	38	36			13.33	10.67	2.85	3.37			74.4	120	5.6	11.2		
40	SC2-180-M-S	Push	-46.5	-57	16		-16.67	-14.67	2.79	3.89	31		-120	-120	7.2	8.2	8.1	9.1
		Pull	39	43			13.33	12	2.93	3.58			120	120	9.0	10.0		
41	SC2-140-M-S	Push	-61	-55.5	12		-20	-16.67	3.05	3.33	9		-108	-120	5.4	7.2	8.3	8.9
		Pull	35	40.5			10.67	11.33	3.28	3.57			120	120	11.2	10.6		
42	SC2-90-M-S	Push	-54.5	-54.2	5		-18.67	-18	2.92	3.01	10		-108	-120	5.8	6.7	7.9	8.6
		Pull	35	38.5			12	11.33	2.92	3.40			120	120	10.0	10.6		
43	SC3-180-M-S	Push	-61	-58	9		-19.33	-15.33	3.16	3.78	20		-110.4	-120	5.7	7.8	7.9	9.2
		Pull	38	43			12	11.33	3.17	3.80			120	120	10.0	10.6		
44	SC3-90-M-S	Push	-46	-47	3		-17.33	-12.67	2.65	3.71	20		-120	-120	6.9	9.5	6.3	9.5
		Pull	38	36.5			13.33	12.67	2.85	2.88			74.4	120	5.6	9.5		
50	SC2-180-M-S (Push)	Push	-46.5	-43.5	7		-16.67	-15.33	2.79	2.84	4		-120	-120	7.2	7.8	8.1	8.5
		Pull	39	36			13.33	13.13	2.93	2.74			120	120	9.0	9.1		
53	SC3-180-M-S (Push)	Push	-61	-45.5	14		-19.33	-15.33	3.16	2.97	5		-110.4	-120	5.7	7.8	7.9	8.8
		Pull	38	37			12	12.27	3.17	3.02			120	120	10.0	9.8		

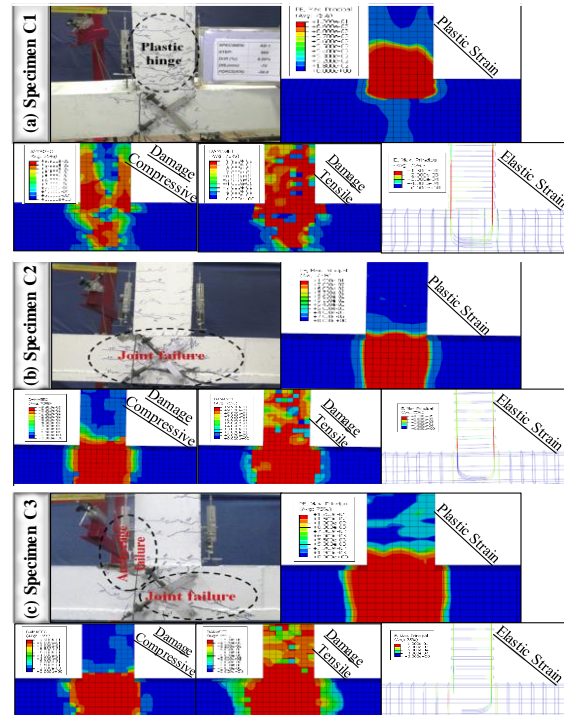
تسلیم‌شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف با نتایج آزمایشگاهی اتصالات تقویت‌شده با نبشی‌های مختلف و مدل‌های عددی با و بدون لحاظ اثر لغزش در جدول ۶ آورده شده‌است. در شکل ۱۷ برای نمونه‌های شاهد الگوی خرابی و ترک در تنش سطح و وضعیت کرنش آرماتورها در دریفت ۴.۵٪ تحت بارگذاری چرخه‌ای مشخص شده است. جاری‌شدگی آرماتورهای طولی تیر در بر اتصال لرزه‌ای C1 و تشکیل مفصل پلاستیک در این ناحیه به خوبی پیش‌بینی می‌شود. سطح خسارات مشخص شده برای اتصال غیرلرزه‌ای C2، تمکز خسارات در ناحیه اتصال را به علت عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال تایید می‌کند. در اتصال غیرلرزه‌ای C3 عدم امتداد آرماتور مثبت تیر علاوه بر عدم امتداد خاموت ستون منجر به لغزش کلی آرماتور و کاهش شدید ظرفیت زیر سازه می‌شود. مطابق شکل ۱۷ با افزایش تقاضا قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، خرابی‌های گسترده‌ای در ناحیه اتصال ظاهر می‌شود و گسیختگی تردی را به وجود می‌آورد.

۲-۵- پارامتر اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر

۱-۲-۵ اتصالات تقویت‌نشده تحت بارگذاری یکنواخت

در شکل ۱۸ منحنی‌های نیرو-جابجایی دو خطی حاصل از تحلیل‌های اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی آورده شده‌است و مقادیر نیروی نظیر تسلیم‌شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف در جدول ۷ بدست آمده‌است. به منظور مقایسه‌ی تاثیر اثر لغزش جزئی آرماتور، نتایج نمونه‌های C1-M، C2-M، C3-M به همراه مدل‌های با لحاظ شبیه‌سازی اثر لغزش آرماتور طولی تیر (C1-M-S، C2-M-S و C3M-S) مشاهده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود در هر دو حالت برای تمام نمونه‌ها قبل از ترک‌خوردن اتصال، مدل‌های اجزای محدود نسبت به نمونه‌های آزمایشگاهی سخت‌تر می‌باشد.

در اتصالات بتن‌آرمه با شروع لغزش‌های جزئی آرماتورها و کاهش اصطکاک بین بتن و آرماتور، بتن کم‌کم خرد شده و سختی مقطع کاهش می‌یابد. با افزایش تقاضای نیرو میزان ترک‌ها افزایش یافته و زوال سختی در حالت غیرخطی برای بتن صورت می‌گیرد. در این مرحله مدل میکرو سختی خمشی بیشتری نسبت به مدل آزمایشگاهی نشان می‌دهد. درصد بهبود اختلاف سختی موثر مدل‌های با در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور طولی تیر نسبت به مدل‌های مقید Embedded با نتایج آزمایشگاهی به طور متوسط برای نمونه‌های C1، C2 و C3 به ترتیب برابر ۲۴٪، ۳۳٪ و ۸۰٪ می‌باشد.



شکل ۱۷: الگوی خرابی و ترک در تنش سطح و وضعیت کرنش آرماتورها در دریفت ۴.۵٪ تحت بارگذاری چرخه‌ای

۱-۵- تقویت اتصالات با ابعاد مختلف بزرگ‌شدگی ناحیه اتصال

در شکل ۱۶ منحنی‌های نیرو-جابجایی حاصل از تحلیل‌های اجزای محدود برای اتصالات غیر لرزه‌ای C2 و C3 به همراه مدل تقویت‌شده آنها آورده شده‌است. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از نبشی‌های ۱۸۰ mm، ۱۴۰ mm و ۹۰ mm برای تقویت نمونه‌ی غیر لرزه‌ای C2 مقدار نیروی نظیر تسلیم‌شدگی اتصال را به ترتیب ۴۰٪، ۳۵٪ و ۳۰٪ افزایش می‌دهد و سختی موثر به ترتیب ۴۰٪ و ۳۰٪ افزایش می‌یابد و همچنین شکل‌پذیری به ترتیب ۱۴۰٪، ۱۳۰٪ و ۱۲۰٪ زیاد می‌شود. استفاده از نبشی‌های ۱۸۰ mm و ۹۰ mm برای تقویت نمونه‌ی غیرلرزه‌ای C3 به ترتیب موجب افزایش ۸۰٪ و ۴۰٪ مقدار نیروی نظیر تسلیم‌شدگی اتصال می‌گردد و سختی موثر را به ترتیب ۸۰٪ و ۶۰٪ افزایش می‌دهد. بنابر این ظرفیت اتصالات غیرلرزه‌ای C2 و C3 در صورت تقویت با طرح تقویتی استفاده از نبشی‌های فولادی و بزرگ‌کردن ناحیه اتصال به صورت موثری افزایش می‌یابد. بخشی از تیر و ستون به مقاومت برشی ناحیه اتصال افزوده می‌شود و تقاضای ناحیه اتصال را کاهش می‌دهند. تقویت اتصال غیر لرزه‌ای C3 و بهبود ظرفیت نیروی، سختی و شکل‌پذیری آن نسبت به اتصال غیر لرزه‌ای C3 تاثیر بیشتری به همراه دارد. نتایج مربوط به مقادیر نیروی نظیر

پلاستیک در این ناحیه تشکیل می‌گردد. مقدار متوسط شکل‌پذیری برای نمونه آزمایشگاهی، نمونه‌های C1-M و C1-M-S به ترتیب ۴/۸، ۶ و ۵/۳ بدست می‌آید که گویای موفقیت ۱۵ درصدی در نظر گرفتن اثرات لغزش آرماتور در بهبود نتایج عددی به نتایج آزمایشگاهی می‌باشد. سطح خسارات در اتصال و تیر نشان می‌دهد که نتایج اجزا محدود پیش‌بینی می‌کند مطابق نتایج آزمایشگاهی، عوامل اصلی خرابی در محل مفصل پلاستیک تیر شکل می‌گیرد.

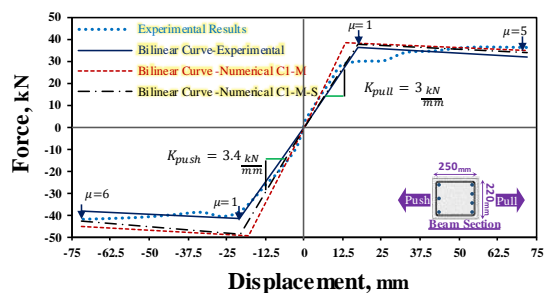
در اتصال غیرلرزه‌ای C2 به علت عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال، محصورشدگی ناحیه اتصال کاهش یافته و قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، با ظهور ترک‌های قطری در ناحیه اتصال، پیوستگی بین آرماتور و بتن کم می‌شود و زیر سازه از حالت الاستیک خارج می‌شود. مطابق شکل ۱۸ سطح خسارات در ناحیه اتصال متمرکز می‌شود و ظرفیت زیر سازه افول می‌کند. مقدار متوسط شکل‌پذیری برای نمونه آزمایشگاهی، نمونه‌های C2-M و C2-M-S به ترتیب ۳/۷، ۵ و ۳/۸ بدست می‌آید که گویای موفقیت ۳۰ درصدی در نظر گرفتن اثرات لغزش آرماتور در بهبود نتایج عددی به نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.

در اتصال غیرلرزه‌ای C3 عدم امتداد خاموت مثبت تیر علاوه بر عدم امتداد خاموت ستون منجر به لغزش کلی آرماتور و کاهش شدید ظرفیت زیر سازه می‌شود. با افزایش تقاضا قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، خرابی‌های گسترده‌ای در ناحیه اتصال ظاهر می‌شود و گسیختگی تدریجی را به وجود می‌آورد. در نظر گرفتن اثرات لغزش جزئی و کلی برای این نمونه باعث بهبود ۱۰۰ درصدی شکل‌پذیری می‌گردد.

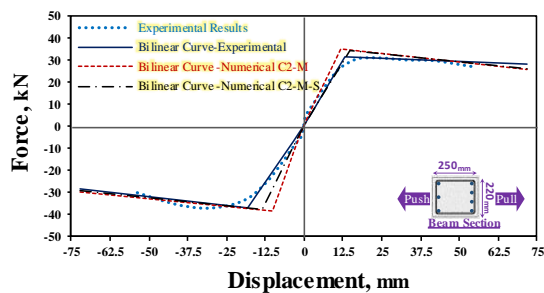
۵-۲-۲- اتصالات تقویت‌شده تحت بارگذاری یکنواخت

نتایج نیرو-جابجایی اتصالات تقویت‌شده با نبشی‌های mm ۱۸۰، ۱۴۰ و ۹۰ شامل مدل‌های عددی با و بدون لحاظ اثر لغزش و نتایج آزمایشگاهی در شکل ۱۹ مشخص شده‌است. با توجه به جدول ۶ به طور کلی در نظر گرفتن اثرات جزئی لغزش آرماتور در نمونه‌های تقویت‌شده موجب بهبود (کاهش) ۳۵٪ سختی موثر و کاهش ۳/۲٪ اختلاف نیروی نظیر تسلیم شدگی اتصال با نتایج آزمایش و بهبود ۳۰٪ شکل‌پذیری اتصال نسبت به مدل‌های بدون در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی می‌گردد.

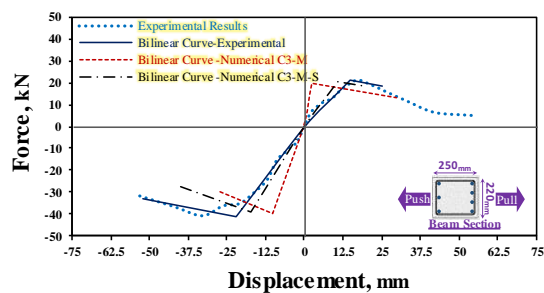
همچنین نتایج نشان می‌دهد که هر چه اتصال تیر-ستون ضعف لرزه‌ای بیشتری داشته باشد روش پیشنهادی در مدل‌سازی با در نظر گرفتن اثرات لغزش آرماتورهای طولی تیر منجر همگرایی بیشتری به نتایج تجربی می‌شود و هر چه اتصال به واسطه ادوات تقویتی از ظرفیت نیرویی بیشتری بر خوردار گردد، اختلاف نتایج هر دو مدل عددی با و بدون در نظر گرفتن اثر لغزش نسبت به رفتار تجربی اتصال، اختلاف کمتری نتیجه می‌دهد.



(a) Specimen C1



(b) Specimen C2



(c) Specimen C3

شکل ۱۸: منحنی‌های دوخطی حاصل از پاسخ‌های نیرو-

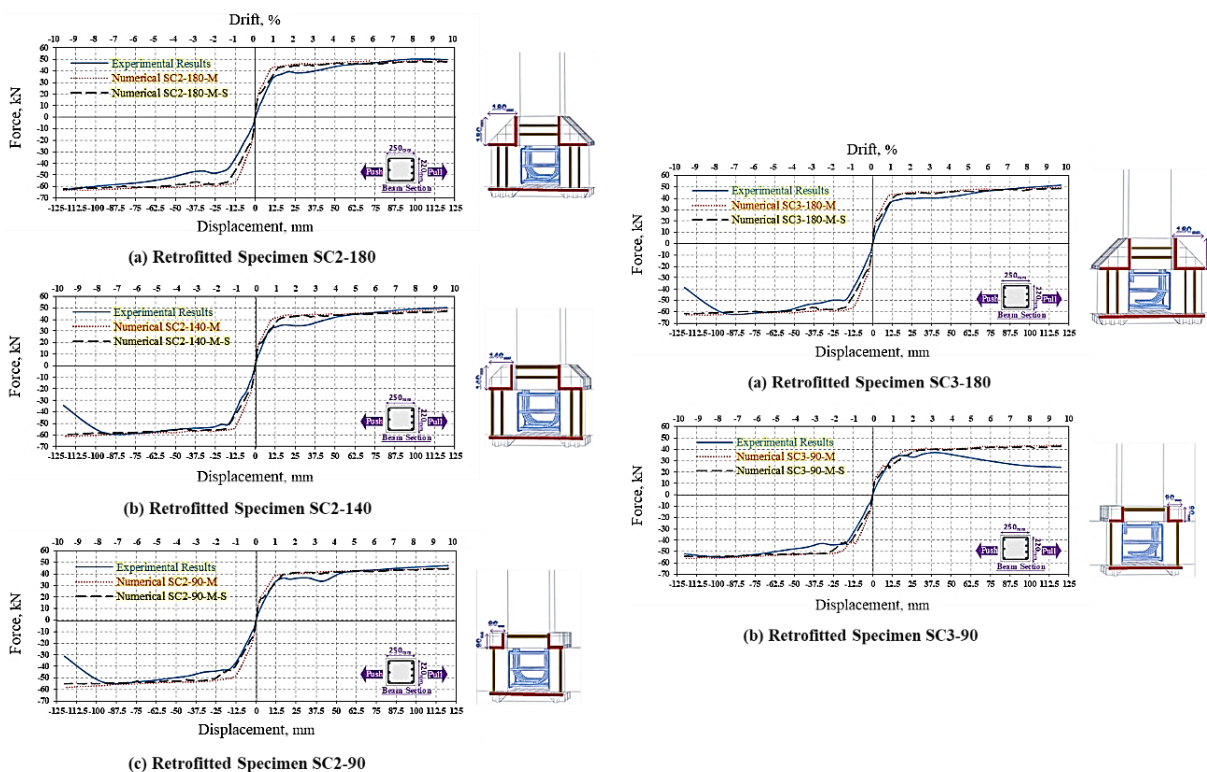
جابجایی مدل‌های عددی با و بدون اثر لغزش در اتصالات موجود تحت بارگذاری یکنواخت و نتایج آزمایشگاهی

همچنین درصد اختلاف نیروی مقاوم برای مدل‌های بدون در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور برای نمونه‌های C1، C2 و C3 به ترتیب برابر ۱۰٪، ۹٪ و ۸٪ می‌باشد. در حالی که در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور طولی تیر برای نمونه‌های C1، C2 و C3 به ترتیب باعث بهبود ۶٪، ۵٪ و ۴٪ اختلاف نیروی نظیر تسلیم‌شدگی با نتایج آزمایشگاهی می‌شود. انطباق ۴۰٪ بیشتر سختی و ۵٪ بیشتر نیروی نظیر تسلیم‌شدگی با استفاده از در نظر گرفتن اثرات لغزش‌های آرماتور طولی در مدل‌سازی میکرو نشان‌دهنده موثر بودن این روش در مدل‌سازی مناسب اتصالات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای و پیش‌بینی اثرات لغزش جزئی و کلی آرماتور در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.

در اتصال لرزه‌ای C1 مطابق اطلاعات ارائه‌شده در شکل ۱۸ آرماتورهای طولی تیر در بر اتصال جاری می‌شود و مفصل

جدول ۷: نیروی نظیر تسلیم‌شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف آنها برای مدل‌های عددی و نتایج آزمایشگاهی اتصالات غیرلرزه‌ای

No.	Specimen	Loading direction	Peak load (kN)		Average strength prediction	Displacement at the yield point (mm)		Effective stiffness (kN/mm)		Average stiffness	Displacement at 20% drop of peak load (mm)		Ductility factor		Average ductility factor		
			Test	FEA		Test	FEA	Test	FEA		Error%	Test	FEA	Error%	Test	FEA	Test
1	C1-M	Push	-38	-43	10	-17.33	-12.67	2.19	3.39	40	-72	-72	4.2	5.7	4.8	6	26
		Pull	32	34		13.33	11.33	2.40	3.00		72	72	5.4	6.4			
2	C2-M	Push	-37.10	-38.70	9	-16.00	-10	2.32	3.87	46	-54	-54	3.4	5.4	3.7	5	33
		Pull	31.30	35.38		13.33	12	2.35	2.95		54	54	4.1	4.5			
3	C3-M	Push	-40.75	-38.5	8	-22.00	-10.67	1.85	3.61	>100	-54	-27	2.5	2.5	2.2	5	>100
		Pull	21.10	19.00		13.33	4	1.58	4.75		25.8	30	1.9	7.5			
4	C1-M-S	Push	-38	-40	4	-17.33	-14.67	2.19	2.73	16	-72	-72	4.2	4.9	4.8	5.3	11
		Pull	32	33		13.33	12.67	2.40	2.60		72	72	5.4	5.7			
5	C2-M-S	Push	-37.10	-37.59	4	-16.00	-13.33	2.32	2.82	13	-54	-54	3.4	4.1	3.7	3.8	3
		Pull	31.30	33.5		13.33	14.93	2.35	2.24		54	54	4.1	3.6			
6	C3-M-S	Push	-40.75	-38.98	4	-22.00	-17.33	1.85	2.25	20	-54	-40	2.5	2.3	2.2	2.1	5
		Pull	21.10	20.16		13.33	10.67	1.58	1.89		25.8	20	1.9	1.9			
10	C1-C-S (Push)	Push	-38	-40	3	-17.33	-15.33	2.19	2.61	11	-72	-72	4.2	4.7	4.8	5	5
		Pull	32	31.5		13.33	13.6	2.40	2.32		72	72	5.4	5.3			
11	C2-C-S (Push)	Push	-37.10	-37	1	-16.00	-14.67	2.32	2.52	6	-54	-54	3.4	3.7	3.7	3.9	4
		Pull	31.30	30.5		13.33	13.33	2.35	2.29		54	54	4.1	4.1			
19	C1-M-S-2	Push	-38	-45	12	-17.33	-20.67	2.19	2.18	9	-72	-72	4.2	3.5	4.8	3.8	20
		Pull	32	34		13.33	17.33	2.40	1.96		72	72	5.4	4.2			
20	C1-M-S-3	Push	-38	-46	15	-17.33	-20.67	2.19	2.23	9	-72	-72	4.2	3.5	4.8	3.8	20
		Pull	32	35		13.33	17.33	2.40	2.02		72	72	5.4	4.2			
21	C2-M-S-2	Push	-37.10	-39	8	-18.00	-13.33	2.06	2.93	22	-54	-54	3.0	4.1	3.5	3.8	9
		Pull	31.30	34.5		13.33	14.93	2.35	2.31		54	54	4.1	3.6			
22	C2-M-S-3	Push	-37.10	-42	13	-16.00	-13.33	2.32	3.15	19	-54	-54	3.4	4.1	3.7	3.8	3
		Pull	31.30	35.5		13.33	14.93	2.35	2.38		54	54	4.1	3.6			



شکل ۱۹: پاسخ‌های نیرو-جابجایی اتصالات تقویت‌شده با و بدون در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور تحت بارگذاری یکنواخت

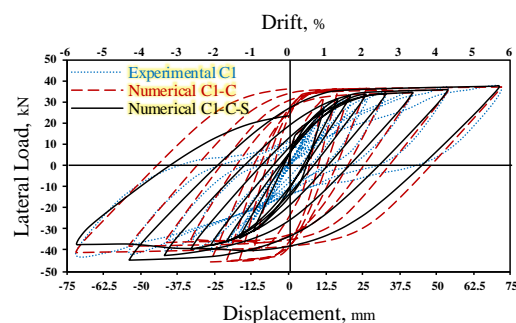
آزمایشگاهی می‌شود. اطلاعات تکمیلی نظیر مقادیر نیروی نظیر تسلیم‌شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف مربوط به نمونه‌های شاهد تحت بارگذاری چرخه‌ای در جدول ۷ بدست آمده‌است.

نتایج آزمایشگاهی و نتایج مدل عددی برای اتصالات تقویت‌شده با نبشی‌های فولادی تحت بارگذاری چرخه‌ای در شکل ۲۱ ترسیم می‌شود. نتایج چرخه‌ای عددی شامل مدل‌های مرسوم بدون لحاظ اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر و نیز مدل‌های پیشنهادی با در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال، نشان می‌دهد که در نظر گرفتن اثر لغزش به روش پیشنهادی نه تنها محدود به بارگذاری یکنواخت نمی‌باشد، بلکه برای اتصالات تقویت‌شده نیز باعث انطباق بیشتر پاسخ به نتایج آزمایشگاهی می‌گردد.

۳-۵- تفاوت نتایج در نوع بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای

۳-۵-۱- پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای

نتایج تحلیل اجزا محدود نیرو-جابجایی اتصالات C1 و C2 در شکل ۲۲ به همراه نتایج آزمایشگاهی مشخص شده‌است. در بارگذاری چرخه‌ای از مدل‌های میکرو با لحاظ اثر لغزش آرماتور استفاده شد لذا می‌توان مشاهده کرد که به صورت کیفی مقادیر سختی و ظرفیت نیرویی مدل‌های اجزای محدود نسبت به نتایج



شکل ۲۰: پاسخ نیرو-جابجایی اتصال لرزه‌ای C1، با و بدون اثر لغزش تحت بار چرخه‌ای و نتایج آزمایشگاهی

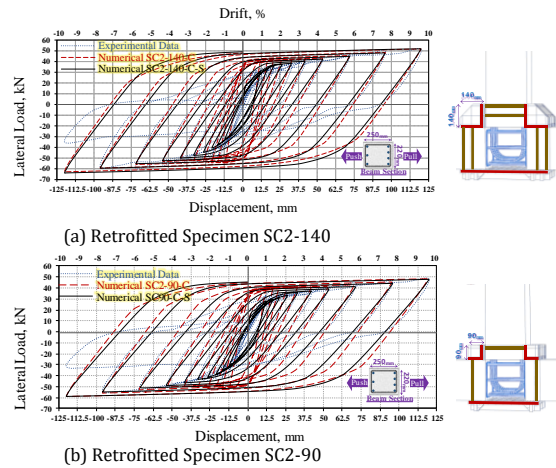
۳-۵-۲- اتصالات تقویت‌نشده و تقویت‌شده تحت بارگذاری چرخه‌ای

نتایج دو نوع مدل اجزای محدود (بدون در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر و با در نظر گرفتن اثرات لغزش) و نتایج آزمایش در شکل ۲۰ برای اتصال لرزه‌ای تقویت‌نشده C1 مشخص شده‌است. با توجه به منحنی‌های نیرو-جابجایی مشهود است که در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال به روش پیشنهادی در مدل‌سازی تحت تاثیر بارگذاری چرخه‌ای نه تنها بر مقدار انطباق بیشتر سختی موثر تاثیر مثبت می‌گذارد بلکه موجب کاهش سطح چرخه‌ها در انطباق بیشتر و نزدیکتر شدن مقدار تغییر شکل‌های ماندگار در هر چرخه از بارگذاری به نتایج

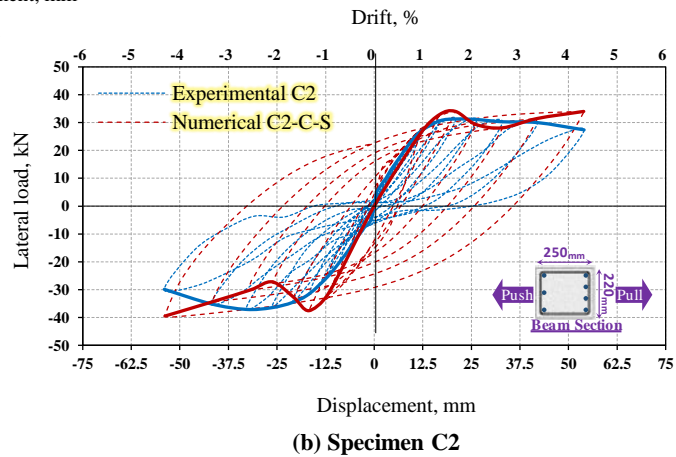
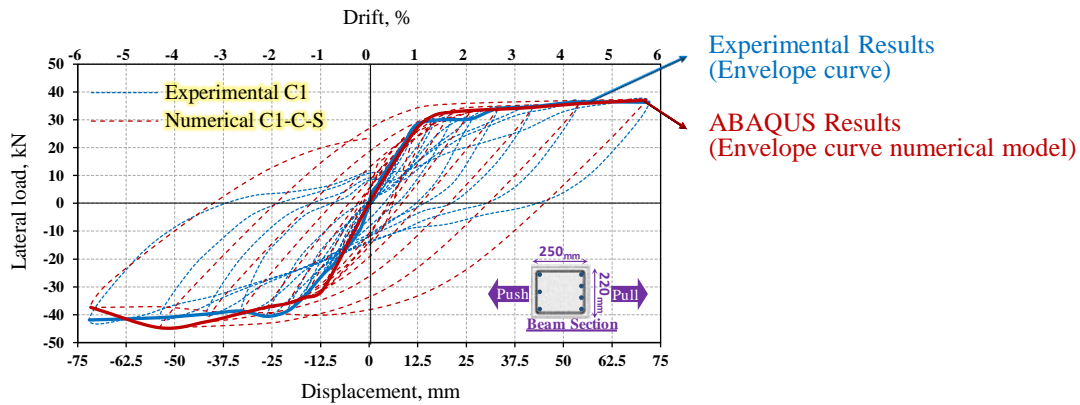
۵-۳-۲- زوال درون چرخه‌ای اتصالات غیر لرزه‌ای

در شکل ۲۳ پوش حاصل از منحنی‌های چرخه‌ای نیرو-جابجایی برای مدل عددی نمونه C1 با لحاظ اثر لغزش به همراه نتایج بارگذاری یکنواخت و نتایج آزمایشگاهی نشان داده شده‌است. درصد اختلاف متوسط نیروی نظیر تسلیم‌شدگی برای پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای (C1-C-S) و بارگذاری یکنواخت (C1-M-S) نسبت به نتایج آزمایشگاهی به ترتیب ۳٪ و ۴٪ می‌باشد. همچنین با توجه به جدول ۷ درصد اختلاف سختی موثر برای نمونه‌های C1-C-S و C1-M-S در مقایسه با مقادیر آزمایشگاهی به ترتیب ۱۱٪ و ۱۶٪ می‌باشد. وجود اختلاف نتایج در نوع بارگذاری و انطباق بیشتر بارگذاری چرخه‌ای با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که ماهیت نوع بارگذاری آزمایشگاهی و نوع لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای بودن اتصال بر میزان فرض انطباق بارگذاری یکنواخت بر پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای تاثیرگذار است. همچنین در بارگذاری رفت و برگشتی بر خلاف بارگذاری می‌آید. به همین علت ظرفیت مدل در بارگذاری چرخه‌ای نسبت به تقاضاهای مشابه در نوع بارگذاری یکنواخت انطباق بیشتری با نتایج بارگذاری چرخه‌ای آزمایشگاهی داشته‌است.

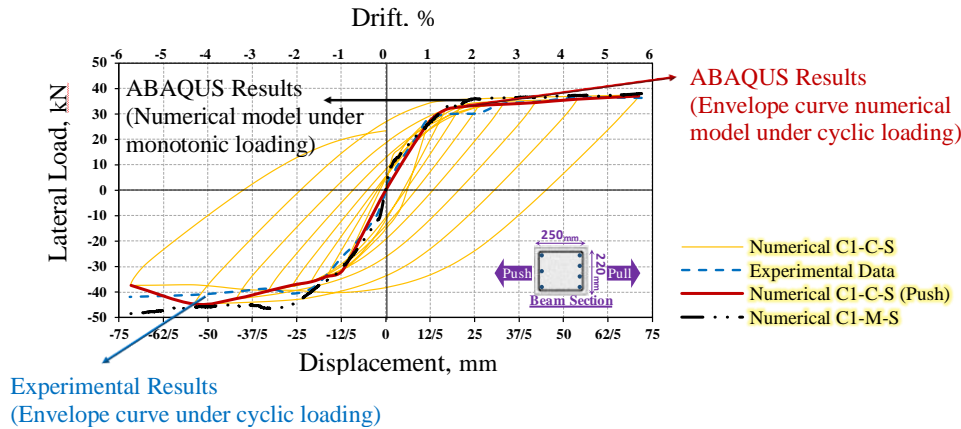
آزمایشگاهی از انطباق خوبی برخوردار است. پدیده‌ی پینچینگ و لاغرشدگی در مدل‌های با اثر لغزش یافت می‌شود و یکی از رایج‌ترین مشکلات نرم‌افزار آباکوس در بارگذاری چرخه‌ای مصالح بتن‌آرمه می‌باشد. با توجه به سه‌دسته بودن نمونه‌ها (لرزه‌ای، غیرلرزه‌ای و تقویت‌شده) مقایسه کمی نتایج در بخش‌های ۲-۳-۵ و ۳-۳-۵ و همچنین در جدول ۶ و جدول ۷ مشاهده می‌گردد.



شکل ۲۱: پاسخ نیرو-جابجایی اتصالات تقویت‌شده، با و بدون اثر لغزش تحت بار چرخه‌ای و نتایج آزمایشگاهی



شکل ۲۲: پاسخ‌های نیرو-جابجایی نمونه‌های لرزه‌ای C1 و غیرلرزه‌ای C2 تحت بار چرخه‌ای و نتایج آزمایشگاهی



شکل ۲۳: پاسخ نیرو-جابجایی اتصال لرزه‌ای C1، در بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای با اثر لغزش آرماتور

در شکل ۲۵ برای اتصالات لرزه‌ای و تقویت شده اثر حضور تیر عرضی از یک طرف و یا دو طرف بر پاسخ بار-تغییر مکان اتصال در حالت مقایسه قرار گرفته است. به طور متوسط حضور تیر عرضی برای اتصالات غیر لرزه‌ای (C2 و C3)، لرزه‌ای (C1)، تقویت شده با نبشی ۹ سانتی متر (SC2-90 و SC3-90) و تقویت شده با نبشی ۱۸ سانتی متر (SC2-180 و SC3-180) به ترتیب باعث افزایش $0.8/5\%$ ، $0.4/7\%$ ، $0.3/6\%$ و $0.1/7\%$ ظرفیت نیرویی اتصال می‌شود (جدول ۶ و جدول ۷). از این افزایش تصاعدی یافت می‌گردد که هر چه اتصال توسط خاموت یا ادوات پیرامونی محصورتر باشد، اثر حضور غیر محافظه کارانه تیرهای عرضی بر میزان افزایش ظرفیت برشی، کمتر می‌شود.

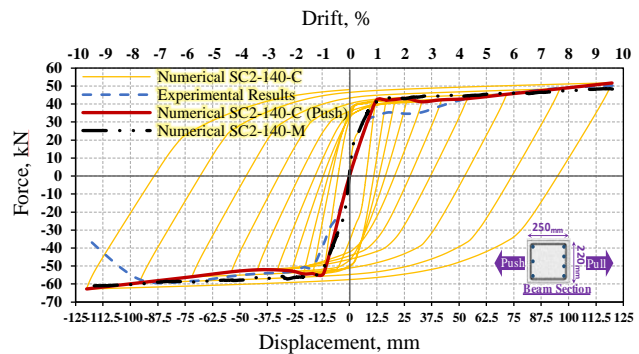
۶- نتیجه گیری

در این پژوهش به منظور بررسی اثرات لغزش آرماتورهای تیر در ناحیه اتصالات لرزه‌ای، غیر لرزه‌ای و تقویت شده با نبشی‌های فولادی و بررسی تاثیر اندازه نبشی‌های پیش تنیده در گسترش مشارکت تیر و ستون در ظرفیت برشی ناحیه مشترک و بررسی زوال درون چرخه‌ای برای اتصالات غیر لرزه‌ای و اتصالات تقویت شده و بررسی میزان تاثیر حضور تیرهای عرضی بر محصورشدگی اتصالات تیر-ستون سازه‌های بتن مسلح در بارگذاری‌های چرخه‌ای و یکنواخت، ۵۴ مدل در شرایط مختلف جزئیات لرزه‌ای در نظر گرفته شد و نتایج زیر بدست آمد:

- استفاده از نبشی‌های ۱۸۰ mm، ۱۴۰ mm و ۹۰ mm برای تقویت اتصال غیر لرزه‌ای بدون تسلیح برشی در ناحیه اتصال (C2) مقدار نیروی نظیر تسلیم‌شدگی اتصال را به ترتیب $0.4/35\%$ ، $0.3/50\%$ و $0.4/40\%$ افزایش می‌دهد و سختی موثر به ترتیب $0.3/140\%$ ، $0.3/130\%$ و $0.12/180\%$ زیاد می‌شود. استفاده از نبشی‌های ۱۸۰ mm و ۹۰ mm برای تقویت اتصال غیر لرزه‌ای بدون امتداد خاموت ستون در

۵-۳-۳- عدم زوال درون چرخه‌ای اتصالات تقویت شده

در شکل ۲۴ پوش حاصل از منحنی‌های چرخه‌ای نیرو-جابجایی برای اتصال تقویت شده SC2 با نبشی فولادی ۱۴ سانتی متر به همراه نتایج بارگذاری یکنواخت و نتایج آزمایشگاهی نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که پوش چرخه‌ای و نتایج تحلیل یک‌طرفه هر دو به یک میزان در پیش‌بینی نیروی مقاوم اتصال تقویت شده موفق بوده است. این انطباق هر دو نوع بارگذاری با نتایج آزمایشگاهی نشان‌دهنده عدم زوال درون چرخه‌ای در نمونه‌های بدون افت همچون نمونه‌های تقویت شده می‌باشد.



Retrofitted Specimen SC2-140

شکل ۲۴: پاسخ نیرو-جابجایی نمونه تقویت شده SC2-140 در بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای

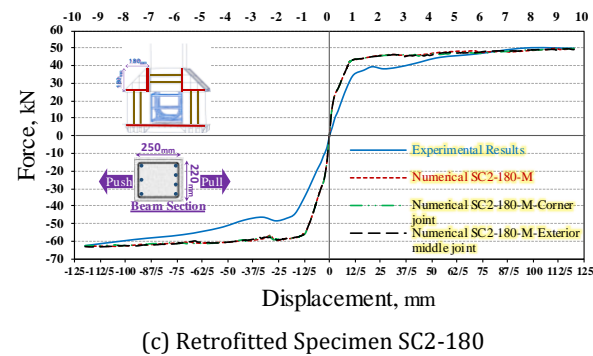
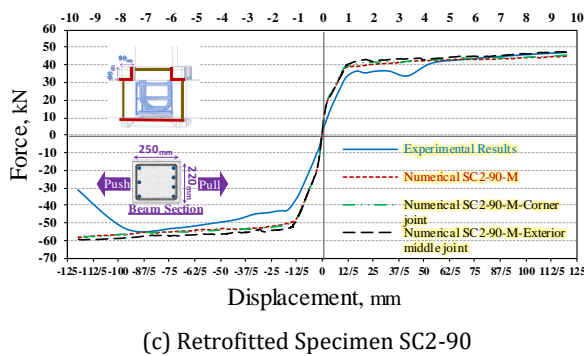
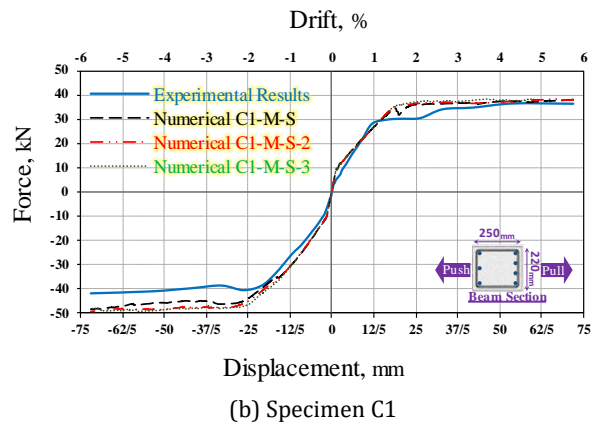
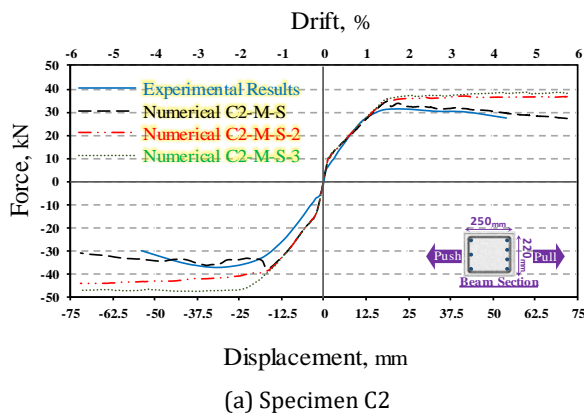
۵-۴- تاثیر تیر عرضی در اتصالات تیر-ستون بتن آرمه

یکی از پارامترهایی که در محاسبه ظرفیت برش اتصال تاثیرگذار است، شرایط تیر عرضی متصل به اتصال می‌باشد. اینکه اتصال از دو وجه خود توسط تیر محصور شده باشد یا سه طرف، حالت‌های تاثیرگذار بر میزان افزایش ظرفیت نیرویی اتصال می‌باشد.

غیرلرزه‌ای C3 عدم امتداد آرماتور مثبت تیر علاوه بر عدم امتداد خاموت ستون منجر به لغزش کلی آرماتور و کاهش شدید ظرفیت زیر سازه می‌شود. با افزایش تقاضا قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، خرابی‌های گسترده‌ای در ناحیه اتصال ظاهر می‌شود و گسیختگی تردی را به وجود می‌آورد. در نظر گرفتن اثرات لغزش جزئی و کلی برای این نمونه باعث بهبود ۱۰۰ درصدی شکل پذیری می‌گردد و پیش‌بینی بهتری از رفتار لغزش باند را به ارمغان می‌آورد. همچنین نتایج نشان می‌دهد که هر چه اتصال تیر-ستون ضعف لرزه‌ای بیشتری داشته باشد روش پیشنهادی در مدل سازی با در نظر گرفتن اثرات لغزش آرماتورهای طولی تیر منجر همگرایی بیشتری به نتایج تجربی می‌شود و هر چه اتصال به واسطه ادوات تقویتی از ظرفیت نیرویی بیشتری بر خوردار گردد، اختلاف نتایج هر دو مدل عددی با و بدون در نظر گرفتن اثر لغزش نسبت به رفتار تجربی اتصال، اختلاف کمتری نتیجه می‌دهد.

ناحیه اتصال و عدم تامین گیرداری کافی آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال (C3) به ترتیب موجب افزایش ۸۰٪ و ۴۰٪ مقدار نیروی نظیر تسلیم‌شدگی اتصال می‌گردد و سختی موثر را به ترتیب ۸۰٪ و ۶۰٪ افزایش می‌دهد. بنابراین ظرفیت اتصالات غیرلرزه‌ای C2 و C3 در صورت تقویت با طرح تقویتی استفاده از نبشی‌های فولادی و بزرگ کردن ناحیه اتصال به دلیل مشارکت تیر و ستون در ظرفیت برشی ناحیه مشترک افزایش می‌یابد. به گونه‌ای که دو برابر کردن ابعاد نبشی برای اتصال غیر لرزه‌ای بدون تقویت عرضی تنها موجب افزایش ۱۰٪ نیروی نظیر تسلیم‌شدگی می‌شود و چنانچه اتصال غیر لرزه‌ای از گیرداری کافی آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال هم بر خوردار نباشد، این رقم به ۴۰٪ افزایش پیدا می‌کند.

• در نظر گرفتن اثرات لغزش جزئی و کلی آرماتورهای طولی تیر به روش پیشنهادی در مدل‌سازی تحت بار یکنواخت و چرخه‌ای می‌تواند برای اتصالات غیرلرزه‌ای، ۴۰٪ سختی اولیه و ۵٪ نیروی نظیر تسلیم‌شدگی را به همگرایی بیشتر با پاسخ تجربی برساند. و این رقم برای اتصالات تقویت‌شده ۳۵٪ برای سختی و ۳/۲٪ اختلاف نیروی نظیر تسلیم‌شدگی می‌باشد. در اتصال



شکل ۲۵: پاسخ‌های نیرو-جابجایی نمونه لرزه‌ای و نمونه‌های تقویت‌شده در حالات حضور تیر عرضی

- connections: Effect of beam width ratio on seismic behaviour. *Engineering Structures*, 147, 27-44.
- CAGLEY, J. R., LAFAVE, J. M., PAULTRE, P., CRISWELL, M. E., LEE, D. D., SAIIDI, M. S., FRENCH, C. E., LEON, R. T., SHAHROOZ, B. M. & GARCIA, L. E. 2002. Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures. *ACI 352R-02*.
- COSGUN, C., COMERT, M., DEMIR, C. & ILKI, A. 2019. Seismic Retrofit of Joints of a Full-Scale 3D Reinforced Concrete Frame with FRP Composites. *Journal of Composites for Construction*, 23, 21.
- DANG, C.-T. & DINH, N.-H. 2017. 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, 1-11.
- DEL VECCHIO, C., DI LUDOVICO, M., PROTA, A. & MANFREDI, G. 2015. Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-column joints. *Engineering Structures*, 87, 8-20.
- DENG, B.-Y., LIU, X., YU, K.-Q., LI, L.-Z. & CHEN, Y. Seismic retrofitting of RC joints using steel cage and haunch with bolted steel plate. *Structures*, 2022. Elsevier, 285-298.
- DOĞANGUN, A. 2004. Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey. *Engineering Structures*, 26, 841-856.
- DU, X., WEI, D., HUANG, L., ZHU, M., ZHANG, Y. & ZHU, Y. 2019. 3D printing of mesoporous bioactive glass/silk fibroin composite scaffolds for bone tissue engineering. *Materials Science and Engineering: C*, 103, 109731.
- ENGINDENIZ, M., KAHN, L. F. & ABDUL-HAMID, Z. 2005. Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints: State of the art. *ACI structural journal*, 102, 1.
- EUROCODE, C. 2004. 8: Design of structures for earthquake resistance. *Part*, 1, 1998-1.
- FENG, D.-C., WU, G. & LU, Y. 2018. Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading. *Engineering Structures*, 174, 49-66.
- FENG, D.-C. & XU, J. 2018. An efficient fiber beam-
- وجود اختلاف نتایج در نوع بارگذاری و انطباق بیشتر بارگذاری چرخه‌ای با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که ماهیت نوع بارگذاری آزمایشگاهی و نوع لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای بودن اتصال بر میزان فرض انطباق بارگذاری یکنواخت بر پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای تاثیر گذار است. همچنین در بارگذاری چرخه‌ای بر خلاف بارگذاری یکنواخت به دلیل تغییر جهت بار، زوال درون چرخه‌ای پدید می‌آید. به همین علت ظرفیت مدل در بارگذاری چرخه‌ای نسبت به تقاضاهای مشابه در نوع بارگذاری یکنواخت انطباق بیشتری با نتایج بارگذاری چرخه‌ای آزمایشگاهی داشته است. پوش حاصل از منحنی‌های چرخه‌ای نیرو-جابجایی برای اتصالات تقویت‌شده با نبشی فولادی و نتایج تحلیل یکطرفه هر دو به یک میزان در پیش‌بینی نیروی مقاوم اتصال تقویت‌شده موفق بوده است. این انطباق هر دو نوع بارگذاری با نتایج آزمایشگاهی نشان‌دهنده عدم زوال درون چرخه‌ای در نمونه‌های بدون افت همچون نمونه‌های تقویت‌شده می‌باشد.
 - به طور متوسط حضور تیر عرضی برای اتصالات غیرلرزه‌ای، لرزه‌ای، تقویت‌شده با نبشی ۹ سانتی‌متر و تقویت‌شده با نبشی ۱۸ سانتی‌متر به ترتیب باعث افزایش ۸/۵٪، ۴/۷٪، ۳/۶٪ و ۰/۷٪ ظرفیت نیرویی اتصال می‌شود. از این افزایش تصاعدی یافت می‌گردد که هر چه اتصال توسط خاموت یا ادوات پیرامونی محصورتر باشد، اثر حضور غیرمحافظة کارانه تیرهای عرضی بر میزان افزایش ظرفیت برشی، کمتر می‌شود.
- مراجع:
- ACI 2014. 318-14. Building Code Requirements for Structural Concrete. *American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan*.
- AKBAR, J., AHMAD, N. & ALAM, B. 2019. Seismic Strengthening of Deficient Reinforced Concrete Frames Using Reinforced Concrete Haunch. *ACI Structural Journal*, 116, 225-235.
- AKGUZEL, U. 2011. Seismic performance of FRP retrofitted exterior RC beam-column joints under varying axial and bidirectional loading.
- ALCOCER, S. M. & JIRSA, J. O. 1993. Strength of reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing. *ACI structural journal*, 90.
- ALVA, G. M. S. & DE CRESCE EL, A. L. H. 2013. Moment-rotation relationship of RC beam-column connections: Experimental tests and analytical model. *Engineering Structures*, 56, 1427-1438.
- BEHNAM, H., KUANG, J. & HUANG, R. Y. 2017. Exterior RC wide beam-column

- Eccentric Corner Beam-Column-Slab Joints Strengthened with CFRP Systems. *Journal of Composites for Construction*, 24.
- MANDER, J. B., PRIESTLEY, M. J. & PARK, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *structural engineering*, 114, 1804-1826.
- MARCHISELLA, A. & MUCIACCIA, G. 2023. Haunch retrofit of RC beam-column joints: Linear stress field analysis and Strut-and-Tie method application. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
- MILLER, D. K. 1998. Lessons learned from the Northridge earthquake. *Engineering structures*, 20, 249-260.
- MOEHLE, J. P. & MAHIN, S. A. 1991. Observations on the behavior of reinforced concrete buildings during earthquakes. *Special Publication*, 127, 67-90.
- MONTI, G. & SPACONE, E. 2000. Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip. *Journal of Structural Engineering*, 126, 654-661.
- MURAD, Y. 2020. Joint shear strength models for exterior RC beam-column connections exposed to biaxial and uniaxial cyclic loading. *Journal of Building Engineering*, 30, 11.
- NEZAMI, S. A. & SHAFAEI, J. 2021. Parametric Finite Element Evaluation of RC Beam-Column Joints. *Advance Researches in Civil Engineering*, 3, 16-26.
- NZABONIMPA, J., HONG, W.-K. & KIM, J. 2017. Nonlinear finite element model for the novel mechanical beam-column joints of precast concrete-based frames. *Computers & Structures*, 189, 31-48.
- PAMPANIN, S. 2006. Controversial aspects in seismic assessment and retrofit of structures in modern times: Understanding and implementing lessons from ancient heritage. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 39, 120-133.
- PAMPANIN, S. & AKGUZEL, U. 2011. Performance-Based Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Frame Buildings using Fibre-Reinforced Polymers: Challenges and Solutions. *Structural Engineering International*, 21, 260-270.
- PAMPANIN, S., AMARIS, A., AKGUZEL, U. & PALERMO, A. 2006. Experimental investigations on high-performance jointed ductile connections for precast frame systems.
- PARK, R. 1989. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*, 22, 155-166.
- column element considering flexure-shear interaction and anchorage bond-slip effect for cyclic analysis of RC structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16, 5425-5452.
- GENIKOMSOU, A. S. & POLAK, M. A. 2015. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. *Engineering structures*, 98, 38-48.
- GHOBARAH, A., AZIZ, T. S. & BIDDAR, A. 1997. Rehabilitation of reinforced concrete frame connections using corrugated steel jacketing. *Structural Journal*, 94, 282-294.
- GHOBARAH, A., SAATCIOGLU, M. & NISTOR, I. 2006. The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure. *Engineering structures*, 28, 312-326.
- GUR, T., PAY, A., RAMIREZ, J. A., SOZEN, M. A., JOHNSON, A. M., IRFANOGLU, A. & BOBET, A. 2009. Performance of school buildings in Turkey during the 1999 Düzce and the 2003 Bingöl Earthquakes. *Earthquake Spectra*, 25, 239-256.
- HAJRASOULIHA, M. & MOSTOFINEJAD, D. 2019. Effect of lateral beam on the seismic behavior of corner RC beam-column joints under cyclic reversal loading. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*.
- HAWILEH, R., RAHMAN, A. & TABATABAI, H. 2010. Nonlinear finite element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads. *Applied Mathematical Modelling*, 34, 2562-2583.
- KARAYANNIS, C. G., CHALIORIS, C. E. & SIRKELIS, G. M. 2008. Local retrofit of exterior RC beam-column joints using thin RC jackets—An experimental study. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37, 727-746.
- KAYA, O., YALCIN, C., PARVIN, A. & ALTAY, S. 2019. Retrofitting of reinforced concrete beam-column joints by composites-Part I: experimental study. *ACI Structural Journal*, 116, 17.
- KMIECIK, P. & KAMIŃSKI, M. 2011. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of civil mechanical engineering*, 11, 623-636.
- LOWES, L. N., MITRA, N. & ALTOONTASH, A. 2003. A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames.
- MA, C. L., WANG, Z. Y. & SMITH, S. T. 2020. Seismic Performance of Large-Scale RC

- User's Guide, Volume III: Materials. USA. *User's Guide*.
- TAN, K. H. & YU, J. 2014. Numerical analysis with joint model on RC assemblages subjected to progressive collapse.
- TAVASOLI, E., REZAIFAR, O. & KHEYRODDIN, A. 2022. Seismic performance of RC joints retrofitted by external diagonal bolts. *Journal of Building Engineering*, 46, 103691.
- THORENFELDT, E. Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design. Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete, Norway, 1987, 1987.
- TONIDIS, M. & SHARMA, A. 2023. Detailed 3D FE modeling approach for 2D and 3D beam-column joints retrofitted with fully fastened haunch retrofit solution including anchor behavior. *Engineering Structures*, 294, 116769.
- TORABI, A. & MAHERI, M. R. 2017. Seismic repair and retrofit of RC beam-column joints using stiffened steel plates. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 41, 13-26.
- TSONOS, A.-D. G. 2010. Performance enhancement of R/C building columns and beam-column joints through shotcrete jacketing. *Engineering Structures*, 32, 726-740.
- TSONOS, A. G. 1998. Lateral load response of strengthened reinforced concrete beam-to-column joints. *Seismic Design Practice into the Next Century*. Routledge.
- TSONOS, A. G. 2002. Seismic repair of exterior R/C beam-to-column joints using two-sided and three-sided jackets. *Structural Engineering and Mechanics*, 13, 17-34.
- YANG, Y., CHEN, Y., CHEN, Z., WANG, N. & YU, Y. 2018. Experimental study on seismic behavior of RC beam-column joints retrofitted using prestressed steel strips. *Earthquakes and Structures*, 15, 499.
- YURDAKUL, Ö., TUNABOYU, O. & AVŞAR, Ö. 2018. Retrofit of non-seismically designed beam-column joints by post-tensioned superelastic shape memory alloy bars. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16, 5279-5307.
- ZHAO, B., TAUCER, F. & ROSSETTO, T. 2009. Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China. *Engineering Structures*, 31, 1707-1723.
- PAULAY, T. & PRIESTLEY, M. N. 1992a. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.
- PAULAY, T. & PRIESTLEY, M. N. 1992b. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. *Seismic Design Book*.
- PIMANMAS, A. & CHAIMAHAWAN, P. 2010. Shear strength of beam-column joint with enlarged joint area. *Engineering structures*, 32, 2529-2545.
- PRIESTLEY, M. 1992. Report on the Third US PRESSS Coordinating Meeting. *Report No. PRESSS*, 92, 12-16.
- PURWANTO, P., EKAPUTRI, J. J., NUROJI, N., INDRIYANTHO, B. R., GAN, B. S. & HAN, A. L. 2023. Geopolymer Haunch Beam-Column Connection Behavior. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 48, 13633-13648.
- SAID, A. & NEHDI, M. 2008. Rehabilitation of RC frame joints using local steel bracing. *Structures and Infrastructure Engineering*, 4, 431-447.
- SANTARSIERO, G. & MASI, A. 2015. Seismic performance of RC beam-column joints retrofitted with steel dissipation jackets. *Engineering Structures*, 85, 95-106.
- SEZEN, H., WHITTAKER, A. S., ELWOOD, K. J. & MOSALAM, K. M. 2003. Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey. *Engineering Structures*, 25, 103-114.
- SHAFAEI, J., HOSSEINI, A. & MAREFAT, M. S. 2014. Seismic retrofit of external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles. *Engineering Structures*, 81, 265-288.
- SHAFAEI, J., HOSSEINI, A., MAREFAT, M. S. & INGHAM, J. M. 2017a. Rehabilitation of earthquake damaged external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46, 291-316.
- SHAFAEI, J., HOSSEINI, A., MAREFAT, M. S. & INGHAM, J. M. 2017b. Rehabilitation of earthquake damaged external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 46, 291-316.
- SHAFAEI, J. & NEZAMI, S. A. 2019. 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, e1653.
- SYSTEMES, D. 2014. ABAQUS 6.14 Analysis