

بررسی تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در حالت شکست و عرض مؤثر دال در قاب‌های خمشی بتن مسلح

علی خلیلی (دکتری)

فریبرز ناطقی الهی* (استاد)

مرکز تحقیقات سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۴۰۳ (دوره ۴۰، شماره ۳، صص ۱۵۳-۱۶۳، پژوهشی)

اغلب کدهای طراحی بین‌المللی، بندهائی را برای دست‌یابی به رفتار شکل‌پذیر و جلوگیری از رفتار ترد و خطرناک در قاب‌های بتن مسلح در نظر گرفته‌اند. هدف از بندهای مذکور، دست‌یابی به روش ستون قوی-تیر ضعیف در طراحی قاب‌های بتن مسلح است. بررسی شکست‌های پرتکرار در زمین‌لرزه‌های قوی دهه‌های اخیر نشان می‌دهد که حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف منجر به بروز خسارت‌های شدیدی در قاب‌های خمشی بتن مسلح شده است. این حالت شکست رایج می‌تواند به دو علت اصلی ایجاد شود؛ اول اینکه، در قسمت طراحی لرزه‌ی قاب‌های بتن مسلح برای شکل‌پذیری‌های مختلف، رابطه‌ی مابین ارتفاع تیر و عرض مقطع ستون تعریف نشده است، که این موضوع می‌تواند در نتیجه‌ی فرآیند طراحی موجب طرح تیرهای با مقاومت خمشی و سختی بیشتر نسبت به ستون شود، که نهایتاً باعث خسارت شدید به ستون‌ها و درنهایت، انهدام آن قاب‌ها طی زلزله‌های بزرگ شود. دوم اینکه، اثر بتن سقف و آرماتورهای مدفون در آن در مقاومت خمشی منفی تیرها یا به درستی تخمین زده نمی‌شود و یا در محاسبه‌ی لنگر خمشی منفی تیرها لحاظ نمی‌شود. که این امر نیز نهایتاً می‌تواند منجر به ضعف خمشی ستون‌ها نسبت به تیرها در یک اتصال شود. برای ارزیابی تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در عملکرد لرزه‌ی قاب‌های خمشی بتن مسلح، چند مدل محاسباتی در چارچوب یک مطالعه‌ی پارامتریک مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند. بدین منظور و در ابتدا، پس از راستی‌آزمایی یک مدل آزمایشگاهی با استفاده از روش اجزاء محدود و در نرم‌افزار آباکوس نسبت به توسعه‌ی مدل‌های عددی اقدام شده است. پارامترهای بررسی‌شده، شامل: ارتفاع و طول تیر طولی (تیر و بارگذاری جانبی در یک جهت) مدل، راستی‌آزمایی شده هستند. یافته‌های مطالعه‌ی عددی حاضر نشان می‌دهد که نیاز مبرمی برای در نظر گرفتن تبصره‌ی جدیدی در قسمت طرح لرزه‌ی قاب‌های بتن مسلح در خصوص محدودساختن نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون به عدد ۱/۲۵ وجود دارد.

khalili@iiees.ac.ir

nateghi@iiees.ac.ir

واژگان کلیدی: نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون، قاب‌های خمشی بتن مسلح، تحلیل اجزاء محدود، عرض مؤثر دال.

۱. مقدمه

مقاوم ستون‌ها بیشتر از تیرهایی باشد که با هم تشکیل یک اتصال رامی‌دهند؛ که از آن به عنوان روش طراحی ستون قوی-تیر ضعیف یاد می‌شود.^[۷]

بر اساس ادبیات فنی موجود، مطالعات متعددی به بررسی دلایل وقوع شکست ذکر شده در قاب‌های خمشی بتن مسلح پرداخته‌اند. ارسلان و کورماکس^۴ (۲۰۰۷)، اعلام کردند که تعریف تیرهای عمیق و ستون‌های انعطاف‌پذیر در طراحی و ساخت قاب‌های خمشی بتن مسلح در ترکیه به دلیل تعریف دهانه‌های بزرگ در طراحی معماری، باعث شده است تا در حین بارگذاری لرزه‌ی، تیرها کشسان باقی بمانند، در حالی که ستون‌ها دچار شکستگی به دلیل خردشدگی فشاری و یا شکست برشی می‌شوند.^[۱] بنابر یکی از مشاهدات مهم گزارش شده توسط دوگان^۵ (۲۰۱۳)، از دلایل عمده‌ی تجمع آسیب در ستون‌ها می‌توان به ابعاد مقطع نامناسب آن‌ها در ستون‌های مستطیل شکل و استفاده از تیرها با ارتفاع مقطع زیاد یاد کرد.^[۲] از مشاهدات اخیر می‌توان نتیجه گرفت که ابعاد هندسی تیرها و ستون‌ها ممکن است در وقوع حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف تأثیر بگذارند.

قاب‌های خمشی بتن مسلح با انواع مختلف از شکل‌پذیری، یکی از رایج‌ترین سیستم‌های سازه‌ی استفاده‌شده در ساختمان‌های چندطبقه در سراسر دنیا هستند. در عین حال، یکی از حالت‌های شکست پرتکرار در قاب‌های مذکور در زمین‌لرزه‌های قوی دهه‌های اخیر، حالت شکست^۱ «تیر قوی-ستون ضعیف» بوده است.^[۶-۱] این نوع از شکست باعث تشکیل مفصل‌های خمیری در ستون‌ها به جای تیرها می‌شود، که درنهایت ممکن است منجر به فروریزش و یا انهدام سازه شود و یا ممکن است باعث مشکل شدن تعمیرپذیری و استفاده‌ی مجدد از سازه شود. این حالت شکست به عنوان مکانیزم ستون-محور^۲ نامیده می‌شود، که بر اساس فلسفه‌ی طراحی براساس ظرفیت^۳، مکانیزمی نامطلوب است.^[۷] برای جلوگیری از فروریزش سازه به دلیل مکانیزم ستون-محور، باید جمع لنگر خمشی

*نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۰۹/۰۸، تاریخ اصلاحیه: ۱۴۰۲/۱۱/۱۶، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۱۱/۲۸.

استناد به این مقاله:

خلیلی، علی و ناطقی الهی، فریبرز، ۱۴۰۳. بررسی تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در حالت شکست و عرض مؤثر دال در قاب‌های خمشی بتن مسلح،

DOI: 10.24200/j30.2024.63024.3269. ۱۶۳-۱۵۳، صص ۴۰(۳)

^۱ Failure Mode^۲ Column-Driven Mechanism^۳ Capacity Design Philosophy^۴ Korkmaz^۵ Dogan

برای تیرها کمتر از مقادیر اندازه‌گیری شده حین آزمایش است. چرا که حین خم‌شدن تیر، دال نیز با آن خم می‌شود و آرماتورهایی از دال که تحت کشش قرار می‌گیرند، در افزایش ظرفیت خمشی منفی تیر مؤثر خواهند بود.^[۱۹] از سوی دیگر، در آئین‌نامه‌های معتبر دنیا و مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان، روابطی برای عرض مؤثر در محاسبه‌ی ظرفیت خمشی منفی تیرها، عمدتاً برای شکل‌پذیری ویژه ارائه شده است؛ لیکن، آن‌ها یا بر مبنای قضاوت مهندسی ارائه شده‌اند و یا همان مقادیر عرض مؤثر برای محاسبه‌ی ظرفیت خمشی مثبت تیرها هستند. این عدم برآورد دقیق می‌تواند موجب عدم برآورد دقیق نیروها و لنگرهای خمشی اثرکننده بر ستون شود و ضمانت اجرائی حصول فلسفه‌ی طراحی تیر ضعیف-ستون قوی حین بارگذاری زلزله را از بین ببرد و موجب بروز حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف شود، که نتیجه‌ی آن تشکیل مفاصل در ستون‌ها به جای تیرها خواهد بود.^[۷، ۸، ۱۹-۲۱] مطالعات آزمایشگاهی و عددی زیادی مؤید این نکته بوده‌اند که مقادیر عرض مؤثر ارائه‌شده توسط آئین‌نامه‌های طراحی، مانند ACI-318 و EC8 برای دست‌یابی به فلسفه‌ی طراحی ستون قوی-تیر ضعیف کفایت نمی‌کنند.^[۲۲]

شایان ذکر است که مطالعات آزمایشگاهی پیشین، دو ایراد مهم داشتند: اول اینکه، مطالعات مذکور عمدتاً بر روی نمونه‌ی اتصال‌های ایزوله صورت پذیرفته‌اند و دوم آنکه، نسبت‌های اضلاع اتصال‌های آزمایش‌شده، محدوده‌ی گسترده‌ی نداشته‌اند، تا بتوان بر آن مبنا اثر پارامترهای هندسی را در عرض مؤثر دال زمانی که به کشش می‌افتد، تبیین کرد.^[۲۸] ایزوله‌بودن و ناپیوستگی اتصال‌ها باعث می‌شود تا توزیع کرنش و نحوه‌ی شکل‌گیری ترک‌ها در دال دستخوش تغییر شود و نتایج به‌دست‌آمده برای محاسبه‌ی عرض مؤثر را نامطمئن سازد.^[۲۸] با عنایت به موارد ذکرشده و در جهت تبیین اثر نسبت‌های هندسی اضلاع اتصال در عملکرد لرزه‌ی قاب‌های خمشی بتن مسلح و همچنین برآورد عرض مؤثر دال در لنگرهای خمشی منفی، که نقش تعیین‌کننده‌ی در ارضاء نسبت مجموع لنگرهای خمشی ستون به مجموع لنگرهای خمشی تیر در یک گره‌ی اتصالی و در فرآیند طراحی این قبیل از سازه‌ها دارد، اثر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در رفتار لرزه‌ی و میزان مشارکت دال در لنگر خمشی منفی تیرها در قاب‌های خمشی بتن مسلح، در نوشتار حاضر مورد تدقیق قرار گرفته است. از این رو، جهت بررسی حالت شکست و عملکرد لرزه‌ی اتصال‌های گوشه‌ی قاب‌های خمشی بتن مسلح با در نظر گرفتن پیوستگی آن‌ها (وجود دال) و با تأکید بر روی نسبت ارتفاع مقطع تیر به عرض مقطع ستون، یک مجموعه از مدل‌های محاسباتی^۳ با استفاده از روش اجزاء محدود بر روی مدل آزمایشگاهی ارائه‌شده توسط نینگ^۴ و همکاران (۲۰۱۴)،^[۲۹] توسعه داده شد. پس از تشریح روش مدل‌سازی قاب‌های خمشی بتن مسلح سه‌بعدی در نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس، به راستی‌آزمایی رفتار مدل عددی ارائه‌شده از طریق مقایسه‌ی نتایج حاصل از آن با نتایج حاصل از آزمایش نینگ و همکاران،^[۲۹] پرداخته شده است. مطالعه‌ی پارامتریک بر روی طول تیر طولی (تیر و بارگذاری جانبی در یک جهت)، ارتفاع اصلی تیر طولی و عرض مقطع ستون با تهیه‌ی ۱۸ عدد قاب خمشی بتن مسلح در نرم‌افزار آباکوس صورت پذیرفته است. در نهایت، جهت بررسی کفایت

در سال ۲۰۱۷، در منطقه‌ی سرپل ذهاب از استان کرمانشاه در کشور ایران، زلزله‌ی بزرگی به وقوع پیوست و موجب وارد آمدن آسیب‌های اساسی به انواع سازه‌های موجود در منطقه شد. براساس مشاهده‌های گزارش‌شده، یکی از پرتکرارترین حالت‌های شکست، حالت تیر قوی-ستون ضعیف بوده است.^[۱۰]

سازه‌هایی که به‌دلیل حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف در زمین‌لرزه‌ی سرپل ذهاب، دچار خرابی جزئی از ناحیه‌ی ستون یا فروریزش شدند، عموماً براساس مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ایران (INBR)^۱ (ویرایش ۱۳۹۲) و یا نسخه‌های قدیمی‌تر آن طراحی و ساخته شده بودند. براساس ویرایش اخیر از آئین‌نامه INBR، برای طراحی لرزه‌ی قاب‌های خمشی بتن مسلح، سه سطح شکل‌پذیری در نظر گرفته شده است، که شامل: شکل‌پذیری عادی، متوسط، و ویژه است.^[۱۱] متأسفانه عملاً بسیاری از طراحان به دلیل پیچیدگی مقررات مربوط به شکل‌پذیری ویژه، طراحی قاب‌های خمشی بتن مسلح ساختمانی را عمدتاً با در نظر گرفتن ضوابط شکل‌پذیری متوسط انجام داده‌اند.^[۹] همچنین، آئین‌نامه‌ی مذکور هیچ الزامی را برای رعایت روش طراحی ستون قوی-تیر ضعیف در قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری عادی و متوسط در نظر نگرفته است. از سوی دیگر، طراحان اغلب برای کاهش جابجایی نسبی طبقات^۲ به مقادیر مجاز آئین‌نامه‌ی، ارتفاع مقطع تیرها را افزایش می‌دهند. همچنین، طراحان ممکن است به دلایل معماری، دهانه‌های بلند با ستون‌های مستطیل‌شکل را در نظر بگیرند، که منجر به افزایش ارتفاع مقطع تیرها می‌شود. این روش طراحی، در حالی که می‌تواند استحکام و ظرفیت خمشی تیرها را بهبود بخشد، ممکن است در زمان رخدادن زلزله‌های بزرگ، مانند سرپل ذهاب، منجر به تجمع خسارت در دو انتهای ستون‌ها شود. این تذکر لازم است که مقررات فعلی طراحی لرزه‌ی برای سازه‌های بتن مسلح، مانند مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ایران،^[۱۱] آئین‌نامه‌ی بتن آمریکا ACI-318،^[۱۲] و آئین‌نامه‌ی بتن اروپا EC8،^[۱۳] هیچ مقرراتی را برای محدود ساختن نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در طراحی لرزه‌ی قاب‌های بتن مسلح در نظر نمی‌گیرند. از سوی دیگر، نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی و عددی بر روی تأثیر پارامترهای مختلف در دست‌یابی به روش طراحی ستون قوی-تیر ضعیف حاکی از آن است که ضوابط پیشنهادی توسط آئین‌نامه‌های اشاره‌شده در خصوص نسبت مجموع لنگر خمشی مقاوم ستون‌ها به تیرها در یک اتصال، در جلوگیری از تشکیل مفاصل در ستون‌ها کارآمد نیستند و نیاز به بازبینی و ارتقاء دارند.^[۱۴-۱۸]

با عنایت به موارد پیش‌گفته، می‌توان این‌گونه استنباط کرد که جهت دسترسی به فلسفه‌ی طراحی ستون قوی-تیر ضعیف علاوه بر ضوابط موجود، که نیاز به بازبینی و ارتقاء دارند، باید یک ضابطه‌ی جدید در محدودیت‌های هندسی طرح لرزه‌ی قاب‌های خمشی بتن مسلح در نظر گرفته شود. محدود ساختن نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون می‌تواند یکی از ضوابط مورد نیاز جهت احتراز از حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف و جلوگیری از تجمع خرابی بر روی ستون‌ها در زمان بارگذاری لرزه‌ی باشد.

نتایج آزمایش‌های بی‌شماری مؤید این نکته است که در سازه‌های بتن مسلح، که دال هم‌زمان با تیر بتن‌ریزی می‌شود، ظرفیت خمشی منفی محاسبه‌شده

^۳ Computational Models

^۴ Ning

^۱ 9th Section of Iran's National Building Regulations

^۲ Floor relative displacement (Drift)

۲.۲. روش شاسی مدل‌سازی عددی

برای توسعه‌ی مدل‌های عددی، در ابتدا نیاز به راستی‌آزمایی مدل‌سازی نرم‌افزار آباکوس است. در همین راستا و به‌منظور بررسی قابلیت‌های عملکردی نرم‌افزار مذکور، نمونه‌ی اتصال شاهد مطالعه‌ی آزمایشگاهی نینگ و همکاران،^[۲۹] در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و نتایج حاصل از آن بررسی شده است. برای مدل‌سازی مصالح بتن در نرم‌افزار آباکوس از مدل رفتاری بتن آسیب‌دیده‌ی خمیری (CDP) استفاده می‌شود. در این گزینه امکان وارد کردن نقاط مختلف منحنی تنش- کرنش بتن در کشش و فشار وجود دارد. برای مدل‌سازی بتن از المان مکعبی هشت‌گره‌ی solid استفاده شده است. هر گره در المان مذکور، ۳ درجه‌ی آزادی انتقالی دارد. برای بخش بتنی مدل اجزاء محدود، از دو اندازه‌ی مش مختلف استفاده شده است. ضخامت دال با استفاده از ۵ المان مکعبی تقسیم‌بندی شد، که هر کدام به حجم ۵۰×۵۰×۱۰ میلی‌متر مکعب بودند، که ۱۰ میلی‌متر آن، نشان‌دهنده‌ی ضخامت هر المان است. اندازه‌ی المان برای سایر قسمت‌های باقی‌مانده در مدل، ۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. تا حد امکان شرایط مرزی و تکیه‌گاهی مطابق با شرایط آزمایشگاهی مدل‌سازی شدند. در شکل ۳، نحوه‌ی مدل‌سازی و شرایط تکیه‌گاهی در نرم‌افزار آباکوس مشاهده می‌شود.

در پژوهش حاضر، دو نوع مصالح بتن و فولاد استفاده شده است. برای تعریف مشخصات کشسانی^۲ مصالح از مواد ایزوتروپیک^۳، که مدول کشسانی آن‌ها در تمام جهت‌ها یکسان است، استفاده شده است.

۳.۲. مواد

۱.۳.۲ بتن

در نرم‌افزار آباکوس، دو مکانیزم برای انهدام بتن پیش‌بینی شده است. مکانیزم اول، ترک‌خوردگی تحت کشش و مکانیزم دوم، خردشدگی تحت فشار است. منحنی‌های تنش- کرنش بتن معمولی به این شرح و با پارامترهای اشاره‌شده تعریف می‌شوند:^[۳۰]

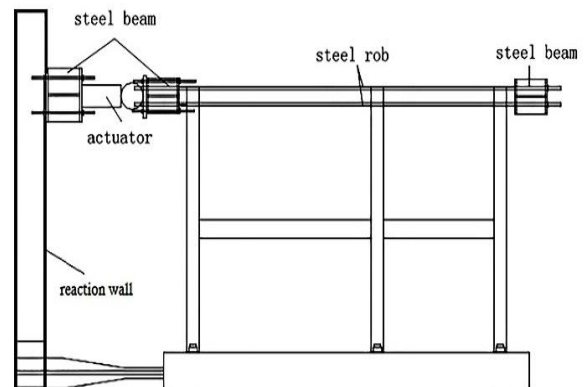
منحنی تنش- کرنش بتن، تحت کشش از یک رابطه‌ی خطی تا رسیدن به تنش σ_p (مقاومت کششی نهایی) پیروی می‌کند. از این نقطه به بعد با شروع ترک‌خوردگی‌ها در بتن، شاخه‌ی نرم‌شونده‌ی منحنی آغاز می‌شود، که با

مقادیر عرض مؤثر دال ارائه‌شده توسط آیین‌نامه‌های ACI-۳۱۸ و EC۸، مقادیر به‌دست‌آمده از آیین‌نامه‌های مذکور با مقادیر حاصل از تحلیل‌های اجزاء محدود مقایسه شده‌اند.

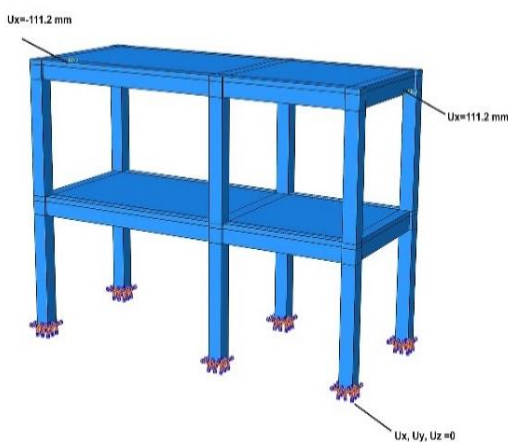
۲. مدل‌سازی عددی

۱.۲. مدل آزمایشگاهی

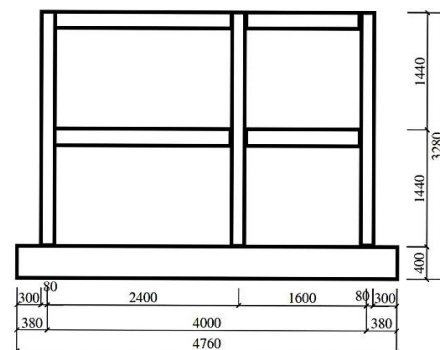
نینگ و همکاران (۲۰۱۴)،^[۲۹] جهت بررسی اثر دال در رفتار قاب‌های قاب‌های خمشی بتن مسلح، یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی ترتیب دادند؛ که در آن، دو قاب سه‌بُعدی دو طبقه، که ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری آن‌ها در شکل ۱ و همچنین set up آزمایش در شکل ۲ مشاهده می‌شود، طراحی و ساخته شدند و تحت بارگذاری رفت و برگشتی استاتیکی، آزمایش شدند. قاب RC-۱ به عنوان نمونه‌ی شاهد و بدون دال و قاب RC-۲ به همراه دال با ضخامت ۵۰ میلی‌متر دارای تیرهای با ابعاد ۲۰۰×۱۰۰ میلی‌متر مربع و ستون‌های با ابعاد ۱۶۰×۱۶۰ میلی‌متر مربع در آزمایشگاه ساخته شدند و رفتار آن‌ها بررسی شد. در شکل ۱، جزئیات هندسی قاب RC-۲ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، دو عملگر بارهای چرخه‌ی استاتیکی را به بالای قاب مذکور اعمال می‌کنند. بارگذاری جانبی به‌صورت کنترل جابجایی با سه چرخه با شدت برابر به نمونه اعمال شده است. میزان تغییرمکان اعمالی به نمونه به ترتیب در حین بارگذاری افزایش یافته‌اند.



شکل ۱. نمای جانبی از مدل آزمایشگاهی قاب RC-۲.^[۲۹]



شکل ۳. مدل اجزاء محدود قاب RC-۲،



شکل ۲. Set up آزمایش.^[۲۹]

^۲ Elasticity

^۳ Isotropic

^۱ Concrete Damaged Plasticity

نشان‌دهنده‌ی مدول کشسانی بتن قبل از تحمل خسارت‌هاست.^[۳۰] نام مدل اشاره‌شده، بتن آسیب‌دیده‌ی خمیری است، که توسط لی^۳ و همکارش (۱۹۹۸)،^[۳۱] ارائه و در مطالعات عددی زیادی استفاده شده است؛ و در پیش‌بینی رفتار اجزاء بتن مسلح نتایج قابل قبولی نشان داده است.^[۳۱-۳۵]

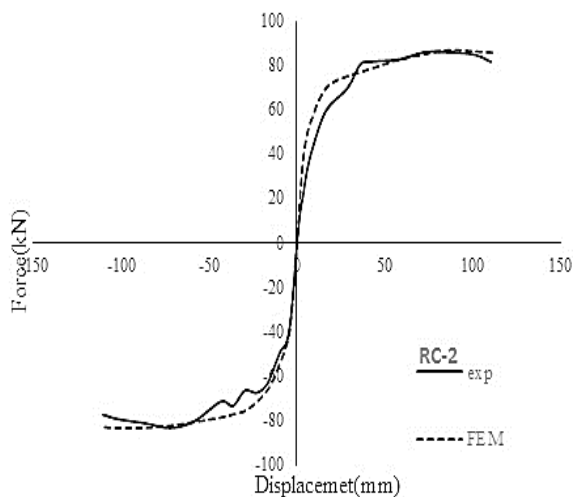
۲.۳.۲. فولاد

برای تعریف رفتار فولاد از یک مدل سه خطی ارتجاعی-خمیری^۴ استفاده شده است، که مؤلفه‌های ناحیه‌ی ارتجاعی آن شامل مدول کشسانی (E_s) و ضریب پواسون ν پارامترهای کشسان فولاد هستند. در مطالعه‌ی حاضر، ضریب پواسون برابر ۰/۳ در نظر گرفته شده و E_s براساس داده‌های ارائه‌شده در نوشتار بهنام و همکاران (۲۰۱۸)،^[۳۴] تعریف شده است. آرماتورهای استفاده‌شده در ساخت ستون‌های قاب RC-۲ شامل آرماتورهایی با قطر ۱۰ میلی‌متر با مقاومت تسلیم^۵ ۳۸۴ مگاپاسکال هستند. همچنین آرماتورهای استفاده‌شده در تیر با قطر ۸ میلی‌متر و مقاومت تسلیمی ۳۰۴ مگاپاسکال بوده‌اند. آرماتورهای طولی دال و خاموت‌های استفاده‌شده در ساخت نمونه‌ی مذکور به ترتیب با قطر ۶ میلی‌متر و مقاومت تسلیم ۲۹۴ مگاپاسکال بودند.

۳. راستی آزمایی مدل عددی

۱.۳. منحنی بار تغییرمکان

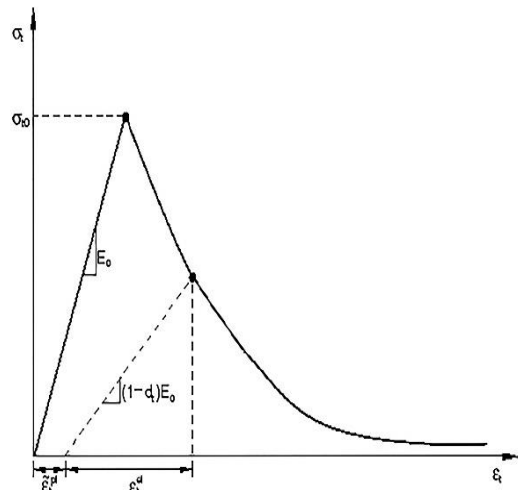
در شکل ۶، مقایسه‌ی بین پاسخ بار-جابجایی به‌دست‌آمده از آزمایش و پیش‌بینی مدل اجزاء محدود مشاهده می‌شود. پاسخ پیش‌بینی‌شده توسط تحلیل اجزاء محدود با نتایج آزمایشی همخوانی قابل توجهی داشته است. در جدول ۱، مقایسه‌ی بین متوسط بیشینه‌ی ظرفیت باربری جانبی و متوسط جابجایی متناظر به‌دست‌آمده از آزمایش و مدل اجزاء محدود انجام شده است؛ که مطابق آن، خطای پیش‌بینی نرم‌افزار به اعداد ۱/۴۶ و ۷/۶۴ محدود شده است، که نشانگر عملکرد قوی نرم‌افزار در پیش‌بینی رفتار مدل آزمایشگاهی است.



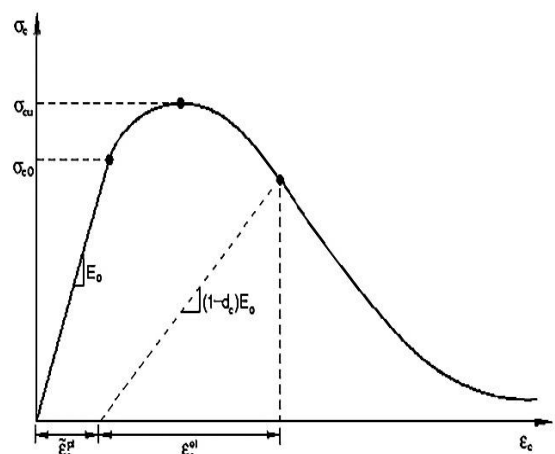
شکل ۶. مقایسه‌ی منحنی نیرو- تغییرمکان به‌دست‌آمده از تحلیل اجزاء محدود و آزمایش.

موضعی‌شدن تنش‌ها و افزایش عرض ترک در یک صفحه همراه است (شکل ۴).^[۳۰]

همان‌طور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود، منحنی تنش- کرنش بتن تحت فشار از یک رابطه‌ی خطی تا رسیدن به تنش σ_{c0} (تسلیم اولیه)^۱ به‌صورت خطی حرکت می‌کند. سپس مرحله‌ی غیرخطی و افزایش منحنی شروع می‌شود و تا نقطه‌ی مربوط به تنش σ_{cu} (تنش نهایی)^۲ ادامه می‌یابد، که همان نقطه‌ی مقاومت فشاری بتن است. از این نقطه به بعد، شاخه‌ی نرم‌شونده‌ی منحنی آغاز و بتن تحت فشار، خرد می‌شود.^[۳۰] پارامترهای d_c و d_t پارامترهای هستند که کاهش سختی بتن را در اثر باربرداری در شاخه‌ی نرم‌شونده نشان می‌دهند، که در اثر ترک‌خوردگی و یا انهدام بخشی از بتن اتفاق می‌افتد. در هنگام باربرداری، نمونه‌های بتنی، که در شکل‌های ۴ و ۵ با خط‌چین نشان داده شده‌اند، کاهش در سختی (مدول کشسانی) بتن رخ می‌دهد. دو پارامتر d_c و d_t ، مقادیری بین ۰ و ۱ دارند؛ که ۰ نشان‌دهنده‌ی بتن بدون خسارت و ۱ بیانگر از دست‌رفتن تمام مقاومت بتن است. E نیز



شکل ۴. منحنی تنش- کرنش بتن معمولی تحت کشش.^[۳۰]



شکل ۵. منحنی تنش- کرنش بتن معمولی تحت فشار.^[۳۰]

^۴ Trilinear Elasto Plastic Model

^۵ Yield Strength

^۱ Initial Yield Stress

^۲ Ultimate Stress

^۳ Lee

جدول ۱. مقایسه‌ی نتایج مدل اجزاء محدود و آزمایشگاهی.

مدل	متوسط بیشینه‌ی ظرفیت باربری جانبی (kN)	متوسط جابجائی جانبی متناظر با بیشینه‌ی ظرفیت باربری جانبی (kN)
آزمایشگاهی	۸۴/۲۵	۸۰
اجزاء محدود	۸۵/۴۶	۸۶/۱۱
خطا (%)	۱/۴۶	۷/۶۴

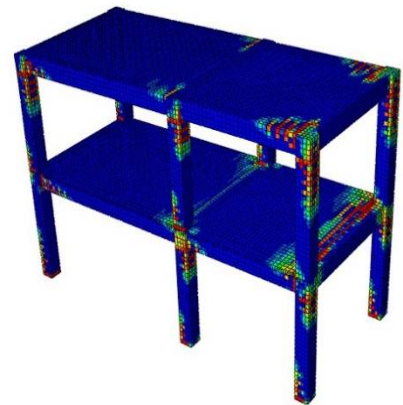
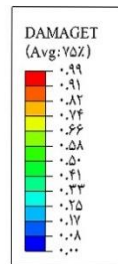
جدول ۲. مقایسه‌ی مقادیر لنگر خمشی ستون‌های حاصل از

مدل‌سازی عددی و آزمایش.

مدل	ستون گوشه‌ی دهانه‌ی بزرگ‌تر (کیلو نیوتن-متر)	ستون میانی (کیلو نیوتن-متر)	ستون گوشه‌ی دهانه‌ی کوچک‌تر (کیلو نیوتن-متر)
آزمایشگاهی	۸/۷۴	۱۳/۳۴	۹/۴۷
تحلیل اجزاء محدود	۹/۱	۱۳/۵۹	۹/۰۵
خطا مطلق (%)	۴/۱۱	۱/۸۷	۴/۴۳

میانگین ۳٪/۴۷ بوده است، که نشانگر همبستگی قوی بین مقادیر اجزاء محدود و آزمایشگاهی است.

با عنایت به موارد اخیر می‌توان نتیجه گرفت که مدل عددی عملکرد خوبی برای پیش‌بینی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی بتن مسلح نشان داده و همبستگی بین نتایج عددی و آزمایشی مشاهده شده است. لذا، از مدل عددی مذکور برای توسعه‌ی مدل‌سازی‌ها در قسمت بعد استفاده شده است.



شکل ۷. وضعیت قاب RC-۲ از نظر تشکیل مفاصل خمیری در آخرین مرحله از بارگذاری جانبی.

۴. مطالعه‌ی پارامتریک

هدف مطالعه‌ی حاضر، با در نظر گرفتن پیوستگی قاب و حضور دال، بررسی تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در رفتار لرزه‌ی قاب‌های خمشی بتن مسلح است. علاوه بر این، مطالعه‌ی حاضر، تأثیر پارامترهای مذکور و همچنین ویژگی‌های هندسی، مانند: ارتفاع و طول تیر طولی در عرض مؤثر دال در قاب‌های خمشی بتن مسلح را در زمانی که دال در کشش است، بررسی کرده است. برای ایجاد مدل‌های المان محدود با طول‌های دهانه‌های مختلف، موقعیت مکانی قاب میانی در RC-۲ تغییر یافت. با انجام این کار، طول تیرهای طولی به ۰/۸، ۱/۲، ۲، ۲/۸، و ۳/۲ متر تغییر پیدا کرد و مدل‌های جدیدی پدید آمدند. ارتفاع تیرهای مدل‌های مذکور بین ۱۶۰ تا ۲۸۰ میلی‌متر متغیر بوده است. در مجموع، ۱۸ قاب خمشی بتن مسلح مدل‌سازی و تحلیل شدند؛ که ویژگی‌های هندسی آن‌ها در جدول ۳ ارائه شده است. بازه‌ی تغییر ویژگی‌های هندسی با بندهای آئین‌نامه‌ی مربوط به نسبت ابعاد دال دوطرفه، نسبت طول تیر طولی به عمق تیر، و نسبت سختی خمشی تیر به دال (α) مطابقت داده شده است. قابل توجه است که سایر ملاحظات طراحی مربوط به درصد‌های آرماتورهای طولی و عرضی تیر، ستون، و صفحه با مقررات بحث نهم از مقررات ملی ساختمان مطابقت داده شده‌اند. طول و ارتفاع تیر عرضی، عرض مقطع ستون، نسبت آرماتور طولی و عرضی در تیر و ستون، ضخامت دال و عرض جان تیر طولی و عرضی ثابت هستند. مشخصات مواد بتن و فولاد همانند مدل راستی‌آزمایی شده‌اند. برای اطمینان از اینکه تحلیل‌ها در بازه‌ی مناسب جابجایی جانبی انجام شده است، تغییر مکان نسبی طبقه برابر با ۴/۲٪ به تمامی نمونه‌ها اعمال شده است.

۲.۳. حالت شکست و توالی تسلیم آرماتورها

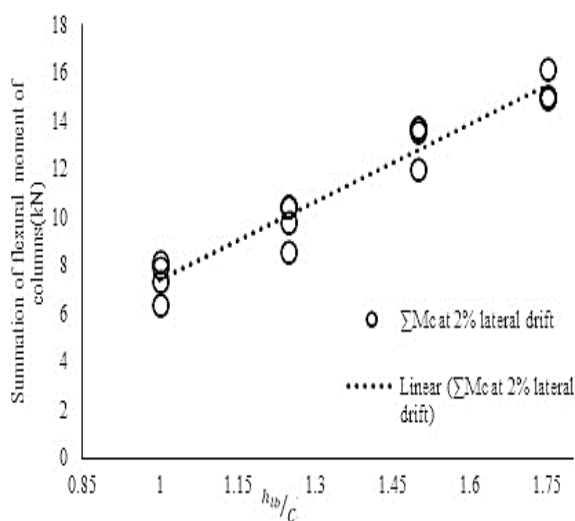
نتایج شبیه‌سازی عددی نشان می‌دهد با اینکه مفاصل خمیری در مرحله‌ی بارگذاری اولیه در تیرها شکل گرفته‌اند، اما در نهایت مدل RC-۲ به دلیل ش کل‌گیری مفصل در ستون‌ها، حالت شکست تیر قوی- ستون ضعیف را تجربه کرده است (شکل ۷). براساس مشاهده‌های عددی، چشمه‌ی اتصال ستون میانی طبقه‌ی اول، آسیب شدیدی مانند نتایج آزمایشگاهی تجربه کرده است. براساس نتایج آزمایشگاهی، آرماتورهای طولی تیر عرضی در تغییر مکان جانبی قاب برابر با ۳٪ به تسلیم رسیده‌اند. از سوی دیگر، براساس پیش‌بینی مدل اجزاء محدود، هنگامی که دال در کشش بوده است، آرماتورهای طولی تارهای فوقانی و تحتانی تیر عرضی (که در سمت داخلی تیر قرار دارند)، به ترتیب در تغییر مکان جانبی طبقه برابر با ۲/۴ و ۳/۶ درصد به تسلیم رسیده‌اند. می‌توان نتیجه گرفت نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل اجزاء محدود تطابق قابل قبولی با نتایج حاصل از آزمایش داشته‌اند.^[۲۹]

۳.۳. مقادیر لنگر پای ستون‌ها

مقادیر لنگر خمشی ستون‌های گوشه و میانی در طبقه‌ی اول براساس اندازه‌گیری‌های کرنش آرماتورهای طولی ستون‌ها در تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برابر با ۲٪ محاسبه و گزارش شده است. در جدول ۲، مقادیر مذکور با نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود مرتبط مقایسه شده است. خطای مطلق

جدول ۳. جزئیات مدل‌های اجزاء محدود.

نام مدل	h_{lb} (mm)	C (mm)	H_{lb} (mm)	L_{lb} (mm)	h_s (mm)	l_{lb} (mm)	h_{lb}/C	a_f	l_{lb}/h_{lb}	l_{lb}/l_{lb}
قاب‌های خمشی ۱ الی ۱۸	۱۶۰	۱۶۰	۲۰۰	۱۶۰۰	۵۰	۸۰۰	۱	۴/۰۹	۰/۵	۵
						۱۲۰۰			۰/۷۵	۷/۵
						۲۰۰۰			۱/۲۵	۱۲/۵
						۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۷/۵
						۳۲۰۰			۲	۲۰
	۲۰۰	۱۶۰	۲۰۰	۱۶۰۰	۵۰	۸۰۰	۱/۲۵	۸	۰/۵	۴
						۱۲۰۰			۰/۷۵	۶
						۲۰۰۰			۱/۲۵	۱۰
						۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۴
						۳۲۰۰			۲	۱۶
۲۴۰	۱۶۰	۲۰۰	۱۶۰۰	۵۰	۱۲۰۰	۱/۵	۱۳/۸۲	۰/۷۵	۵	
					۲۰۰۰			۱/۲۵	۸/۳۳	
					۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۱/۶۶	
					۳۲۰۰			۲	۱۳/۳۳	
۲۸۰	۱۶۰	۲۰۰	۱۶۰۰	۵۰	۱۲۰۰	۱/۷۵	۲۱/۹۵	۰/۷۵	۴/۲۸	
					۲۰۰۰			۱/۲۵	۷/۱۴	
					۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۰	
					۳۲۰۰			۲	۱۱/۴۲	



شکل ۸. روند تغییرات جمع لنگر خمشی دو ستون در یک گرهی اتصالی نسبت به ابعاد چشمه‌ی اتصال.

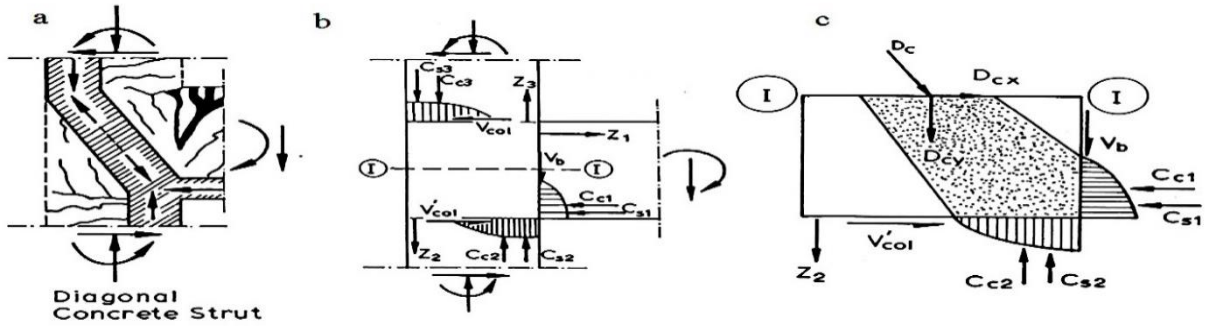
باعث به‌وجود آمدن نیروی فشاری ($Cc2 + Cs2$) و همچنین نیروی کششی (Z_2) بزرگ‌تر بر روی محل اتصال ستون و چشمه‌ی اتصال شده است، که

همانند مدل راستی‌آزمایی شده‌اند. برای اطمینان از اینکه تحلیل‌ها در بازه‌ی مناسب جابجایی جانبی انجام شده است، تغییرمکان نسبی طبقه برابر با ۴/۲٪ به تمامی نمونه‌ها اعمال شده است.

۱.۴ اثر نسبت h_{lb}/C در نوع شکست اتصال

بر اساس مشاهده‌های تحلیل اجزاء محدود، مقدار نسبت h_{lb}/C بر روی حالت شکست هر اتصال گوشه اثرگذار بوده است. در شکل ۸، رابطه‌ی بین h_{lb}/C و جمع لنگر خمشی (ΣM_c) ستون‌هایی که در اتصال گوشه به یکدیگر متصل بوده‌اند، مشاهده می‌شود. مقادیر ΣM_c برای تغییرمکان نسبی طبقه‌ی معادل، ۲٪ محاسبه شده است. نتایج نمودار اخیر نشان می‌دهد که با افزایش نسبت h_{lb}/C از ۱ به ۱/۷۵، مقادیر میانگین ΣM_c در تغییرمکان نسبی طبقه برابر با ۲٪ به میزان ۱۰۰/۴٪ افزایش یافته است. می‌توان این‌گونه استدلال کرد که وقتی نسبت ابعاد اتصال (h_{lb}/C) افزایش می‌یابد، پایه‌ی فشاری قطری به‌وجود آمده‌ی چشمه‌ی اتصال، که بخشی از مکانیزم مقاومتی چشمه‌ی اتصال است، دچار شیب تندتری می‌شود، که نهایتاً منجر به بزرگ‌تر شدن مؤلفه‌ی قائم (D_{cy}) پایه‌ی فشاری مورب مذکور خواهد شد.

همان‌طور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، به‌دلیل برقراری تعادل بین نیروی‌های اعمالی به چشمه‌ی اتصال در راستای قائم، مؤلفه‌ی عمودی بزرگ‌تر



شکل ۹. (الف) پایه‌ی فشاری قطری بتنی، (ب) نیروهای داخلی اطراف اتصال گوشه، (ج) نیروهای اثرکننده در هسته‌ی بتنی اتصال در مقطع ۱-۱.

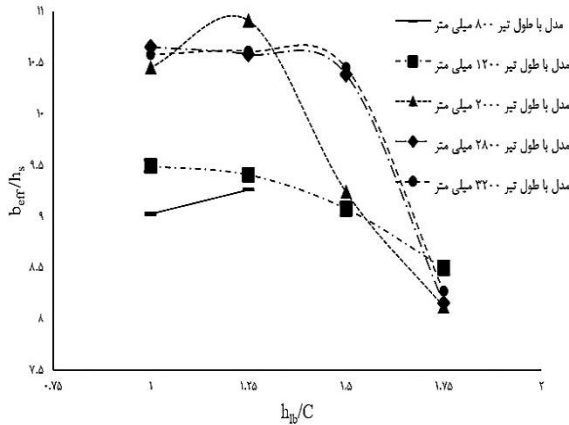
جدول ۴. حالت شکست مدل‌های اجزاء محدود.

نام مدل	h_{lb} (mm)	C (mm)	l_{lb} (mm)	h_{lb} / C	ΣM_c (%), (کیلو نیوتن-متر) به‌دست آمده از تحلیل اجزاء محدود	مقادیر $\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_b}$ به‌دست آمده از مدل‌های اجزاء محدود	مقادیر $\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_b}$ به‌دست آمده از طراحی نمونه‌ها براساس مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲	حالت شکست
BT	۱۶۰	۱۶۰	۸۰۰	۱	۷/۶	۱/۲۴	۲/۱	تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برابر با ۰.۲/ اندازه‌گیری شده حین تحلیل اجزاء محدود ارائه شده است. همچنین مقادیر نسبت مجموع لنگر خمشی مقاوم اسمی ستون‌ها بر مجموع لنگر خمشی مقاوم اسمی تیرها در هر گره‌ی اتصالی به‌دست آمده در فرآیند طراحی، مطابق با آئین‌نامه‌ی مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ویرایش سال ۱۳۹۲، برای تعداد زیادی از اتصال‌های جدول مذکور است؛ که مطابق آن، جمع مقادیر لنگر خمشی ستون در هر اتصال گوشه در
			۱۲۰۰		۷/۸۹	۲/۱۵		
			۲۰۰۰		۸/۲	۲/۱۵		
			۲۸۰۰		۶/۳۸	۲/۱۸		
			۳۲۰۰		۷/۳۵	۲/۲		
قاب‌های خمشی ۱ الی ۱۸	۱۶۰	۱۶۰	۸۰۰	۱/۲۵	۱۱	۱	۱/۷۱	
			۱۲۰۰		۱۰/۸۳	۰/۹۵	۱/۶۵	
			۲۰۰۰		۱۱/۳	۰/۹	۱/۷۳	
			۲۸۰۰		۱۰/۸۳	۰/۹۸	۱/۸۲	
			۳۲۰۰		۸/۵۶	۰/۹۲	۱/۸۵	
			۱۲۰۰	۱/۵	۱۴/۸۲	۰/۹۱	۱/۲	
			۲۰۰۰		۱۳/۲۵	۰/۸۳	۱/۲	
			۲۸۰۰		۱۴/۸۲	۰/۹۵	۱/۲۲	
			۳۲۰۰		۱۵/۹۶	۰/۹۵	۱/۲۵	
			۱۲۰۰		۱/۷۵	۱۶/۲	۱	۱
۲۰۰۰	۱۴/۹۲	۰/۸۵	۱					
۲۸۰۰	۱۵	۰/۹	۱					
۳۲۰۰	۱۵/۶	۰/۹۱	۱					

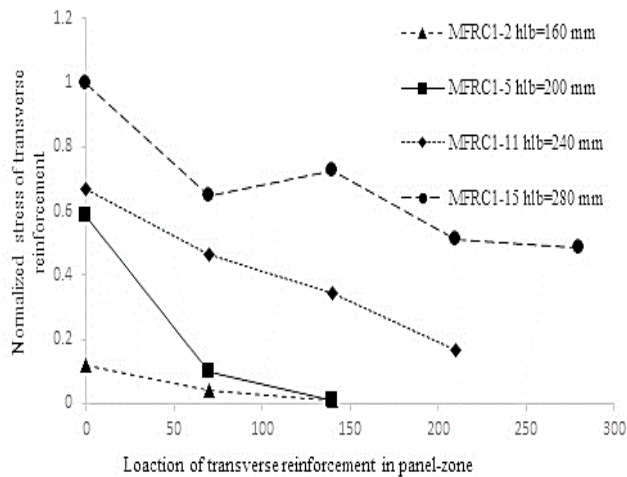
تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برابر با ۰.۲/ اندازه‌گیری شده حین تحلیل اجزاء محدود ارائه شده است. همچنین مقادیر نسبت مجموع لنگر خمشی مقاوم اسمی ستون‌ها بر مجموع لنگر خمشی مقاوم اسمی تیرها در هر گره‌ی اتصالی به‌دست آمده در فرآیند طراحی، مطابق با آئین‌نامه‌ی مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ویرایش سال ۱۳۹۲، برای تعداد زیادی از اتصال‌های جدول مذکور

در نهایت منجر به افزایش تقاضای خمشی ستون و نیز تشکیل مفاصل بر روی ستون قبل از تشکیل بر روی تیرها شده و روش طراحی تیر ضعیف-ستون قوی را عملاً دچار نقصان کرده است.

حالت شکست هر اتصال گوشه با توجه به توالی وقوع در جدول ۴ ارائه شده است؛ که مطابق آن، جمع مقادیر لنگر خمشی ستون در هر اتصال گوشه در



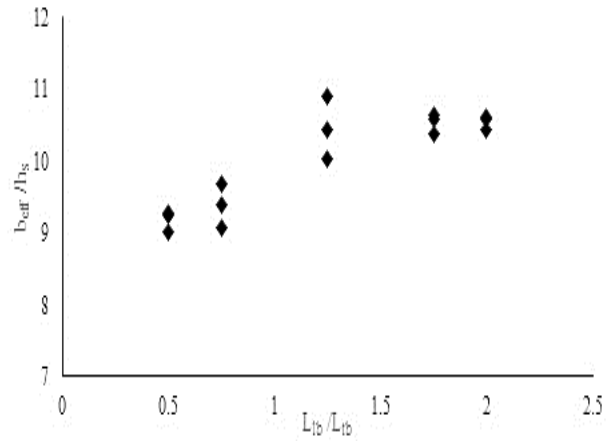
شکل ۱۱. روند تغییرات عرض مؤثر نرمال‌شده دال در برابر نسبت ابعاد چشمه‌ی اتصال، (هر منحنی نشانگر یک دسته از مدل‌های اجزاء محدود با ارتفاع تیر طولی ثابت است).



شکل ۱۲. اثر تغییر نسبت اضلاع چشمه‌ی اتصال در تنش تنگ‌های داخل هسته‌ی اتصال در ارتفاع اتصال.

مقدار عرض مؤثر دال ندارد. با این حال، برای مدل‌هایی با نسبت (h_{fb}/C) برابر یا بزرگ‌تر از $1/5$ ، روند تغییرات عرض مؤثر دال متفاوت است و مقدار متوسط عرض مؤثر نرمال‌شده دال برای مدل‌هایی با ارتفاع تیر ۲۸۰ میلی‌متر، ۹ تا $33/4$ درصد کمتر از سایر مدل‌هاست. علاوه بر این، نتایج تحلیل اجزاء محدود نشان می‌دهد که ترک‌های بیشتری در منطقه‌ی چشمه‌ی اتصال رخ داده است و تقویت‌کننده‌های عرضی اتصال‌ها در مدل‌هایی با نسبت (h_{fb}/C) برابر $1/5$ یا بیشتر، دچار جاری‌شدگی شده‌اند.

در شکل ۱۲، نمونه‌هایی از روند تغییر تنش کششی خاموت‌های عرضی در ارتفاع چشمه‌ی اتصال در مدل‌های با ارتفاع تیرهای مختلف مشاهده می‌شود. تقاضای نیروی برشی افقی در چشمه‌ی اتصال با در نظر گرفتن عرض مؤثر تیر محاسبه شده است؛ که برای قاب‌های خمشی شماره‌ی ۱، ۷، ۱۱، و ۱۵، به ترتیب برابر با $67/36$ ، $65/39$ ، $63/96$ ، و $60/76$ کیلو نیوتن بوده است. این مقادیر کمتر از مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال براساس مقررات آیین‌نامه‌ی



شکل ۱۰. روند تغییرات عرض مؤثر دال نرمال‌شده در برابر ابعاد چشمه‌ی دال (هر سه نقطه که در یک راستای قائم قرار دارند، مربوط به سه ارتفاع تیر اصلی متفاوت با ابعاد چشمه‌ی دال ثابت هستند).

بزرگ‌تر از $1/2$ است. لیکن مطابق حالت‌های خرابی رخ داده برای اتصال‌ها می‌توان ادعان کرد ارضاء ضابطه‌ی نسبت مقاومت خمشی اسمی ستون‌ها بر تیرها در یک گره‌ی اتصالی، ضمانتی برای احتراز از حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف ایجاد نمی‌کند. با عنایت به اطلاعات ارائه‌شده در جدول ۴ می‌توان این‌گونه استنتاج کرد که با افزایش نسبت ابعاد چشمه‌ی اتصال و در حضور دال، مجموع تقاضای لنگر خمشی ایجادشده در ستون نیز افزایش یافته است، که در نهایت می‌تواند منجر به تشکیل مفاصل خمیری بر روی ستون‌ها شود و حالت شکست اتصال‌ها به حالت نامطلوب تیر قوی-ستون ضعیف تغییر کند. در مطالعه‌ی حاضر، این حالت شکست نامطلوب در اتصال‌ها با نسبت مذکور بزرگ‌تر از $1/25$ رخ داده است. بنابراین، پیشنهاد شده است نسبت جدیدی در خصوص محدودیت‌های هندسی الزام‌های طراحی لرزه‌ی قاب‌های خمشی بتن مسلح برای جلوگیری از تشکیل مفصل بر روی ستون در نظر گرفته شود. لذا باید نسبت (h_{fb}/C) به $1/25$ محدود شود. همچنین می‌توان معیار اخیر را در ارزیابی لرزه‌ی اتصال‌های قاب‌های بتن مسلح موجود، که براساس ویرایش‌های قبلی آیین‌نامه‌ی محث نهم از مقررات ملی ساختمان طراحی و اجراء شده‌اند، نیز به کار برد.

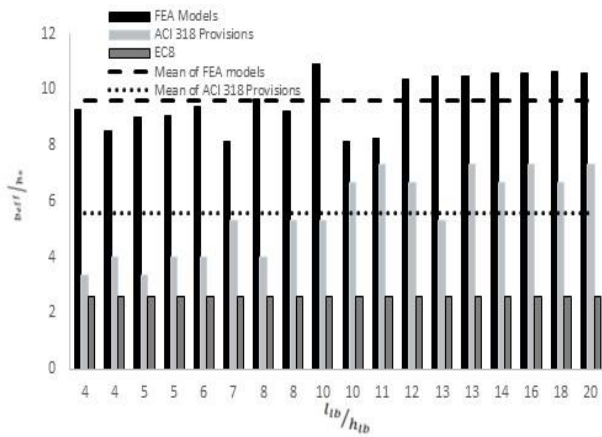
۲.۴ اثر پارامتر هندسی ابعاد چشمه‌ی دال در عرض مؤثر

در شکل ۱۰، رابطه‌ی بین عرض مؤثر نرمال‌شده (NESW)^۱، که به ضخامت دال نرمال شده است و نسبت طول تیر طولی به ارتفاع تیر عرضی (l_{fb}/l_{tb}) مشاهده می‌شود. هر نقطه متعلق به یک مدل با ارتفاع تیر طولی مشخص است. مطابق شکل مذکور، با افزایش نسبت (l_{fb}/l_{tb}) از $0/5$ به $1/25$ ، میزان افزایش عرض مؤثر نرمال‌شده جزئی است. این افزایش به‌طور متوسط برابر $15/3\%$ برای مدل‌های با ارتفاع تیرهای مختلف شامل: ۱۶۰، ۲۰۰، و ۲۴۰ میلی‌متر است. همچنین، نتایج نشان می‌دهند وقتی نسبت (l_{fb}/l_{tb}) در بازه‌ی $1/25$ تا ۲ تغییر می‌کند؛ مقادیر عرض مؤثر نرمال‌شده تقریباً تغییر نمی‌کنند.

۳.۴ روند تغییرات عرض مؤثر نرمال‌شده در برابر نسبت h_{fb}/C

نتایج نشان داده‌شده در شکل ۱۱ مؤید آن است وقتی نسبت ارتفاع تیر طولی به عرض مقطع ستون (h_{fb}/C) کمتر از $1/5$ باشد، ارتفاع تیر تأثیر چندانی در

^۱ Normalized Effective Slab Width



شکل ۱۳. مقایسه‌ی مقادیر عرض مؤثر دال.

۵. نتیجه گیری

در نوشتار حاضر، تأثیر پارامترهای هندسی در عملکرد لرزه‌ی قاب‌های خمشی بتن مسلح فضایی سه‌بعدی با دال از طریق تحلیل اجزاء محدود بررسی شده است. برای راستی‌آزمایی عملکرد نرم‌افزار اجزاء محدود، نتایج به‌دست‌آمده از مطالعه‌ی آزمایشگاهی با پیش‌بینی‌های به‌دست‌آمده از مدل اجزاء محدود مقایسه شده‌اند. برای بررسی تأثیر پارامترهای هندسی در عرض مؤثر دال و عملکرد لرزه‌ی مدل‌ها، ۱۸ مدل اجزاء محدود متفاوت ساخته و با استفاده از آباکوس تحلیل شدند. براساس یافته‌های به‌دست‌آمده از مدل‌سازی عددی مذکور، این نتایج به‌دست آمده است:

- نتایج عددی، نشان‌دهنده‌ی همبستگی قوی با نتایج آزمایشگاهی هستند.
- مطالعه‌ی حاضر نشان می‌دهد که افزایش نسبت (h_{slab}/C) منجر به افزایش بیش از ۱۰٪ تقاضای لنگر خمشی ستون بیشتر می‌شود. اگر این نسبت بیش از ۱/۲۵ باشد، می‌تواند منجر به شکل‌گیری مفاصل خمیری روی ستون‌ها شود.
- ظرفیت خمشی ستون‌ها در قاب‌های بتن مسلح، علاوه‌بر ابعاد مقطع آن به مقدار میلگرد، مشخصات مقاومتی بتن، و سطح بار محوری موجود بستگی دارد و عوامل مذکور نیز باید مورد توجه پژوهشگران در مطالعات آینده قرار گیرند.
- بر مبنای مطالعه‌ی حاضر و با انجام مطالعات گسترده‌تر به‌صورت آزمایشگاهی، بررسی‌های لازم جهت اضافه‌کردن تبصره‌ی جهت محدودساختن نسبت ابعاد چشمه‌ی اتصال برای جلوگیری از وقوع حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف در مقررات طراحی لرزه‌ی توصیه می‌شود.
- مقادیر عرض مؤثر دال به‌دست‌آمده از مقررات ACI-318 و EC8 برای تضمین پیاده‌سازی روش طراحی ستون قوی-تیر ضعیف کافی نیستند و نیاز به بازنگری دارند.

تشکر و قدردانی

نویسندگان نوشتار حاضر از حمایت‌های پژوهشگاه بین‌المللی مهندسی زلزله و زلزله‌شناسی ذیل طرح پژوهشی با شماره‌ی ۷۰۱-۷۱۴۱۲-۷۱۴۱۲ کمال سپاسگزاری را به‌عمل می‌آورند.

ACI-318 بوده‌اند. مطابق شکل مذکور، خاموت‌های عرضی متعلق به مدل با ارتفاع تیر ۲۸۰ میلی‌متر بیشتر از سایر مدل‌ها تحت تنش قرار گرفته‌اند. تنش کششی بیشتر در خاموت‌های عرضی چشمه‌ی اتصال، در حالی که تقاضای نیروهای برشی تقریباً ثابت هستند، ممکن است به‌دلیل از دست‌دادن مقاومت برشی اتصال به‌خاطر کوچک‌تر شدن مؤلفه‌ی افقی پایه‌ی مورب فشاری بتنی باشد، که یکی از اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی مقاومت چشمه‌ی اتصال است، که در نهایت منجر به کاهش مشارکت دال شده است.

نتایج اخیر نشان می‌دهند که برای نسبت ابعاد چشمه‌ی اتصال بزرگ‌تر از ۱/۵، مقاومت برشی اتصال نقش کلیدی در کاهش مشارکت دال ایفا می‌کند. از طرف دیگر، آیین‌نامه‌ی ACI-318، نسبت ابعاد چشمه‌ی اتصال را به ۲ محدود کرده است، در حالی که مطالعه‌ی حاضر نشان داده است که نسبت مذکور باید به ۱/۵ کاهش یابد، تا از شکست برشی احتمالی اتصال جلوگیری شود.

رابطه‌ی ۱ نیز برای محاسبه‌ی عرض مؤثر دال، از طریق تجزیه و تحلیل رگرسیون به‌دست آمده است. رابطه‌ی مذکور بین نسبت ارتفاع تیر طولی به عرض مقطع ستون (h_{slab}/C) و عرض مؤثر نرمال‌شده‌ی دال با استفاده از چندجمله‌ی مرتبه‌ی دوم ارائه شده است. ضریب همبستگی (R^2) برای معادله‌ی اخیر برابر با ۰/۶۱۷ بوده است، که نشان‌دهنده‌ی همبستگی قوی بین (h_{slab}/C) و عرض مؤثر نرمال‌شده‌ی دال است.

$$b_{eff} / h_s = -6 / 28 (h_{slab} / C)^2 + 14 / 95 (h_{slab} / C) + 1 / 38 \quad (1)$$

مطالعه‌ی حاضر را می‌توان به عنوان گام اول در پژوهش‌ها در مورد تأثیر (h_{slab}/C) در مود خرابی و مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال در قاب‌های خمشی بتن مسلح در نظر گرفت. پیشنهاد می‌شود که مطالعات آینده به‌صورت آزمایشگاهی برای تأیید تأثیر نسبت (h_{slab}/C) در مود خرابی قاب‌های خمشی بتن مسلح و مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال بر روی یک قاب پیوسته انجام شود، تا تأثیر وجود دال را ارزیابی کند.

۴.۴. مقایسه‌ی عرض مؤثر به‌دست‌آمده از تحلیل اجزاء محدود و

مقادیر آیین‌نامه‌ی

در شکل ۱۳، مقادیر عرض مؤثر نرمال‌شده‌ی دال برای هر مدل اجزاء محدود، همراه با مقادیر به‌دست‌آمده از روابط ارائه‌شده در آیین‌نامه‌های CI-318 و EC8 مشاهده می‌شود. برای تغییر مکان نسبی جانبی طبقه برابر با ۰/۴۲، مقدار متوسط عرض مؤثر نرمال‌شده‌ی دال به‌دست‌آمده از تحلیل اجزاء محدود به ترتیب ۱/۷۵ و ۳/۱۲ برابر بیشتر از مقادیر متوسط پیشنهادی توسط آیین‌نامه‌های ACI-318 و EC8 بوده است. نتایج شکل ۱۳ نشان می‌دهد که ضوابط فعلی برای محاسبه‌ی عرض مؤثر دال ناکافی هستند و ممکن است منجر به برآورد صحیح از مقاومت خمشی واقعی تیرها نشود (همان‌طور که پیشتر حالت‌های شکست به‌دست‌آمده از مشاهده‌ی عددی در جدول ۴ ارائه و بحث شده است). این برآورد ناصحیح ممکن است منجر به تغییر حالت شکست قاب‌های خمشی بتن مسلح شود، در حالی که ممکن است آن‌ها براساس روش طراحی ستون قوی-تیر ضعیف طراحی شده باشند.

References- منابع

- Arslan, M.H. and Korkmaz, H.H., 2007. What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, 14(1), pp.1-22.
- Dogan, M., 2013. Failure of structural (RC, masonry, bridge) to Van earthquake. *Engineering Failure Analysis*, 35, pp.489-498. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.05.010>.
- Zhao, B., Taucer, F. and Rossetto, T., 2009. Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China. *Engineering Structures*, 31(8), pp.1707-1723. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.039>.
- Rossetto, T., Peiris, N., Alarcon, J.E., So, E., Sargeant, S., Free, M., Sword-Daniels, V., Del Re, D., Libberton, C., Verrucci, E., Sammonds, P. and Faure Walker, J., 2010. Field observations from the Aquila, Italy earthquake of April 6, 2009. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(1), pp.11-37. doi: <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9221-7>.
- Rossetto, T. and Peiris, N., 2009. Observations of damage due to the Kashmir earthquake of October 8, 2005 and study of current seismic provisions for buildings in Pakistan. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7(3), pp.681-699. doi: <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9118-5>.
- Yan, B., Liang, H. and Deng, L., 2010. Approach of the collapses of RC frame structure school buildings. doi: [https://doi.org/10.1061/41096\(366\)249](https://doi.org/10.1061/41096(366)249).
- Park, R. and Paulay, T., 1975. Reinforced concrete structures. doi: <https://doi.org/10.1002/9780470172834>.
- Masoudi, M. and Khajevand, S., 2020. Revisiting flexural overstrength in RC beam-and-slab floor systems for seismic design and evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(11), pp.5309-5341. doi: <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00907-y>.
- Sezen, H., Altunisik, A.C., Arslan, M.E., Caglar, N., Demir, A., Bektas, N., Dilsiz, A., Gunay, S., Khalil, Z., Marinkovic, M., Safiey, A., Alam, M., Kijewski-Correa, T., Mosalam, K., 2023. "StEER 2022 Mw 6.1 Duzce, Turkey earthquake preliminary virtual reconnaissance report (PVRP)", in StEER - November 23, 2022, Duzce, Turkey, Mw 6.1 Earthquake. *DesignSafe-CI*. doi: <https://doi.org/10.17603/ds2-8710-ad45 v1>.
- Vetr, M.G., Saeidian, M. and Naserpour, A., 2018. The main reasons for great damages of reinforced concrete buildings on 12th November 2017, Sarpol-e Zahab earthquake. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 20(3), pp.73-92. Available at: http://www.jsee.ir/article_240781.html [Accessed 26 Jan. 2024].
- Iranian National Building Codes, Design and implementation of RC buildings, Part 9, 2013. [In Persian].
- ACI 318-19, 2019. Building code requirements for structural concrete. Farmington Hill: American Concrete Institute.
- Eurocodes.jrc.ec.europa.eu, n.d. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance | Eurocodes: Building the future. [online] Available at: <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/EN-Eurocodes/eurocode-8-design-structures-earthquake-resistance>.
- Dooley, L. and Bracci, J.M., 2001. Seismic evaluation of column-to-beam strength ratios in reinforced concrete frames. *ACI Structural Journal*, 98(6), pp.834-851.
- Kuntz, G.L. and Browning, J., 2003. Reduction of column yielding during earthquakes for reinforced concrete frames. *ACI Structural Journal*, 100(5), pp.573-580.
- Medina, R.A. and Krawinkler, H., 2005. Strength demand issues relevant for the seismic design of moment-resisting frames. *Earthquake Spectra*, 21(2), pp.415-439. doi: 10.1193/1.1896958.
- Ibarra, L.F. and Krawinkler, H., 2005. Global collapse of frame structures under seismic excitations. [online] Library Catalog (Blacklight). Available at: <https://searchworks.stanford.edu/view/dj885ym2486> [Accessed 26 Jan. 2024].
- Haselton, C.B., Liel, A.B., Deierlein, G.G., Dean, B.S. and Chou, J.H., 2011. Seismic collapse safety of reinforced concrete buildings. I: Assessment of ductile moment frames. *Journal of Structural Engineering*, 137(4), pp.481-491. doi: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000318](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000318).
- Pantazopoulou, S.J., Moehle, J.P. and Shahrooz, B.M., 1988. Simple analytical model for T-beams in flexure. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 114(7), pp.1507-1523. doi: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1988\)114:7\(1507\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:7(1507)).
- Tran-Nguyen, H.-H., Wong, H., Ragueneau, F. and Ha-Minh, C., 2017. *Proceedings of the 4th Congrès International de Géotechnique - Ouvrages - Structures: CIGOS 2017*, 26-27 October, Ho Chi Minh City, Vietnam. [online] Google Books. Springer. Available at: https://books.google.com/books?id=__06DwAAQBAJ&pg=PA15&lpg=PA15&dq=Effective+Slab+Width+for+Evaluating+Ultimate+Seismic+Capacities+of+Reinforced+Concrete+Buildings [Accessed 26 Jan. 2024].
- Qi, X. and Pantazopoulou, S.J., 1991. Response of RC frame under lateral loads. *Journal of Structural Engineering*, 117(4), pp.1167-1188. doi:

- [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1991\)117:4\(1167\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1991)117:4(1167)).
22. Shin, M. and LaFave, J.M., 2004. Seismic performance of reinforced concrete eccentric beam-column connections with floor slabs. *ACI Structural Journal*, 101(3), May-June.
 23. Ahmed, S.M., Gunasekaran, U. and MacRae, G.A., 2015. Analytical investigation on the seismic performance of slabs in RC frame joints. *Magazine of Concrete Research*, 67(22), pp.1179-1189. doi: <https://doi.org/10.1680/mac.14.00132>.
 24. Ehsani, M.R. and Wight, J.K., 1985. Effect of transverse beams and slab on behavior of reinforced concrete beam-to-column connections. *ACI Journal Proceedings*, 82, pp.188-195. <https://doi.org/10.14359/10327>.
 25. Durrani, A.J. and Wight, J.K., 1987. Earthquake resistance of reinforced concrete interior connections including a floor slab. *ACI Structural Journal*, 84, pp.400-406. <https://doi.org/10.14359/1650>.
 26. Durrani, A.J. and Zerbe, H.E., 1987. Seismic resistance of R/C exterior connections with floor slab. *Journal of Structural Engineering*, 113(8), pp.1850-1864. doi: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1987\)113:8\(1850\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1987)113:8(1850)).
 27. Alaei, P., Li, B. and Cheung, P.P.C., 2015. Parametric investigation of 3D RC beam-column joint mechanics. *Magazine of Concrete Research*, 67(19), pp.1054-1069. doi: <https://doi.org/10.1680/mac.15.00005>.
 28. Mahin, S.A., 2001. Seismic response of a building with a single wall. *Structural Safety*, 23(1), pp.1-14. doi: [https://doi.org/10.1016/s0167-4730\(01\)00006-0](https://doi.org/10.1016/s0167-4730(01)00006-0).
 29. Smith, J.W., 2000. Seismic performance of reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 126(7), pp.824-833. doi: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2000\)126:7\(824\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2000)126:7(824)).
 30. Wolf, A., 2013. "Design of seismic-resistant structures for multi-use applications." *Journal of Structural Engineering*, 139(8), pp.785-790. doi: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000797](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000797).
 31. Richard, A., Rauf, M., Okamoto, H., 2020. Evaluating the seismic behavior of reinforced concrete shear walls: A computational study. *Engineering Structures*, 224, 111227. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111227>.
 32. Ahmad, N. and Rashed, M., 2012. Performance of reinforced concrete moment-resisting frames during seismic events. *Construction and Building Materials*, 36, pp.383-394. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.036>.
 33. Li, M., Li, Z., and Wang, J., 2011. Simulation of seismic performance of reinforced concrete frames using nonlinear analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40(3), pp.333-348. doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.1080>.
 34. Pujol, S., 2008. Modeling seismic behavior of reinforced concrete columns. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(2), pp.223-244. doi: <https://doi.org/10.1080/13632460801961527>.
 35. Pan, C., Zhang, Q., Zhang, H. and Lu, L., 2015. Seismic vulnerability analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, 91, pp.1-10. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.008>