

تحلیل پارامتریک غیر خطی المان محدود اتصالات تیر به ستون بتن مسلح تحت اثر بارگذاری یکطرفه و چرخه ای

سید احمد نظامی^۱، جلیل شفائی^{۲*}

۱- دانشجو کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود

jshafaei@shahroodut.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۷/۱۰/۳]

تاریخ پذیرش: [۹۸/۴/۱۸]

چکیده

در ساختمان‌ها با سیستم باربر لرزه‌ای قاب خمشی، اتصالات تیر به ستون عامل عمده خرابی‌ها بعد از زلزله هستند. میزان شکل پذیری و جذب انرژی مطلوب سازه قاب خمشی وابسته به طراحی و اجرای بدون نقص اتصالات تیر به ستون آن است. در اتصالات تیر به ستون سازه‌های بتن مسلح، عدم امتداد آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال و عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه مشترک، نقص‌های رایجی هستند که جزئیات لرزه‌ای اتصالات مطابق با آیین‌نامه‌های جدید آنها را پوشش می‌دهد. در این پژوهش به منظور درستی‌آزمایی مدل‌های اجزا محدود، مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی، مدل‌هایی با جزئیات لرزه‌ای و بدون جزئیات لرزه‌ای در نظر گرفته شد و سپس همان مدل‌ها با تغییر مدل تنش و کرنش، اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال شبیه سازی شد و مقایسه‌ای بین رفتار بارگذاری یکطرفه و بارگذاری چرخه‌ای و پوش حاصل از آن انجام شد. و سپس تاثیر شرایط مختلف تیرهای عرضی در پیرامون اتصال در نظر گرفته شد. نتایج به خوبی نشان داد که مدل سخت اجزا محدود زمانی که آثار لغزش آرماتورهای طولی تیر در نظر گرفته می‌شود، رفتار مدل‌های عددی با نتایج آزمایشگاهی هماهنگی بیشتری پیدا می‌کند. و همچنین مقایسه نتایج مدل‌ها با شرایط مختلف تیرهای عرضی نشان داد که محصور کردن اتصالات غیر پیش‌تینیده تا یک حدی می‌تواند باعث افزایش مقاومت اتصال در برابر بارهای جانبی بشود.

واژگان کلیدی: اتصالات تیر به ستون، سازه‌های بتن مسلح، مدل‌سازی المان محدود، بارگذاری یکطرفه و بارگذاری چرخه‌ای

۱- مقدمه

ایفای نقش سازه در برابر زلزله است. بررسی خسارات وارد شده به قاب‌های بتن مسلح در زلزله‌های گذشته، بیانگر این است که بیشتر خسارات وارده به این نوع قاب‌ها در ناحیه

ساختمان‌هایی که سیستم باربر لرزه‌ای مقاوم آنها قاب خمشی است، اتصال صلب تیر به ستون عامل اصلی در

اتصال تیر به ستون رخ داده است. ساختمان‌هایی که نیاز هست در مواجهه با زلزله نوعی از شکل‌پذیری را ایجاد کنند و بتوانند با جذب انرژی مورد انتظار سطحی از خدمت‌پذیری را ایفا کنند. برای به وجود آمدن سازوکار استهلاک انرژی به صورت ایمن نیاز در قسمت‌های مورد انتظار تیرهای قاب خمشی مفصل‌های پلاستیک تشکیل شود. برای ورود تیر به رفتار پلاستیک، اتصالات وابسته باید الاستیک باقی بمانند [1, 2].

نقص‌های اجرایی متداول و طراحی بر اساس آیین‌نامه‌های سستی باعث شده جزئیات لرزه‌ای برای ناحیه اتصال تیر به ستون در بسیاری از سازه‌های موجود رعایت نشود. در صورت عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه مشترک ظرفیت برشی اتصال کاهش می‌یابد. همچنین عدم امتداد آرماتور مثبت تیر در ستون ظرفیت خمشی مورد انتظار را به شدت کاهش می‌دهد و ممکن است لغزش آرماتور گسیختگی جزئی را ایجاد کند و با تشدید خسارات فروپاشی کامل ساختمان را در پی داشته باشد (شکل 1) [3]. به تازگی پژوهشگران زیادی با در نظر گرفتن اهمیت اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی، پژوهش‌های آزمایشگاهی و عددی ارائه داده‌اند. بهنام و همکاران [4] تاثیر عریض بودن تیر متصل به اتصال بتن مسلح را به صورت پارامتریک ارزیابی کردند. پارامترهایی از قبیل اندازه مش، مقدار پارامتر ویسکوزیته، وضعیت خسارات در مدلسازی را در بارگذاری یکطرفه با استفاده از برنامه اجزا محدود ABAQUS مورد توجه قرار دادند. عدم بررسی اثر لغزش آرماتورها در مدلسازی و عدم بارگذاری چرخه‌ای در بررسی تاثیر شرایط و عرض تیر مختوم به اتصال، کمبودهایی را بر جا گذاشته است. چنگ فنگ و گنج وو [5] با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS و با ارائه روش‌هایی برای در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور دارای خم و بدون خم به صورت غیرمستقیم در مدلسازی عددی اتصالات پیش ساخته بتن مسلح نتایجی را ارائه دادند. تاثیر این روش‌های پیشنهادی برای مدلسازی اتصالات بتنی یکپارچه موجود و دارای ضعف لرزه‌ای از جمله عدم گیرداری آرماتور داخل ناحیه اتصال می‌تواند حوزه کاری پژوهش‌هایی درباره

اتصالات را کاملتر کند. آقای فورا فلچینی و همکاران [6] رفتار چرخه‌ای اتصالات تیر به ستون بتن مسلح را در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی ارزیابی کردند. بتن استفاده شده در مدل‌هایشان نوعی از بتن بازیافتی بود. بررسی پارامتر اندازه مش در درستی‌آزمایی و مدلسازی بی‌نقص می‌تواند بسیار تاثیر گذار باشد. تاثیر همزمان سایر تیرهای متصل به اتصال و اثر لغزش آرماتورهای در مدل‌سازی‌هایشان بررسی نشد. تاثیر مدل نرم شده خسارات پلاستیک در تحلیل ترک سازه‌های بتن مسلح از قبیل تیر و دیوار برشی توسط دن رن و همکاران [7] بررسی شد. این پژوهش‌ها می‌تواند برای اتصالات تیر به ستون هم در نظر گرفته شود. و به مدلسازی بهتر و تحلیل خسارات بتنی کمک کند. اکبری جبلی و رهگذر [8] با ایجاد مدل‌های اجزا محدود رفتار چرخه‌ای اتصالات بتنی تقویت شده با ورق‌های CFRP در نرم‌افزار ABAQUS را مطالعه کردند. مدلسازی با در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در کنار حضور تیرهای عرضی ناحیه اتصال می‌تواند برای مدلسازی اتصالات موجود و تقویت شده استفاده شود. بررسی کامل پارامترهای تاثیرگذار در رفتار پیچیده اتصالات از طریق تعداد محدودی از مطالعات آزمایشگاهی عملی نیست. بنابراین شبیه‌سازی عددی این امکان را ایجاد می‌کند که بسیار ارزان‌تر و سریع‌تر تاثیر پارامترهای اساسی زیادی را بر عملکرد لرزه‌ای اتصالات بتن مسلح مورد بررسی قرار داد. رفتار غیر خطی فشاری و کششی بتن به همراه فولاد چالش برانگیزترین جنبه مدلسازی المان محدود سازه‌های بتنی است. در این پژوهش به منظور بررسی لغزش آرماتورهای طول تیر در ناحیه اتصال و همچنین آثار تیر عرضی در بارهای یکطرفه و چرخه‌ای ابتدا مدل‌های تحلیلی اجزا محدود با نمونه‌های آزمایشگاهی درستی‌آزمایی می‌شود و سپس با بررسی پارامتر زاویه اتساع بتن آنالیز حساسیت صورت می‌گیرد. از جمله نوآوری‌های این پژوهش به کارگیری و مقایسه بارگذاری چرخه‌ای و یکطرفه (مونوتونیک) برای مدل‌های اجزای محدود مشابه و بررسی نتایج به علت نوع بارگذاری و ارتباط آن با مشخصات لرزه‌ای اتصال در مدل‌های تحلیلی و آزمایشگاهی است. از اتصالات رایج ساخته شده و مصالح

شده به صورت لحاظ تغییرشکل‌های به وجود آمده از لغزش آرماتورهای طولی تیر در منحنی تنش کرنش مدل استفاده شد [5]. برای تحلیل اتصال از روش تحلیلی غیرخطی Static-General استفاده شد.

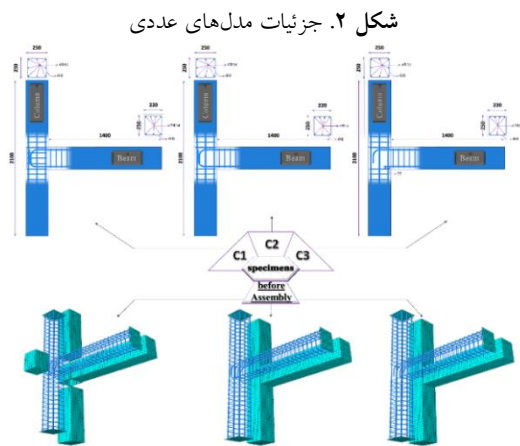


Fig. 2. Details of numerical models

شکل ۳. شرایط مختلف تیرهای عرضی در مدل‌های عددی

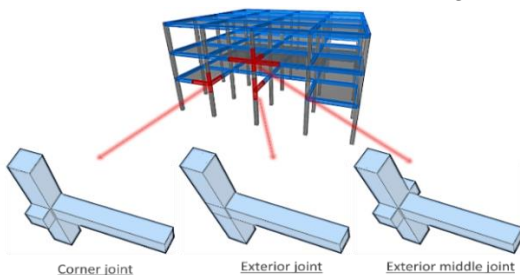


Fig. 3. Different conditions of the lateral beam in numerical models

۱-۱ اجزئیات و هندسه

مدل‌های تحلیلی ساخته شده اتصالات بتن مسلح بر اساس جزئیات لرزه‌ای و جزئیات متداول غیرلرزه‌ای در ساخت گذشته به سه دسته تقسیم می‌شود. نمونه اول با جزئیات لرزه‌ای در نظر گرفته شد که بر اساس استانداردها دارای خاموت کافی در ناحیه اتصال و گیرداری آرماتورهای طولی تیر است (C1). نمونه‌های بدون جزئیات لرزه‌ای (که بسیاری از اتصالات موجود را پوشش می‌دهد) شامل فقدان خاموت ستون در ناحیه مشترک هستند (C2) و در نمونه آخری علاوه بر ضعف قبلی، آرماتور مثبت تیر نیز در ناحیه اتصال امتداد پیدا نکرده است (C3). این سه نمونه با ابعاد هندسی مشابه در شکل ۲ (۲) نشان داده می‌شود و همچنین مونتاژ نمونه‌ها را می‌توان مشاهده کرد. برای نمونه C1 بتن محصور در ناحیه

متعارف موجود در ایران استفاده شد. شبیه‌سازی لغزش آرماتورهای تیر در ناحیه اتصال با داشتن خم انتهایی و بررسی میزان اثر حضور تیرهای عرضی بر محصورشدگی و تقویت لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون سازه‌های بتن مسلح در بارگذاری‌های چرخه‌ای و مونوتونیک یکی دیگر از نوآوری‌های مقاله است.

شکل ۱. اتصالات آسیب دیده ی تیر به ستون بتن مسلح در اثر زلزله [۹۱-۱۱]



Fig. 1. Damaged RC beam-column connections in earthquake

۱-۱ مدل سازی عددی

برای ارزیابی و مقایسه رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون با جزئیات لرزه‌ای و بدون جزئیات لرزه‌ای، نمودارهای نیرو - جابه‌جایی بررسی شد. تحلیل‌های عددی با استفاده از برنامه اجزای محدود ABAQUS 2018 انجام شد که این تحلیل به بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای محدود می‌شود. به منظور مقایسه و بررسی شرایط مختلفی از جمله وجود نقص‌های لرزه‌ای، اثر تیر عرضی و اثر لغزش آرماتورها ۲۴ مدل عددی در نرم افزار اجزای محدود در نظر گرفته شد.

۱-۲ روش‌شناسی

اجزای بتن به صورت Solid با المان‌های هشت‌گره‌ای C3D8R به همراه انتگرال‌گیری کاهش یافته 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 انتقال نیرو از بتن به آرماتورها در پیرامون ترک‌های شکل گرفته و فراهم ساختن تقریبی مدل ترکیبی تنش-لغزش باید پیوند کامل بین بتن و فولاد با قید Embedded در نظر گرفته شود. برای شبیه سازی آثار لغزش آرماتور در ناحیه اتصال از یک روش ساده

مشترک با خواص جداگانه‌ای در نظر گرفته می‌شود.

۲-۱ مصالح

۲-۱-۱ بتن

رفتار غیرخطی بتن مسلح در فشار و کشش باعث شده یکی از پیچیده ترین مواد در مدل‌سازی المان محدود باشد. در مدل سازی 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. نرم افزار ABAQUS، برای شبیه‌سازی آسیب در مواد بتن مسلح، سه مدل ترک ارائه می‌کند که عبارتند از مدل پخش ترک بتن (Concrete smeared cracking)، مدل شکست ترد و مدل خسارت - پلاستیک بتن. در مدل پخش ترک 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. محدودیت‌های اصلی این روش عبارتند از قفل کردن تنش‌ها در محل ترک‌های باز شده، وابستگی به اندازه مش و ناپایداری به هنگام آثار بارگذاری. 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، سازوکار شکست بتن محصور در خردشدگی فشاری و ترک‌خوردگی کششی را با زوال سختی و تغییر شکل‌های پلاستیک مرتبط می‌کند. و 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.

۲-۱-۱-۱ مدل (CDP) Concrete Damaged Plasticity

گنیکوم سو و پولاک [12] رفتار دال‌های بتن مسلح را با استفاده از مدل‌های Concrete Damaged Plasticity (CDP) در ABAQUS مورد مطالعه قرار دادند. نتایج پژوهش آنها

جدول ۱. معرفی مدل‌های اجزا محدود

No.	Model ID	Reinforcement details type	Loading	Conditions of the lateral beam	Bond-slip effects
1	C1-M	C1	Monotonic	Exterior joint	—
2	C2-M	C2	Monotonic	Exterior joint	—
3	C3-M	C3	Monotonic	Exterior joint	—
4	C1-M-S	C1	Monotonic	Exterior joint	✓
5	C2-M-S	C2	Monotonic	Exterior joint	✓
6	C3-M-S	C3	Monotonic	Exterior joint	✓
7	C1-C	C1	Cyclic	Exterior joint	—
8	C2-C	C2	Cyclic	Exterior joint	—
9	C3-C	C3	Cyclic	Exterior joint	—
10	C1-C-S	C1	Cyclic	Exterior joint	✓
11	C2-C-S	C2	Cyclic	Exterior joint	✓
12	C3-C-S	C3	Cyclic	Exterior joint	✓
13	C1-M-2	C1	Monotonic	Corner joint	—
14	C1-M-3	C1	Monotonic	Exterior middle joint	—
15	C2-M-2	C2	Monotonic	Corner joint	—
16	C2-M-3	C2	Monotonic	Exterior middle joint	—
17	C3-M-2	C3	Monotonic	Corner joint	—
18	C3-M-3	C3	Monotonic	Exterior middle joint	—
19	C1-M-S-3	C1	Monotonic	Corner joint	✓
20	C1-M-S-3	C1	Monotonic	Exterior middle joint	✓
21	C2-M-S-3	C2	Monotonic	Corner joint	✓
22	C2-M-S-3	C2	Monotonic	Exterior middle joint	✓
23	C3-M-S-3	C3	Monotonic	Corner joint	✓
24	C3-M-S-3	C3	Monotonic	Exterior middle joint	✓

Table 1. Introducing Finite Element Models

برای بررسی شرایط وجود و عدم وجود تیرهای عرضی در اتصالات کناری، این سه نمونه به ۹ نمونه بسط داده می‌شود. به گونه‌ای که مطابق شکل (۳) اتصال کناری، اتصال گوشه و اتصال کناری میانی را شامل می‌شود. تمامی این ۹ نمونه برای در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در ناحیه اتصال، مجدداً ساخته شد که در نتیجه ۱۸ نمونه به وجود می‌آید. و با توجه به جدول ۱، ۶ نمونه هم برای بارگذاری چرخه‌ای در نظر گرفته می‌شود.

اصلاحات صورت گرفته بر اساس آزمایش‌های فشاری سه محوری و تحلیل‌های عددی پیشنهاد شده می‌توان صفحه دویاتوریک را غیر دایروی و مریدین‌ها را منحنی شکل در نظر گرفت (شکل ۵) [13]. شکل این صفحه با ضریب k_c مشخص می‌شود که بیانگر نسبت فاصله بین محور هیدرواستاتیک با مریدین فشاری و کششی است (مقدار پیش فرض این ضریب $2/3$ هست). پتانسیل خروج از مرکزیت (Eccentricity) برابر با مقدار پیش فرض $0/1$ در نظر گرفته شد. این پلامتر بیانگر نسبت مقاومت کششی به مقاومت فشاری بتن است و هر چه به صفر نزدیک‌تر شود بر اساس معیار دراگر- پراگر کلاسیک، شکل مریدین به خط راست نزدیک‌تر می‌شود [13]. پارامتر f_{b0}/f_c ، نسبت مقاومت فشاری دو محوری بتن به مقاومت فشاری تک محوره است. و بر اساس نتایج حاصل از آزمایش‌های $(f_{b0} = 1.16248 f_c)$ این پارامتر مشخص می‌شود [13]. شیب بین صفحه گسیختگی و صفحه هیدرواستاتیک در صفحه مریدین با زاویه اتساع (Dilation angle) مشخص می‌شود. هر چه این مقدار بیشتر باشد رفتار نرم‌تری برای بتن شبیه‌سازی می‌شود [13] و سایر پارامترهای مورد نیاز در مدل خسارت پلاستیک بتن در جدول ۲ مشخص شده است.

شکل ۵. مدل خسارت پلاستیک بتن [۱۲]

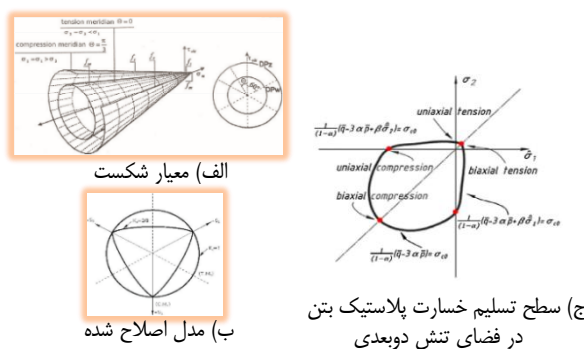


Fig. 5. Concrete damaged plasticity model

جدول ۲. پارامترهای ورودی در مدل CDP

Dilation Angle	Eccentricity	f_{b0}/f_c	k_c	Viscosity Parameter
25	0.1	1.16	$0.6/67$	0.001-0.01

Table 2. Parameters for concrete damage plasticity model

نشان داد که تحلیل اجزا محدودی به رفتار کششی بتن، اندازه مش‌ها، زاویه اتساع و پارامترهای خسارت بتن حساس است. در این مقاله از مدل‌های CDP برای مدل‌سازی سه بعدی اتصالات تیر به ستون بتن مسلح در برنامه 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 متغیر عددی خسارت سختی است (که از صفر تا یک مقدار دارد)، E_0^{el} مدول الاستیسیته اولیه است، ε کرنش کل هست، ε^{pl} کرنش پلاستیک است ($\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl}$) و f' تنش موثر (حداکثر مقاومت فشاری یا کششی بتن) است. پارامترهای خسارت در مدل CDP برای کشش و فشار با توجه به شکل ۴ معرفی می‌شود. براین اساس آسیب بتن فقط در ناحیه نرم‌شدگی رخ می‌دهد [12]، و مقدار آسیب در لحظه کرنش نهایی بتن $0/97$ فرض شد.

شکل ۴. منحنی ارتباط بین کرنش و پارامتر خسارت کششی و فشاری بتن

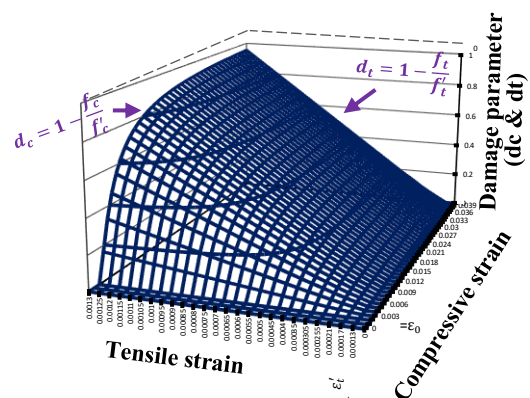


Fig. 4. Compressive & Tensile damage parameter-strain relationship for concrete

۱-۱-۲ پارامترهای اساسی

معیار شکست دراگر - پراگر بتن [13] یکی از تئوری‌های قوی در مدل‌سازی شکست بتن آرمه است. با توجه به

کششی بتن مشاهده کرد.

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

$$n = 0.8 + \frac{f'_c}{17} \quad , \quad (5)$$

$$k = 0.67 + \frac{f'_c}{62} \quad \varepsilon/\varepsilon_0 > 1$$

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

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{f_c}{E_0^{el}} \quad (7)$$

که در اینجا ε_{0c}^{el} کرنش فشاری الاستیک بتن آسیب ندیده است

شکل ۶. منحنی تنش-کرنش بتن در کشش و فشار

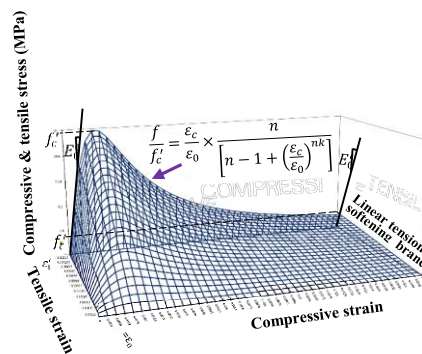


Fig. 6. Stress-strain curves of concrete in tension and compression

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 مانند شکست کششی ($\epsilon_t' = 10$) به صورت خطی تغییر می‌کند. با توجه به شکل (۶) می‌توان منحنی‌های تنش-کرنش را برای رفتار فشاری و

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

Table 3. Mechanical properties of concrete

۲-۱-۱-۲ بتن محصور شده

رعایت ضوابط لرزه‌ای از جمله امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال تیر به ستون و امتداد و قلاب استاندارد آرماتورهای تیر به درون ناحیه مشترک باعث می‌شود هسته ی بتن اتصال شرایط محصور شدگی ویژه‌ای را بدست بیاورد. چنین محصور شدگی باعث افزایش قابل توجهی مقاومت و شکل پذیری بتن هسته می‌شود [15]. با استفاده از معادلات (۷) تا (۹) می‌توان رفتار فشاری تنش و کرنش تغییر یافته برای بتن محصور هسته اتصال را بدست آورد [15]. هسته بتن ناحیه اتصال در نمونه‌های C1 محصور شده در نظر گرفته شد.

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

$$f_l' = k_e \rho f_{vh} \quad (\wedge)$$

$$\varepsilon_{0c} = \varepsilon_0 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'} - 1 \right) \right] \quad (9)$$

که در اینجا: f'_{cc} بیشینه مقاومت فشاری بتن محصور شده است، f'_l فشار جانبی موثر ناشی از ادوات محصور کننده بر سطح هسته بتن محصور، k_e ضریب اثر بخشی محصور شدگی (برای ستون‌های مستطیلی ۰/۷۵) پیشنهاد شده است [16]، ρ نسبت سطح موثر خاموت‌ها به سطح برش خورده هسته بتن محصور با صفحه عمود بر مقطع عرضی ستون، f_{yh} مقاومت تسلیم خاموت‌ها، ε_{0c} کرنش مانند بیشینه مقاومت فشاری بتن محصور شده است. رفتار فشاری تنش-کرنش بتن هسته محصور در شکل ۷) مشخص شده است و می‌توان با بتن سایر بخش‌ها مقایسه کرد.

مشخص شده است. دو انتهای ستون در دو جهت عمود بر محور خود مهار شده است و در انتهای پایینی ستون در راستای محوری خود نیز مهار شده است. انتهای تیر نیز در جهت خارج صفحه 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 بار محوری $0.16 A_g f'_c$ روی سطح بالای ستون لحاظ شد. و سپس در گام دوم جابه‌جایی در راستای نشان داده شده در شکل ۸ (الف) به انتهای تیر اعمال شد. برای جلوگیری از تمرکز تنش، صفحات صلبی در محل اعمال نیرو و تکیه گاه‌ها مدل‌سازی شد. برای تحلیل یکطرفه، جابه‌جایی وارد شده به تیر تا دریافت ۶٪ (72 mm) ادامه می‌یابد و برای تاریخچه بارگذاری تحلیل چرخه‌ای در برنامه ABAQUS پروتکل استاندارد بارگذاری چرخه‌ای جانبی مطابق با کار آزمایشگاهی شفائی [18] الگو برداری شد و به گونه‌ای که از حلقه‌ها در محدوده الاستیک صرف‌نظر شد و تا دریافت ۶٪ از تک حلقه‌هایی با پیشروی (حدوداً ۰.۲۵٪) مطابق با الگوی اصلی در نظر گرفته شد (شکل ۸ ب).

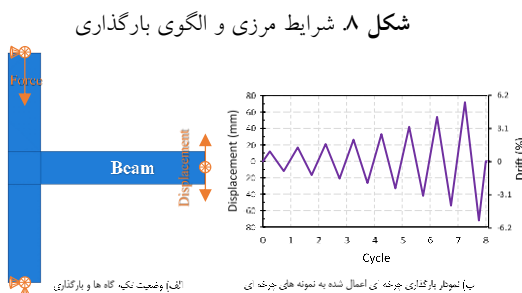


Fig. 8. Boundary conditions and loading protocol

۳-۱-۲ بتن محصور

از آنجا که برنامه ABAQUS در تشخیص و آثار محصور شدگی هسته بتن، مجهز نشده است. هسته بتن محصور شده توسط خاموت‌های ستون در ناحیه اتصال، به عنوان بخش محصور شده در نمونه‌های C1 مدل‌سازی شد. و سطح پیرامون مکعب هسته محصور با سطح درونی بتن اطراف قفل شد. (Tie)

۳-۱-۲ مش‌بندی

اندازه مش‌ها در تمامی المان‌های بتنی و فولادی 30 mm

شکل ۷. منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده و محصور نشده [۱۵]

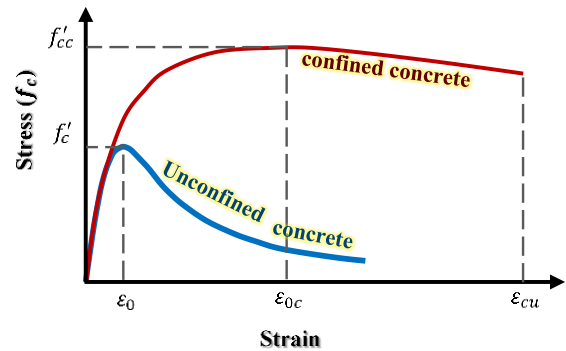


Fig. 7. Stress-strain curves of confined concrete and unconfined concrete

۲-۱-۲ فولاد

مشخصات مکانیکی مواد فولادی به کار رفته در مدل‌ها را می‌توان در جدول مشاهده کرد. رفتار کششی تک محوری آرماتورهای فولادی در ناحیه الاستیک بر اساس مدول یانگ متعارف و نسبت پواسن در نظر گرفته شد. رفتار پلاستیک آرماتورها بر اساس رفتار دو خطی تعریف شد. برای تحلیل های یک‌طرفه نوع سخت شدگی آرماتورها، ایزوویروپیک و در تحلیل های چرخه‌ای، کینماتیک در نظر گرفته شد.

جدول ۴. خواص مکانیکی فولاد نمونه‌ها

Bar diameter (mm)	Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)	Yield strain (%)	Ultimate strain (%)
8 (ASTM A615G40)	350	410	0.18	18
14 (ASTM A615G60)	460	680	0.20	13

Table 4. Mechanical properties of reinforcement bars

۲-۲ شبیه‌سازی اجزا محدود

در تحلیل استاتیکی ABAQUS/Standard مقدار پارامتر ویسکوزیته به نمو زمان گام (time increment step) بستگی دارد و باید حدود ۱۵٪ از نمو زمان گام باشد [17]. مقدار دوره زمانی (time period) برای بارگذاری یکطرفه ۱۰ و برای چرخه‌ای ۱۸ در نظر گرفته شد. مقادیر نمو گام‌ها (increment size) از قبیل مقدار اولین گام، مقدار کمینه و بیشینه به ترتیب برابر ۰/۰۱، 1E-07 و ۰/۱ لحاظ شد.

۳-۱-۲ شرایط مرزی و بارگذاری

وضعیت شرایط مرزی برای نمونه‌ها در شکل ۸ (الف)

خم و بدون خم در ناحیه اتصال می توان از روش اصلاح مدل تنش کرنش تک محوری استفاده کرد که به راحتی می توان در تحلیل سه بعدی المان محدود اتصالات پیاده سازی شود. بر اساس منحنی تنش کرنشی اصلاح شده آرماتورها شکل (۱۰) می توان با محاسبه مدول الاستیسیته تغییر یافته فولاد E'_s و کرنش نهایی تنظیم یافته فولاد ϵ'_u به رفتار جدیدی از مدل دست یافت که آثار لغزش آرماتورها را هم در خود جای داده است. برای بدست آوردن سختی الاستیک تغییر یافته E'_s از رابطه ی زیر استفاده می شود [5].

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

که در اینجا: ϵ_s کرنش فولاد، E'_s کرنش تغییر یافته فولاد، s لغزش کلی آرماتور و l_{edb} طول گیردار شده الاستیک آرماتور است. اگر مقدار کرنش را (ϵ_s) برابر با کرنش تسلیم آرماتور (ϵ_y) فرض شود. مقدار لغزش کلی آرماتور در هنگام تسلیم (s_y) از رابطه زیر محاسبه می شود.

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

$$l_{edb} = \frac{f_y d_b}{4 u_{be}} \quad (11)$$

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

و در نهایت مدول الاستیسیته جدید ۳۳٪ از مقدار اولیه خود کاهش می یابد ($E'_s = 0.67 E_s$). برای محاسبه کرنش نهایی تغییر یافته فولاد ϵ'_u می توان از روابط زیر 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، $\epsilon'_y = \frac{f_y}{E'_s}$ یافته E'_h سختی تغییر یافته ناحیه غیر الاستیک، E_h سختی ناحیه غیر الاستیک و b نسبت سخت شدگی است. با فرض مقداری برای کرنش فولاد در ناحیه پلاستیک ($\epsilon_s > \epsilon_y$) میتوان مقدار لغزش کلی آرماتور را (s) از روابط زیر بدست آورد.

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

$$l_{ydb} = \frac{(f_s - f_y) d_b}{4 u_{by}} \quad (14)$$

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

است. تقریباً تمام گره المان های آرماتور با محل گره المان های مکعبی بتنی تیر و ستون هماهنگ می شود. برای نمونه های C1 کل تعداد المان ها ۹۶۶۴ هست که از این تعداد، ۷۰۵۰ تا مربوط به المان های بتنی است.

۲- لحاظ تیرهای عرضی

به منظور بررسی آثار محصورکننده حضور و عدم حضور تیرهای عرضی در اطراف ناحیه اتصال، تیرهای ۱۵ cm بدون مقید کردن انتهای آزاد آنها مدل سازی شد. آرماتورها و خاموت های تیرهای عرضی مشابه تیر اصلی در نظر گرفته شد (شکل ۹).

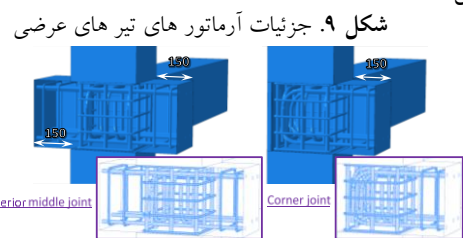
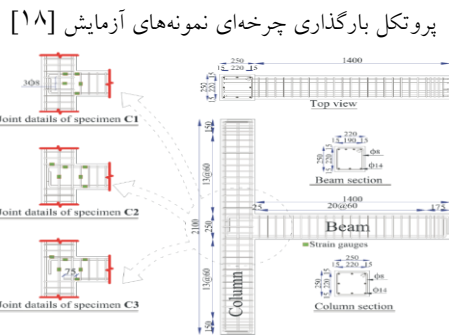


Fig. 9. Details of reinforcement bars of the lateral beam

۲-۱-۳ شبیه سازی لغزش آرماتورها

اثر لغزش آرماتورها در ناحیه اتصال تیر به ستون بتنی یک عامل بسیار تاثیر گذار بر رفتار اتصالات در معرض بارهای یکطرفه و مخصوصاً بارگذاری چرخه ای است [19]. در صورت شبیه سازی لغزش آرماتور به صورت مستقیم یعنی با استفاده از مدل سازی اصطکاک بین المان های آرماتور با بتن، درست است که رویکردی دقیق هست ولی نیاز به یک گام پیش پردازش خیلی پیچیده دارد و به طور قابل توجهی هزینه محاسبات را افزایش می دهد. بنابراین منطقی بودن استفاده از روش های غیرمستقیم برای شبیه سازی عددی آثار لغزش آرماتور را تایید می کند. در سال های اخیر برای بررسی آثار لغزش آرماتور، روش های غیرمستقیمی با المان های فیبر و مدل سازی عددی در سطح ماکرو انجام شد [20-23]. اغلب این روش ها، مدل سازی در محیط دو بعدی را با فرض کافی بودن طول گیرایی برای آرماتورها در نظر گرفته اند. پس این روش ها برای ناحیه اتصال تیر به ستون از دقت کمی برخوردار است. طبق مطالعات انجام شده توسط آقای فنگ [5] برای شبیه سازی غیرمستقیم آثار لغزش آرماتور دارای

شکل ۱۱. ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری، وضعیت راه اندازی و



الف) ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری نمونه های آزمایش

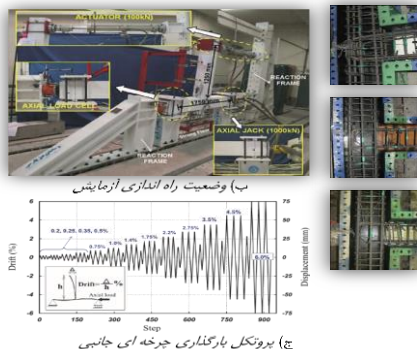


Fig. 11. Dimensions and details of reinforcement, test setup and cyclic loading protocol of test specimens

۲- مقایسه نتایج تحلیل اجزا محدود با نتایج

آزمایشگاهی

۲-۲- بارگذاری یکطرفه

در شکل (۱۲)، منحنی های بار- تغییر مکان حاصل از تحلیل های اجزا محدود و تحلیل آزمایشگاهی آورده شده است. به منظور مقایسه بهتر، سه نمونه C1-M، C2-M، C3-M و همچنین نمونه های مانند با در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور (C1-M-S، C2-M-S و C3-M-S) در کنار نمونه های مشابه آزمایشگاهی قرار داده می شود. در نمونه های آزمایشگاهی نتایج پوش از بارگذاری چرخه ای بدست آمده است در حالی که نتایج اجزا محدود مربوط به بارگذاری یکطرفه در دو جهت مستقل از هم هستند. همان گونه که مشاهده می شود در قسمت الاستیک نمودار که مقطع هنوز ترک نخورده است، مدل های اجزا محدود نسبت به نمونه های آزمایشگاهی سخت تر هستند. در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در مدل سازی با توجه به جدول (۶)، باعث هماهنگی بیشتری با نتایج آزمایشگاهی می شود (سختی الاستیک مدل C1 آزمایشگاهی، مدل C1-M و مدل C1-M-S به ترتیب برابر ۲/۱ kN/mm،

که در اینجا: l_{ydb} طول گیردار شده پلاستیک آرماتور، f_s تنش متناظر با کرنش فرض شده است و u_{by} تنش پیوستگی بین آرماتور و بتن در حالت غیر الاستیک است. مقادیر تغییر یافته استفاده شده برای مدل سازی با لحاظ اثر لغزش آرماتور در ناحیه اتصال در جدول (۵) آورده شده است.

شکل ۱۰. مدل تنش-کرنش ویرایش شده آرماتورها با در نظر گرفتن

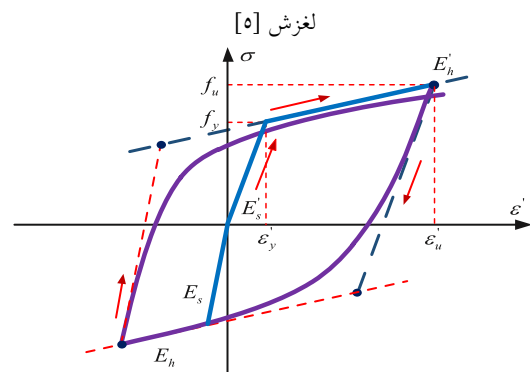


Fig. 10. Modified stress-strain relation considering bond-slip for reinforcement bars

جدول ۳. پارامترهای تغییر یافته برای شبیه سازی لغزش آرماتورها

	E'_s (Mpa)	b	E'_h (Mpa)	ϵ'_u
All specimens	133334	0.01	1339.4	0.16

Table 5. Modified parameters considering bond-slip for reinforcement bars

۳- مدل های آزمایشگاهی

برای درستی آزمایی مدل های عددی، مشخصات مکانیکی و جنس مصالح، موقعیت هندسی، شرایط بارگذاری کاملاً مطابق با نمونه های آزمایشگاهی شفائی و همکاران [18] در نظر گرفته شد. در کار آزمایشگاهی سه نمونه ی اتصال تیر به ستون بتن مسلح دارای جزئیات لرزه ای و فاقد جزئیات لرزه ای تحت بارگذاری رفت و برگشتی آزمایش شد (شکل ۱۱).

اجزا محدود سختی خمشی بیشتری نسبت به مدل آزمایشگاهی نشان می‌دهد. هماهنگی بیشتر مدل اجزا محدود با اثر لغزش به مدل آزمایشگاهی گویای شبیه‌سازی موفق اثر لغزش آرماتورها در ناحیه اتصال است. در مدل C1 با توجه به رعایت الزامات لرزه‌ای ناحیه اتصال، محل تسلیم شدن آرماتورهای طولی در بر اتصال بوده و در نتیجه مفصل پلاستیک برای اولین بار در این ناحیه تشکیل می‌شود. رفتار اتصال در ناحیه پلاستیک در هر سه منحنی مشابه بوده و هر سه با جذب انرژی مطلوب در هنگام تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، رشد ترک‌های کششی تیر را در پی دارد. با توجه به جدول (۶) بیشینه بار قابل تحمل توسط اتصال در مدل آزمایشگاهی، مدل عددی C1 و مدل عددی C1-M در جهت مثبت (Pull) به ترتیب $36/4$ kN، $38/55$ kN و $37/99$ kN است، که در جابه‌جایی‌های متناظر به ترتیب $17/33$ mm، $13/33$ mm و $17/33$ mm اتفاق می‌افتد و مقدار شکل پذیری در این جهت به ترتیب $4/2$ ، $5/4$ و $4/2$ بدست می‌آید که در میزان هماهنگی مدل‌های عددی با مدل آزمایشگاهی، خطای متوسط برای مدل C1-M و C1-M-S به ترتیب $17/7$ ٪ و 4 ٪ است.

شکل ۱۳. الگوی خرابی و ترک در تنش سطح و وضعیت کرنش

آرماتورها در دررفت ۶٪

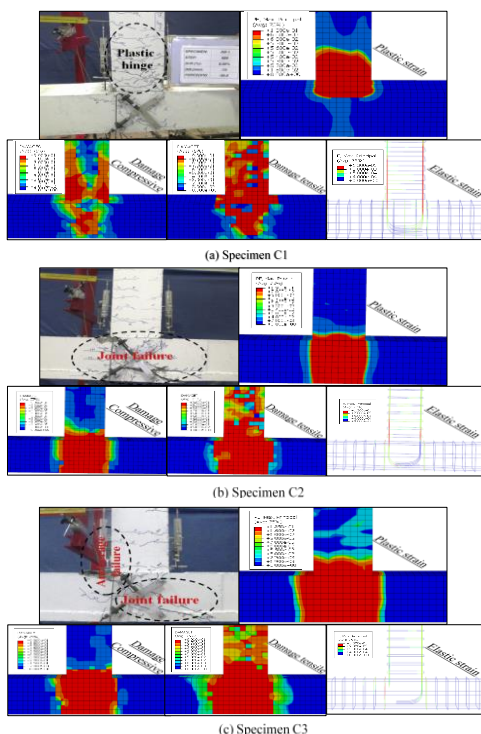
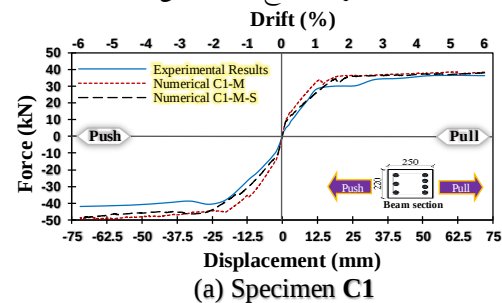


Fig. 13. Damage and crack pattern and strain condition of reinforcement in drift 6%

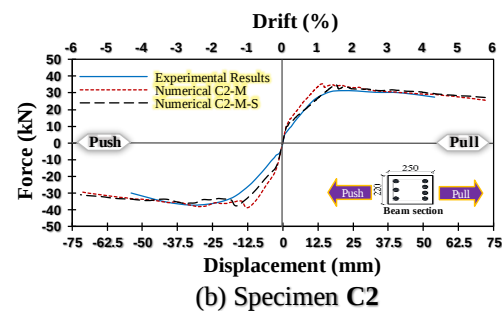
گرفتن اثر لغزش آرماتور به روش پیشنهادی باعث هماهنگی ۳۰٪ بیشتر از حالت بدون در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در مدل‌سازی می‌شود. این هماهنگی بیشتر مشخص کننده ضعف نرم‌افزار ABAQUS در تشخیص خود به خودی اثر لغزش آرماتورها است.

شکل ۱۲. منحنی بار-تغییر مکان حاصل از نتایج تحلیل های عددی

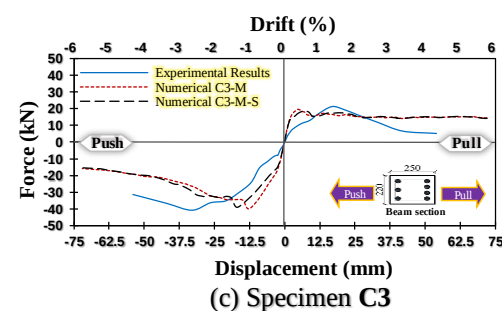
یکطرفه و نتایج آزمایشگاهی



(a) Specimen C1



(b) Specimen C2



(c) Specimen C3

Fig. 12. Load-displacement curves calculated from monotonic finite element analysis and laboratory results

بار ترک‌خوردگی در هر سه منحنی مربوط به هر مدل در جدول (۶) به همراه درصد خطا مشخص شده است. و بعد از آن با شروع لغزش آرماتورها، پس از کاهش اصطکاک بین بتن و آرماتور، بتن کم کم خرد شده و سختی مقطع کاهش می‌یابد. پس از ترک‌خوردن مقطع، با افزایش میزان بار، میزان ترک‌ها افزایش یافته و با افزایش عرض ترک‌ها، بتن وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. در این مرحله مقطع مدل شده به روش

با توجه به شکل (۱۳) می‌توان شباهت خرابی ناحیه مفصل پلاستیک و جاری شدگی آرماتورها را در مدل عددی و مدل آزمایشگاهی مشاهده کرد. در نمونه C2 به علت عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال، ظرفیت برشی اتصال کاهش یافته و قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، با ظهور ترک های قطری در ناحیه پانل مشترک، اتصال از حالت الاستیک خارج می‌شود. رفتار اتصال در ناحیه پلاستیک در هر سه منحنی مشابه بوده و هر سه شکستگی نرم با جذب انرژی کاهش یافته را نشان می‌دهد. بار نهایی قابل تحمل در هر سه مدل از هماهنگی خوبی برخوردار است (جدول ۶).

در شکل (۱۲) می‌توان خرابی ناحیه اتصال را در مدل عددی و آزمایشگاهی مشاهده کرد. در نمونه C3 عدم امتداد آرماتور مثبت تیر علاوه بر عدم امتداد خاموت ستون منجر به لغزش سریع تر آرماتور در بار کم تری می‌شود و با افت شدید جذب انرژی، قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر خرابی های گسترده در ناحیه مشترک ظاهر می‌شود و گسیختگی تقریباً تدریجی را به وجود می‌آورد. مقدار بیشینه بار قابل تحمل، جابه‌جایی مانند شروع خرابی های اتصال و مقدار شکل‌پذیری برای تمامی نمونه‌های عددی با بارگذاری یکطرفه و مدل‌های آزمایشگاهی در جدول (۶) آورده شده است. در شکل (۱۳) می‌توان به خوبی گسترش خرابی‌ها در ناحیه اتصال را مشاهده کرد و همچنین مشاهده کرد که خرابی‌های ناحیه اتصال باعث جاری نشدن آرماتورهای طولی تیر می‌شود.

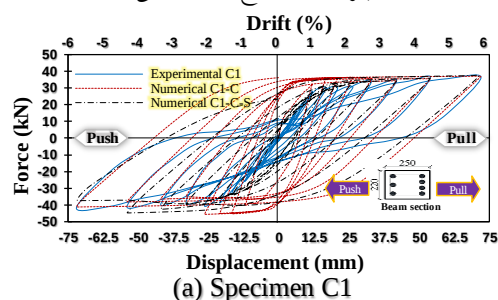
۲-۲- بارگذاری چرخه‌ای

در شکل (۱۴) منحنی‌های چرخه‌ای بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل‌های اجزا محدود و نتایج آزمایشگاهی آورده شده است. در هر نمونه نتایج چرخه‌ای مدل‌های عددی بدون نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور و مدل‌ها با در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در کنار نتایج آزمایشگاهی آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود در تمامی مدل‌ها در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور باعث بهتر شدن پدیده پینچینگ و لاغر شدگی می‌شود. در مدل C1 که منشا جذب انرژی تشکیل مفصل پلاستیک در بر ستون است، در بارگذاری چرخه‌ای با سیکل های رو به گسترش، روند افزایش بار و مقاومت در مدل های

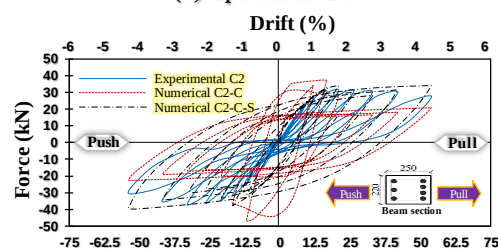
عددی مطابق با نتایج آزمایشگاهی مشهود است. در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در مدل C1 باعث شد مقدار جابه‌جایی باقی مانده در هر حلقه ۱۲٪ نسبت به حالت بدون در نظر گرفتن لغزش آرماتور به نتایج آزمایشگاهی نزدیکتر شود. در مدل C2، نقص عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال، ترک‌های قطری را بعد از بارگذاری در ناحیه اتصال ایجاد می‌کند که سبب خرابی این ناحیه می‌شود و مدل بعد از دریافت ۱/۵٪ بدون تجربه مفصل پلاستیک با افت مقاومت همراه خواهد بود. در مدل‌های عددی مطابق با نتایج آزمایشگاهی این افت مقاومت و کاهش جذب انرژی مشهود است. در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در مدل C2 باعث می‌شد مقدار جابه‌جایی باقی مانده در هر حلقه ۲۰٪ نسبت به حالت بدون در نظر گرفتن لغزش آرماتور به نتایج آزمایشگاهی نزدیکتر شود. در مدل C3، علاوه بر عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال، آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال قطع شده است. این عدم امتداد آرماتور مثبت تیر باعث می‌شود زمانی که در جهت مثبت (Pull) به مدل نیرو اعمال بشود و آرماتور مثبت تیر در حالت کششی قرار بگیرد، آرماتور قبل از به تسلیم رسیدن، از درون ناحیه اتصال بلغزد و با لغزش کلی زمینه گسیختگی اتصال را فراهم بکند و گسیختگی شدیدتری در جهت مثبت (Pull) ایجاد کند. در بارگذاری چرخه‌ای، کاهش ظرفیت کششی بتن اطراف آرماتور مثبت و ترک های ایجاد شده در این ناحیه و ترک های قطری در ناحیه اتصال باعث می‌شود با عوض شدن جهت بارگذاری، بتن تحت فشار این نواحی از ظرفیت فشاری آن کاسته بشود و تحمل بار کمتری داشته باشد. بدین علت کاهش مقاومت در جهت منفی (Push) نیز مشهود است.

مدل‌های عددی تحت بارگذاری چرخه‌ای مطابق با نتایج آزمایشگاهی کاهش مقاومت و کاهش جذب انرژی و گسیختگی کلی را نشان می‌دهد. در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در مدل C3 باعث شد مقدار جابه‌جایی باقی مانده در هر حلقه ۶٪ نسبت به حالت بدون در نظر گرفتن لغزش آرماتور به نتایج آزمایشگاهی نزدیکتر شود.

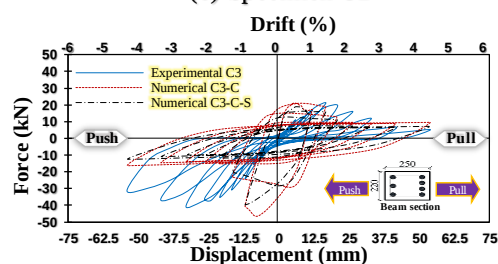
شکل ۱۴. منحنی بار-تغییر مکان حاصل از نتایج تحلیل های عددی چرخه‌ای و نتایج آزمایشگاهی



(a) Specimen C1



(b) Specimen C2



(c) Specimen C3

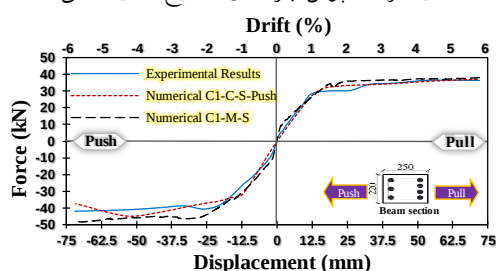
Fig. 14. Load-displacement curves calculated from cyclic finite element analysis and laboratory results

۲-۲- پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای

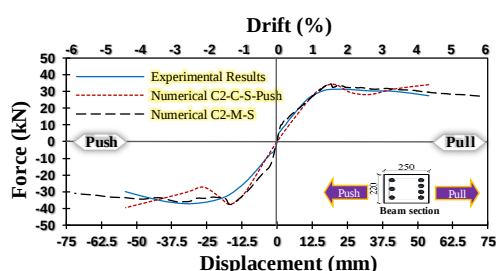
در شکل (۱۵) پوش حاصل از منحنی‌های چرخه‌ای بار-تغییر مکان برای نمونه‌های عددی با لحاظ اثر لغزش به همراه نتایج عددی همان نمونه‌ها در حالت بارگذاری یکطرفه و پوش حاصل از نتایج آزمایشگاهی را می‌توان مشاهده کرد. در مدل‌های C1 مقدار خطای متوسط حداکثر بار برای پوش حاصل از مدل C1-C-S (با بارگذاری چرخه‌ای) و مدل C1-M-S (با بارگذاری یکطرفه) نسبت به مدل آزمایشگاهی به ترتیب ۴/۲٪ و ۱۰٪ است. در حالی که خطای متوسط شکل پذیری برای دو مدل قبلی نسبت به مدل آزمایشگاهی به ترتیب ۸/۸٪ و ۱/۵٪ است. با توجه به جدول (۶) برای نمونه‌های C2 و C3 هم می‌توان به چنین الگوی اختلافی بین نتایج بارگذاری یکطرفه و پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای نسبت به نتایج آزمایشگاهی رسید. وجود این نوع اختلاف

مشخص کننده تاثیر زوال درون سیکلی (Low Cycle Fatigue) در بارهای رفت و برگشتی بر نمونه‌ها است. به عبارتی دیگر در بارگذاری یکطرفه جهت تنش‌های فشاری و کششی در ناحیه اتصال و اطراف آن تغییری نمی‌کند و فقط بر مقدار آن افزوده می‌شود ولی در بارگذاری چرخه‌ای، سیکل‌های رفت و برگشتی هر بار جهت تنش‌ها در ناحیه اتصال و اطراف آنرا عوض می‌کند، و باعث کاهش سختی مواد بتنی و فولادی می‌شود.

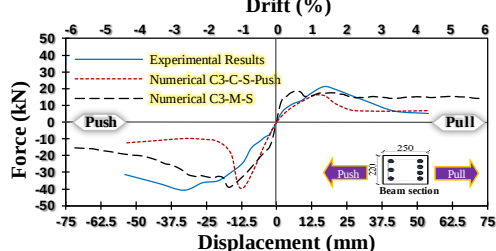
شکل ۱۵. منحنی بار-تغییر مکان حاصل از نتایج تحلیل‌های عددی یکطرفه و پوش چرخه‌ای و نتایج آزمایشگاهی



(a) Specimen C1



(b) Specimen C2



(c) Specimen C3

Fig. 15. Load-displacement curves calculated from monotonic finite element analysis, cyclic push and laboratory results

بنابراین پدیده کاهش زوال درون سیکلی رخ می‌دهد. برای همین زوال سختی مواد باعث می‌شود بار قابل تحمل لحظه‌ای مدل در بارگذاری چرخه‌ای نسبت به بارگذاری یکطرفه هماهنگی بیشتری با نتایج بارگذاری چرخه‌ای آزمایشگاهی داشته باشد و همچنین باعث کاهش شکل‌پذیری مدل تحت بارگذاری سیکلی نسبت به بارگذاری پیش رونده

جدول ۴. نسبت مقاومت حداکثر بار خطی عددی به مقاومت حداکثری خطی آزمایشگاهی و جابه‌جایی مربوطه

No.	Specimen	Loading direction	Peak load (kN)		Displacement at the yield point (mm)		Strength prediction Error/%	Displacement at 20% drop of peak load (mm)		Ductility factor		Average ductility factor	
			test	FEA	test	FEA		test	FEA	test	FEA	test	FEA
1	C1-M	Push	-41.90	-49.24	-20.93	-18.00	17.5	-72	-72	3.4	4.0	3.8	4.7
		Pull	36.40	38.55	17.33	13.33	5.9	72	72	4.2	5.4		
2	C2-M	Push	-37.10	-38.70	-18.00	-10.00	4.3	-54	-54	3.0	5.4	3.5	5.0
		Pull	31.30	35.38	13.33	12.00	13	54	54	4.1	4.5		
3	C3-M	Push	-40.75	-39.95	-22.00	-10.00	2	-52.75	-26.54	2.4	2.7	2.0	7.4
		Pull	21.20	19.59	14.67	2.67	7.6	23.83	32.56	1.6	12.2		
4	C1-M-S	Push	-41.90	-48.47	-20.93	-20.67	15.7	-72	-72	3.4	3.5	3.8	3.8
		Pull	36.40	37.99	17.33	17.33	4.4	72	72	4.2	4.2		
5	C2-M-S	Push	-37.10	-37.59	-18.00	-13.33	1.3	-54	-54	3.0	4.1	3.5	3.8
		Pull	31.30	34.78	13.33	14.93	11.1	54	54	4.1	3.6		
6	C3-M-S	Push	-40.75	-38.98	-22.00	-13.33	4.3	-52.75	-29.39	2.4	2.2	2.0	6.3
		Pull	21.20	18.74	14.67	4.00	11.6	23.83	41.80	1.6	10.5		
10	C1-C-S (Push)	Push	-41.90	-44.70	-20.93	-18.00	6.7	-72	-72	3.4	4.0	3.8	4.1
		Pull	36.40	37.02	17.33	17.33	1.7	72	72	4.2	4.2		
11	C2-C-S (Push)	Push	-37.10	-39.51	-18.00	-14.67	6.5	-54	-40.54	3.0	2.8	3.5	3.2
		Pull	31.30	34.05	13.33	14.67	8.8	54	54	4.1	3.7		
12	C3-C-S (Push)	Push	-40.75	-39.42	-22.00	-11.33	3.3	-52.75	-19.07	2.4	1.7	2.0	2.0
		Pull	21.20	15.92	14.67	10.67	24.9	23.83	23.91	1.6	2.2		

Table 6. Numerical linear maximum capacity ratio to laboratory linear Maximum capacity and related displacement

شکل ۱۶. منحنی بار-تغییر مکان حاصل از نتایج تحلیل‌های عددی یکطرفه در شرایط مختلف تیر عرضی و نتایج آزمایشگاهی

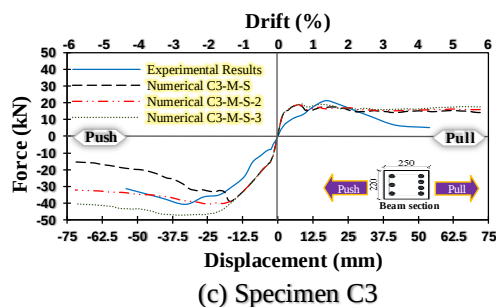
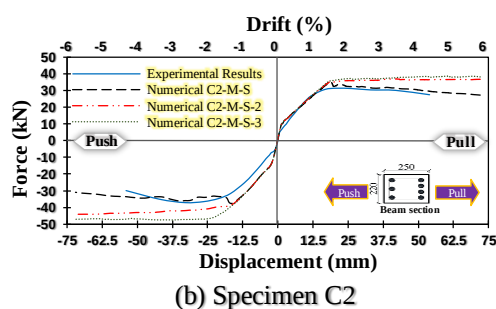
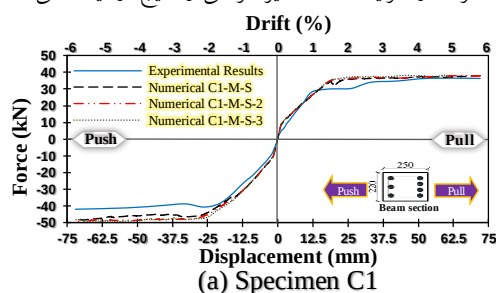


Fig. 16. Load-displacement curve of specimen with different beam conditions and laboratory results

یکطرفه می‌شود. مثلاً در نمونه C2 شکل‌پذیری مدل تحت بارگذاری یکطرفه $\frac{3}{8}$ بوده در حالی که در بارگذاری چرخه ای $\frac{3}{2}$ محاسبه شد. بنابراین کاهش 15% شکل‌پذیری را نشان می‌دهد.

۲-۲- تأثیر تیر عرضی

نتایج بار-تغییر مکان در حالت بارگذاری یکطرفه برای شرایط مختلف تیر عرضی را در شکل (۱۶) می‌توان مشاهده کرد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود مقدار بار قابل تحمل در اتصالات گوشه که اتصال تنها در دو وجه خود توسط تیر و آرماتورهای آن پوشانده شده است، در نمونه C1، C2 و C3 به ترتیب 7% ، 6% ، 2% ، 5% و 7% بیشتر از حالت بدون حضور تیر عرضی است و همچنین مقدار بار قابل تحمل به ترتیب 0% ، 6% و 2% کمتر از اتصالاتی دارد که سه وجه آنرا تیر پوشانده و از دو طرف به تیر عرضی متصل می‌شود (جدول ۷).

تأثیر حضور تیرهای عرضی بر میزان افزایش بار و جذب انرژی بیان‌کننده محصور‌کنندگی این نوع تیرها بر ناحیه مشترک با ستون است. هرچه ناحیه اتصال توسط ادوات پیرامونی محصورتر بشود،

بدون جزئیات لرزه‌ای به ترتیب ۳٪ و ۲۰٪ تاثیر افزایش بر تقویت رفتار لرزه ای آن دارد. و به عبارتی دیگر محصور کردن ناحیه اتصال از طریق خاموت‌های عرضی تاثیر افزایشی مقاومت ناشی از اثر محصورکننده حضور تیرهای عرضی را کاهش می‌دهد.

۲-۲- تاثیر مقدار زاویه اتساع

شکل ۱۷ نشان می‌دهد که پاسخ مدل به شدت وابسته به مقدار زاویه اتساع است. بار حداکثر و جابه‌جایی نظیر آن با افزایش مقدار زاویه اتساع، افزایش یافت. شکل ۱۷) همچنین نشان می‌دهد که در مقدار ۲۵ زاویه اتساع همگرایی با سایر مقادیر بیشتر می‌شود و به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌تر است. به همین علت از این مقدار برای تمامی مدل‌ها استفاده شد.

شکل ۱۷. تاثیر مقادیر مختلف زاویه اتساع بر مدل C2-M-S

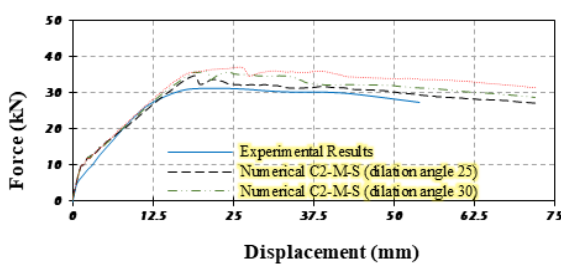


Fig. 17. The effect of dilation angle on model C2-M-S

۲- نتیجه گیری

در این پژوهش به منظور بررسی آثار لغزش آرماتورهای تیر در ناحیه اتصال و بررسی میزان اثر حضور تیرهای عرضی بر محصورشدگی اتصالات تیر- ستون سازه‌های بتن مسلح در بارگذاری‌های چرخه‌ای و مونوتونیک، ۲۴ مدل در شرایط مختلف جزئیات لرزه‌ای در نظر گرفته شد و نتایج زیر بدست آمد:

- در مدل‌سازی‌های عددی اتصالات بتن مسلح، شبیه‌سازی غیر مستقیم آثار لغزش آرماتورهای طولی تیر دارای خم و بدون خم انتهایی در ناحیه اتصال تیر به ستون موجب کاهش ۲۰٪ سختی نسبت به مدل‌های بدون در نظر گرفتن آثار لغزش آرماتورها می‌شود و همچنین با در نظر گرفتن مقادیر حداکثر مقاومت قابل تحمل، سختی مدل و شکل پذیری، به طور میانگین مدل‌های عددی با در نظر گرفتن

میزان پیش‌تیدگی تنش‌های عمود بر سطح ترک‌های ناحیه اتصال بیشتر و در نتیجه خرابی‌های رفتار فرا ارتجاعی ناحیه اتصال را به تاخیر می‌اندازد. تیر عرضی همان‌گونه که مشاهده می‌شود تاثیری بر سختی الاستیک سازه نمی‌گذارد و در اتصالات دارای جزئیات لرزه‌ای بدون تغییر سختی فقط باعث گسترش ظرفیت مفصل پلاستیک در تیر می‌شود و در اتصالات با نقص جزئیات لرزه‌ای باعث گسترش ظرفیت خمشی و برشی ناحیه اتصال می‌شود. با توجه به جدول ۵) میزان بار افزایش یافته توسط تیرهای عرضی در اتصالات C1، C2 و C3 به ترتیب برابر ۲/۸٪، ۹/۹٪ و ۱۰/۱٪ است. این مقادیر رو به افزایش بیان‌کننده این است که میزان محصورکنندگی تیرهای عرضی در هر سه نوع اتصال تاثیر یکنواختی نگذاشته است و به نسبت میزان کمبود جزئیات لرزه‌ای در ناحیه اتصال تاثیر افزایشی داشته است. مقدار محصور کنندگی اتصالات از یک طرف دارای تیر عرضی و اتصالات از دو طرف دارای تیر عرضی به ترتیب برابر ۵/۴٪ و ۹/۷٪ است.

جدول ۵. مقدار مقاومت حداکثر بار خطی عددی با شرایط مختلف تیر

عرضی و در صد اختلاف آن

No.	Specimen	Loading direction	Peak load (kN), FEA	Percentage of force difference with specimen without lateral beam (%)
19	C1-M-S-2	Push	-49.68	2.5
		Pull	38.94	2.5
20	C1-M-S-3	Push	-49.92	3
		Pull	39.13	3
21	C2-M-S-2	Push	-41.35	10
		Pull	36.00	3.5
22	C2-M-S-3	Push	-45.11	20
		Pull	36.87	6
23	C3-M-S-2	Push	-42.88	10
		Pull	19.49	4
24	C3-M-S-3	Push	-46.78	20
		Pull	19.96	6.5

Table 7. Maximum linear load with different transverse beam conditions and the percentage difference

وجود اختلاف شدت محصور کنندگی در این سه نمونه و اختلاف تصاعدی محصورکنندگی اتصالات میانی کناری و گوشه بیان‌کننده این است که محصورشدگی ناحیه اتصال از منشا تیر عرضی برای یک اتصال دارای جزئیات لرزه‌ای و

• در نمونه‌های بدون جزئیات لرزه‌ای با منشا عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال (C2)، در نظر گرفتن آثار لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال باعث کاهش ۳۵ درصدی سختی، هماهنگی ۲/۵ درصد بیشتر بار حداکثری مدل، نزدیک‌تر شدن ۳۰ درصد شکل‌پذیری و ۲۰ درصد جابه‌جایی باقی مانده در هر حلقه نسبت به مدل‌های عددی بدون در نظر گرفتن لغزش آرماتور به نتایج آزمایشگاهی می‌شود و همچنین حضور یکطرفه تیر عرضی باعث افزایش ۶/۸ درصدی مقاومت مدل و حضور دو طرفه تیرهای عرضی باعث افزایش ۱۳ درصدی مقاومت می‌شود.

• در نمونه‌های بدون جزئیات لرزه‌ای با منشا عدم امتداد آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال (C3)، در نظر گرفتن آثار لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال باعث کاهش ۴۰ درصدی سختی، نزدیک‌تر شدن ۵۰ درصد شکل‌پذیری و ۶ درصد جابه‌جایی باقی مانده در هر حلقه نسبت به مدل‌های عددی بدون در نظر گرفتن لغزش آرماتور به نتایج آزمایشگاهی می‌شود و همچنین حضور یکطرفه تیر عرضی باعث افزایش ۷ درصدی مقاومت مدل و حضور دو طرفه تیرهای عرضی باعث افزایش ۱۳ درصدی مقاومت می‌شود.

References

۴- مراجع

- Guan D., C. Jiang, Z. Guo, & H. Ge 2018 "Development and seismic behavior of precast concrete beam-to-column connections". Journal of Earthquake Engineering. 22, 2, pp 234-256.
- Kam W.Y., S. Pampanin, & K. Elwood 2011 "Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttleton) earthquake".
- Engindeniz M., L.F. Kahn, & Z. Abdul-Hamid 2005 "Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints: State of the art". ACI structural journal. 102, 2, pp 1.
- Behnam H., J. Kuang, & B. Samali 2018 "Parametric finite element analysis of RC wide beam-column connections". Computers Structures 205, 28-44.
- Feng D.-C., G. Wu, & Y. Lu 2018 "Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading". Engineering Structures. 174, 49-66.
- Faleschini F., P. Bragolusi, M.A. Zanini, P. Zampieri, & C. Pellegrino 2017 "Experimental and numerical investigation on the cyclic behavior of RC beam column joints with EAF slag concrete". Engineering Structures. 152, 335-347.
- Feng D.-C., X.-D. Ren, & J. Li 2018 "Softened damage-plasticity model for analysis of

آثار لغزش آرماتور ۳۰٪ نسبت به مدل‌های بدون شبیه سازی لغزش آرماتور به مدل‌های آزمایشگاهی نزدیکتر شد.

• نتایج بارگذاری چرخه‌ای و پوش حاصل از آن نشان می‌دهد که در نظر گرفتن لغزش آرماتورها می‌تواند منجر به مدلسازی بهتر آثار پینچینگ و لاغردگی بشود. و همچنین پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای هماهنگی کاملتری نسبت به پوش بارگذاری یکطرفه در مقایسه پارامترهای لرزه‌ای دارد. به گونه‌ای که برای اتصالات دارای ضعف لرزه‌ای عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال (C2)، با در نظر گرفتن مقدار بار حداکثری، پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای ۴۰٪ نسبت به پوش بارگذاری یکطرفه به نتایج آزمایشگاهی نزدیکتر می‌شود و مقدار شکل‌پذیری آن ۱۵٪ نسبت به پوش بارگذاری یکطرفه کاهش می‌یابد.

• نتایج عددی بدست آمده از مدل‌های دارای جزئیات لرزه‌ای و بدون جزئیات لرزه‌ای در شرایط مختلف تیر عرضی تایید کرد که هر چه ضعف لرزه‌ای اتصال بیشتر باشد محصور کردن ناحیه اتصال از قبیل حضور تیرهای عرضی در پیرامون اتصال تیر به ستون تاثیر بیشتری بر بهبودی خرابی ها و افزایش مقاومت در ناحیه پلاستیک می‌گذارد. به طوری که برای اتصالات دارای جزئیات لرزه‌ای ۳٪ و بدون جزئیات لرزه‌ای ۲۰٪ تاثیر افزایشی بر تقویت رفتار لرزه‌ای آن دارد. و همچنین تایید کرد که محصور کردن ناحیه اتصال از طریق خاموت‌های عرضی تاثیر افزایشی مقاومت ناشی از اثر محصورکننده حضور تیرهای عرضی را کاهش می‌دهد.

• در نمونه‌های با جزئیات لرزه‌ای در ناحیه اتصال (C1)، در نظر گرفتن آثار لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال باعث کاهش ۳۰ درصدی سختی، تطبیق ۲ درصد بیشتر بار حداکثری مدل، نزدیک‌تر شدن ۲۰ درصد شکل‌پذیری و ۱۲ درصد جابه‌جایی باقی مانده در هر حلقه نسبت به مدل‌های عددی بدون در نظر گرفتن لغزش آرماتور به نتایج آزمایشگاهی می‌شود و همچنین حضور یکطرفه تیر عرضی باعث افزایش ۲/۵ درصدی مقاومت مدل و حضور دو طرفه تیرهای عرضی باعث افزایش ۳ درصدی مقاومت می‌شود.

15. Mander J.B., M.J. Priestley, & R. Park 1988 "Theoretical stress-strain model for confined concrete". *Journal of structural engineering*. 114, 8, pp 1804-1826.
16. Paulay T. & M.N. Priestley 1992 "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings".
17. Lee J. & G.L. Fenves 1998 "A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams". *Earthquake engineering structural dynamics* 27, 9, pp 937-956.
18. Shafaei J., A. Hosseini, & M.S. Marefat 2014 "Seismic retrofit of external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles". *Engineering Structures*. 81, 265-288.
19. Alva G.M.S. & A.L.H. de Cresce El 2013 "Moment-rotation relationship of RC beam-column connections: Experimental tests and analytical model". *Engineering Structures*. 56, 1427-1438.
20. Monti G. & E. Spacone 2000 "Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip". *Journal of Structural Engineering*. 126, 6, pp 654-661.
21. Lowes L.N., N. Mitra, & A. Altoontash 2003 "A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames".
22. Tan K.H. & J. Yu 2014 "Numerical analysis with joint model on RC assemblages subjected to progressive collapse".
23. Feng D.-C. & J. Xu 2018 "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, pp 5425-5452.
- cracked reinforced concrete structures". *Journal of Structural Engineering*. 144, 6, pp 04018044.
8. Masood Akbary Jabaly R.R., Evaluation cyclic behavior of reinforced concrete joints by sheets of CFRP, in International Conference on Contemporary Iranian Civil, Architecture and Urban Development. 1396, Oswe University - Tehran - Shahid Beheshti University, (In Persian).
9. Akbar J., N. Ahmad, & B. Alam. 2019 "Seismic Strengthening of Deficient Reinforced Concrete Frames Using Reinforced Concrete Haunch". *ACI Structural Journal*. 116, 1, pp
10. Engindeniz M., Repair and strengthening of pre-1970 reinforced concrete corner beam-column joints using CFRP composites. 2008, Georgia Institute of Technology.
11. Yön B., E. Sayın, & O. Onat 2017 "Earthquake and Structural Damages". *Earthquakes-Tectonics, Hazard Risk Mitigation* 319-339.
12. Genikomsou A.S. & M.A. Polak 2015 "Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS". *Engineering Structures*. 98, 38-48.
13. Kmiecik P. & M. Kamiński 2011 "Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration". *Archives of civil mechanical engineering* 11, 3, pp 623-636.
14. Thorenfeldt E., (1987) "Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design" in Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete, Norway, 1987.

Parametric Non-Linear Finite Element Analysis of RC Beam-Column Joint under Monotonic and Cyclic Loading

Seyed Ahmad Nezami¹, Jalil Shafaei^{2*}

1. MSc student, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

2. Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

*jshafaei@shahroodut.ac.ir

Abstract

Beam-column connections with non-seismic detailing in buildings with moment resisting lateral load bearing systems, are the major cause of post-earthquake damage. The optimal shape and energy absorption of the moment frame structure is dependent on the design and perfect execution of the beam-column connections. In the beam-column connections, the lack of positive reinforcement of the beam in the joint area and non-extension of the column stirrup in the joint area are common defects of the joints in accordance with new regulations. In this study, finite element models with seismic and non-seismic detail were considered and validate with laboratory tests by considering sliding effect of longitudinal beam reinforcement using modified steel stress-strain curve. Then, the effect of different lateral beam conditions around the joint was considered. The results showed well that the finite element model is more consistent with the experimental results when considering the slip effects of the longitudinal beam reinforcement. Also comparing the results of the models with the different lateral beam conditions showed that confining the non-seismic joints can increase the joint strength against lateral loads.

Keywords: Beam- column joints, reinforced concrete structures, finite element modeling, monotonic loading, cyclic loading