

اسماعیل موسی‌پور (دانشجوی دکتری)

واحد قیاسی* (استادیار)

دانشکده‌ی عمران و معماری، دانشگاه ملایر

رحمت مدن‌دوست (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی عمران، دانشگاه گیلان

در نوشتار حاضر، اثر مقاومت پس‌پانچ در خرابی پیش‌رونده‌ی ساختمان دال تخت ۳ طبقه بررسی شده است. بیشتر مطالعات پیشین به شکست برش پانچ دال‌های تخت محدود شده و رفتار پس‌پانچ اتصال‌ها نادیده گرفته شده است. سه سناریوی بارگذاری، شامل حذف ناگهانی ستون‌های: گوشه، کناری و میانی در طبقه‌های اول و سوم ساختمان بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهند که ظرفیت پس‌پانچ در اتصال‌ها، مانع از خرابی کلی ساختمان می‌شود. برای سازه‌های مدل شده، ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی نیز محاسبه شده است. اثر عواملی همچون آسیب‌های قبلی در اجزاء سازه به علت بارگذاری لرزه‌یی و شرایط مرزی در رفتار سازه‌ی دال تخت بررسی شدند. نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهند که در نظر نگرفتن اثر پس‌پانچ می‌تواند منجر به ایجاد خطا در ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده‌ی ساختمان‌های دال تخت شود.

واژگان کلیدی: ساختمان دال تخت، اتصال دال - ستون، مقاومت پس‌پانچ، خرابی پیش‌رونده.

۱. مقدمه

بررسی عملکرد سازه‌های ساختمانی تحت بارگذاری‌های شدید، همچون: انفجار، حملات تروریستی، زلزله، ضربه و غیره از نگرانی‌های اصلی پژوهش‌گران در دهه‌های اخیر بوده است. یکی از انواع سیستم‌های سقف برای ساخت ساختمان‌های مسکونی، اداری و پارکینگ‌های طبقاتی، دال تخت بتن مسلح است. دال‌های تخت به دلیل انتقال مستقیم بارهای سقف به ستون‌ها، مستعد شکست برش پانچ در محل اتصال دال به ستون هستند. شکست برشی در دال‌های تخت بدون میل‌گرد برشی، اغلب به صورت تُرد و بدون هیچ علامت هشداردهنده است.^[۱] زمانی که یکی از اتصال‌های دال - ستون دچار شکست پانچ می‌شود، بار آن ستون به اتصال‌های دال - ستون مجاور انتقال می‌یابد، که می‌تواند باعث شکست برشی اتصال‌های مذکور و گسترش خرابی‌ها شود. برای جلوگیری و کاهش خرابی‌های اخیر لازم است بر اساس توصیه‌ی آیین‌نامه‌ها،^[۲] مسیرهای بار جایگزین برای انتقال بار ستونی، که دچار شکست پانچ شده است، فراهم شود، که یکی از آن‌ها، استفاده از ظرفیت پس‌پانچ اتصال‌های دال - ستون است.

بررسی نتایج آزمایشگاهی پژوهش‌گران مختلف نشان می‌دهد که مقاومت پس‌پانچ اتصال‌های دال - ستون در غیاب میل‌گردهای برشی، با عملکرد شاخه‌یی میل‌گردهای

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۲۲/۱۳۹۸، اصلاحیه ۳/۳۶/۱۳۹۹، پذیرش ۳/۱۹/۱۳۹۹.

DOI:10.24200/J30.2020.54914.2683

طولی خمشی و پیوستگی به ترتیب واقع در منطقه‌ی کششی و فشاری مقطع دال و مؤلفه‌ی عمودی مقاومت کششی میل‌گردهای پیوستگی به علت تغییرشکل پس از پانچ تأمین می‌شود. نیروی مقاوم حاصل از عملکرد شاخه‌یی میل‌گردهای خمشی برای مقابله با برش مقطع به دلیل ورقه‌یی شدن پوشش بتن کم است و سهم اصلی در انتقال برش پس از شکست پانچ توسط میل‌گردهای پیوستگی مهیا می‌شود.^[۳-۴] بیشتر مطالعات انجام شده به شکست برش پانچ در دال‌های تخت مربوط می‌شود و در رابطه با رفتار دال تخت پس از شکست پانچ و گسیختگی پیش‌رونده‌ی آن، مطالعات بسیار اندکی انجام شده است. لذا ادبیات و ویژگی‌های رفتاری دال‌های تخت پس از شکست پانچ، بسیار محدود است.

رویز^۱ و همکاران (۲۰۱۳)، در یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی به بررسی نقش میل‌گردهای پیوستگی و الگوهای مختلف آن در مقاومت برش پانچ دال تخت و مقاومت پس‌پانچ آن پرداختند و دریافتند که میل‌گردهای خمشی دال (میل‌گردهای بالا)، یک مقاومت کمینه‌ی پایدار برای مقاومت پس‌پانچ تأمین می‌کنند و میل‌گردهای پیوستگی با عملکرد شاخه‌یی و غشایی باعث افزایش مقاومت پس‌پانچ می‌شوند و مقاومت آن‌ها در تغییرشکل‌های زیاد، فعال می‌شود.^[۷]

پنگ^۲ و همکاران (۲۰۱۸)، نیز با بررسی نتایج حاصل از مطالعه‌ی آزمایشگاهی حذف دینامیکی ستون میانی یک سیستم دال تخت با ۹ ستون، که فاقد میل‌گردهای پیوستگی بود، دریافتند که ۴ اتصال دال - ستون مجاور ستون میانی حذف شده،

دچار شکست پانچ شده‌اند؛ اما به دلیل وجود ظرفیت پس پانچ در اتصال‌های دال - ستون، تخریب کامل اتفاق نیفتاده است.^[۸]

همچنین ونگ^۳ و همکاران (۲۰۲۰)، با استفاده از مدل المان محدود، اثر شرایط مرزی، مقدار میل‌گردهای پیوستگی و ضخامت دال بر ظرفیت بازتوزیع بارها در سازه‌های دال تخت را مطالعه و بررسی کردند و بر اساس آن‌ها پیشنهاد دادند که برای شبیه‌سازی اثر دال‌های اطراف، قیدهای افقی در لبه‌های دال قرار گیرند.^[۹]

خرابی پیش‌رونده، یک پدیده‌ی دینامیکی است، چرا که باعث ارتعاش اعضای سازه و فعال‌سازی نیروهای اینرسی می‌شود. نیروهای اینرسی نیز باعث افزایش نیروها در اعضای مجاور می‌شوند، که اغلب افزایش نیروی اشاره شده، ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی (DAF)^۴ نامیده می‌شود. ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی به صورت نسبت بیشینه‌ی پاسخ دینامیکی به بیشینه‌ی پاسخ استاتیکی تعریف می‌شود. پاسخ می‌تواند جابه‌جایی قائم یا تغییرات نیرو در اعضای مجاور باشد. بزرگی ضریب بزرگ‌نمایی وابسته به شکل هندسی سازه، شدت بار و گسترش آسیب‌ها در سازه است.^[۱۰-۱۳] مطالعات زیادی برای تعیین ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی در تیرها انجام شده است، که نتایج آن در آیین‌نامه‌ها ارائه شده است.^[۱۴] اما مطالعات اندکی در این زمینه برای دال‌های تخت وجود دارد.

راسل^۵ و همکارانش (۲۰۱۹)، در مطالعه‌ی اثر نسبت دهانه به ارتفاع دال را در ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی سازه‌ی دال تخت یک طبقه بررسی کردند و بر اساس مقایسه‌ی نتایج تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی حاصل از پارامتر جابه‌جایی قائم بیشینه، مقدار ضریب بزرگ‌نمایی را بین ۱٫۳۹ و ۱٫۶۲ به دست آوردند.^[۱۵]

در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۵، پژوهش‌گران دریافتند که نسبت جابه‌جایی قائم بیشینه به جابه‌جایی قائم باقی‌مانده در یک سازه‌ی دال تخت به علت حذف ستون گوشه، ۱٫۰۶ تا ۱٫۴۶ است.^[۱۶]

پنگ و همکاران (۲۰۱۷) در یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی، مقدار ضریب DAF از نتایج جابه‌جایی قائم به علت حذف ستون کناری یک سازه‌ی دال تخت با ۹ ستون را در دو شدت بار مختلف روی کف، ۱٫۵۹ و ۳٫۷۵ به دست آوردند.^[۱۷]

در سال‌های گذشته، پژوهش‌گران مختلف برای مدل‌سازی دال تخت روش‌های مدل شبکه‌یی، المان پوسته‌ی چندلایه و المان محدود سه‌بعدی را پیشنهاد داده‌اند.^[۱۸-۲۳] در روش مدل شبکه‌یی، دال با تیرهای موازی هم و رفتار غیرخطی در محل اتصال‌ها با روش مفصل متمرکز مدل‌سازی می‌شود. در روش المان پوسته‌ی چندلایه، دال به چند لایه با ضخامت و مشخصات متفاوت برای هر لایه و با فرض عدم لغزش لایه‌ها نسبت به یکدیگر تقسیم می‌شود. المان پوسته‌ی چندلایه، رفتار خمشی دال را به درستی پیش‌بینی می‌کند، اما نمی‌تواند رفتار برشی خارج از صفحه‌ی دال را به درستی برآورد کند. به منظور ارزیابی رفتار دال در محل اتصال به ستون، استفاده از المان‌های پیوند با طولی برابر نصف عمق مؤثر دال و یا با طول صفر توسط برخی پژوهش‌گران پیشنهاد شده است.^[۲۴،۲۵]

در نوشتار حاضر، ظرفیت بازتوزیع نیرو در سازه‌های دال تخت در معرض سناریوهای مختلف حذف ستون بررسی شده است. بدین منظور برای شبیه‌سازی دال و اتصال‌های دال - ستون، از مدل ماکروی موسی‌پور و همکاران (۲۰۲۰)،^[۲۵] استفاده شده است، که مقاومت پس پانچ در اتصال‌های دال - ستون را در نظر می‌گیرد. در ابتدا، مدل ماکرو با استفاده از نتایج یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی، راستی‌آزمایی شد. سپس پتانسیل خرابی پیش‌رونده‌ی یک ساختمان دال تخت سه‌طبقه ارزیابی و اثر عواملی همچون: موقعیت حذف ستون، شدت بارگسترده‌ی کف و شرایط مرزی (گسترش دال در پیرامون ساختمان) در رفتار سازه‌ی دال تخت بررسی شد. در ادامه، نتایج تحلیل دینامیکی با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی در حالت‌های

مختلف حذف ستون برای تعیین DAF مقایسه شده است. همچنین اثر آسیب‌ها و تغییرشکل‌های اجزاء سازه (دال‌ها و اتصال‌ها) به علت بارگذاری‌های قبلی روی سازه، همچون نیروی زلزله، در خرابی پیش‌رونده‌ی پس از آن بررسی شده است.

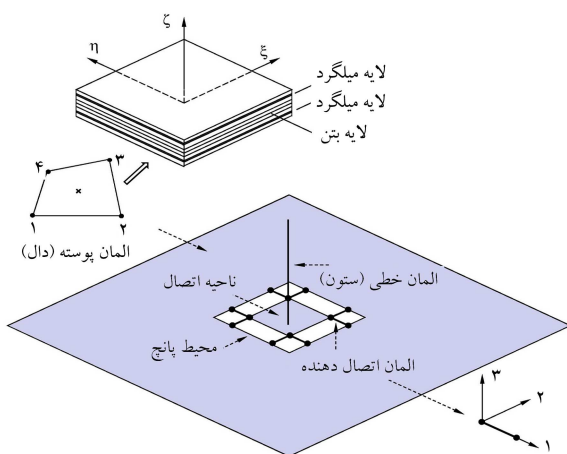
۲. روش مدل‌سازی

در مطالعه‌ی حاضر، برای مدل‌سازی سازه از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است.^[۲۶] برای مدل‌سازی دال‌ها، المان پوسته‌ی چهارضلعی ShellNLKQG با رفتار غیرخطی به‌کار رفته است. المان اخیر می‌تواند با رفتار خمشی خارج از صفحه در تغییرشکل‌های بزرگ، با دقت خوبی بارهای وارد بر دال را به ستون‌های اطراف توزیع کند، اما نمی‌تواند رفتار برش خارج از صفحه را به درستی پیش‌بینی کند.

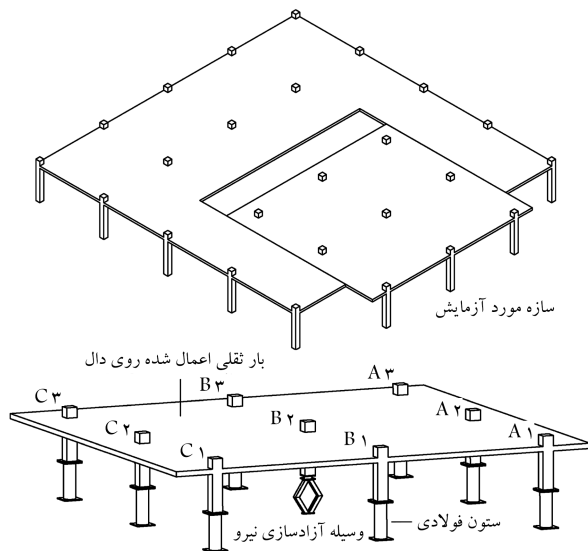
در مطالعه‌ی حاضر، برای مدل‌سازی برش پانچ در محل اتصال دال به ستون (مطابق شکل ۱)، از مدل ارائه شده‌ی المان محدود ماکروی لیو و همکاران (۲۰۱۵)،^[۲۱] استفاده شده است. در مدل مذکور، چشمه‌ی اتصال دال - ستون، که نشان‌دهنده‌ی ابعاد ستون است، با المان پوسته‌ی صلب مدل‌سازی شده است. مقطع بحرانی برش پانچ در اطراف ناحیه‌ی اتصال به فاصله‌ی نصف عمق مؤثر دال از وجه ستون در نظر گرفته شده و برای مدل‌سازی دال خارج از ناحیه‌ی پانچ از المان پوسته‌ی چندلایه، شامل لایه‌های بتن و میل‌گرد با رفتار غیرخطی استفاده شده است. همچنین ناحیه‌ی اتصال بین مقطع بحرانی پانچ و وجه ستون، با دو المان تیر برای هر وجه ستون مدل‌سازی شده است.

رفتارهای خمشی، برشی، پیچشی و محوری نیز برای المان تیر اتصال‌دهنده، با شش درجه آزادی تعریف شده‌اند.

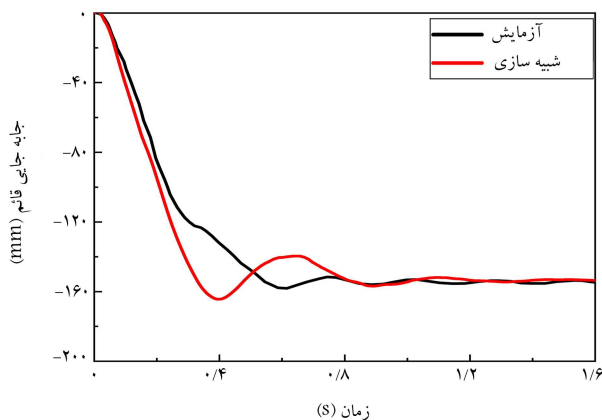
مدل اخیر توسط موسی‌پور و همکاران،^[۲۵] به منظور در نظر گرفتن مقاومت پس پانچ در اتصال دال - ستون اصلاح شده است. دو تفاوت عمده در مدل اصلاح شده‌ی ایشان،^[۲۵] با مدل اولیه‌ی لیو و همکاران،^[۲۱] وجود دارد: ۱. رابطه‌ی برش - تغییرمکان نسبی المان اتصال‌دهنده در مدل لیو و همکاران،^[۲۱] کشسان و خطی است؛ اما در مدل اصلاح شده‌ی موسی‌پور و همکاران،^[۲۵] رابطه‌ی برش - تغییرمکان نسبی المان اتصال‌دهنده، غیرخطی تعریف شده است. همچنین ضابطه‌ی شکست المان بر اساس دوران دال نسبت به ستون، به‌عنوان حد نهایی تغییرمکان نسبی المان در مدل غیرخطی مذکور تعریف شده است. ۲. مدل لیو و همکاران،^[۲۱] مقاومت پس پانچ



شکل ۱. شماتیک مدل ماکرو برای دال تخت.^[۲۱]



شکل ۲. نمونه‌ی آزمایش شده. [۸]



شکل ۳. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی قائم ستون B۲.

المان‌های اتصال‌دهنده تقسیم می‌شود. بر اساس نتایج آزمایش اتصال دال - ستون مجزا برای ستون‌های A۳ و C۳، یک مقاومت پس‌پانچ ثابت (به‌علت میل‌گردهای خمشی) به مقدار ۳۵٪ مقاومت پانچ در نظر گرفته شد. [۸] به دلیل ناپوسته بودن میل‌گردهای پیوستگی اتصال‌های دال - ستون در نمونه‌ی آزمایش، مقاومت پس‌پانچ میل‌گردهای اخیر می‌تواند به دلیل خرد شدن پوشش بتن و بیرون‌کشیدگی میل‌گرد، نامطمئن باشد. [۲۸، ۸] بنابراین برای تعیین رفتار پس‌پانچ میل‌گردهای پیوستگی، بر اساس روابط ارائه شده در نوشتار موسی‌پور و همکاران، [۲۵] مساحت آن‌ها به حدود ۱/۵ کاهش داده شده است. میرایی متناسب با جرم با نسبت استهلاک ۵٪ در مود اول ارتعاش قائم نمونه‌ی بدون ستون B۲، در تحلیل دینامیکی استفاده شده است. اثر نرخ کرنش مصالح، بر پایه‌ی نتایج آزمایش، [۸] در نظر گرفته شده است. مقاومت برش پانچ در اتصال‌ها به‌علت وجود نیروی غشایی فشاری دال‌ها بر اساس یافته‌های کیوانی و همکاران (۲۰۱۴)، [۲۹] به اندازه‌ی ۱۷٪ افزایش داده شد. چرخش دال در شکست پانچ بر اساس نتایج آزمایش پنگ و همکاران، [۸] و ضابطه‌ی شکست تعریف شده توسط موتونی (۲۰۰۸)، [۳۰] برابر ۰/۴۲ بوده است. فرض شده است که چرخش دال متناظر با شکست پانچ از نرخ کرنش مصالح، قیدهای درون‌صفحه‌ی و لنگرهای نامتعادل تأثیر نمی‌پذیرد. [۸]

در شکل ۳، تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی قائم در ستون B۲ حاصل از شبیه‌سازی

در اتصال‌های دال - ستون را نادیده می‌گیرد، در حالی که در مدل اصلاح شده‌ی موسی‌پور و همکاران، [۲۵] اثر مقاومت پس‌پانچ اتصال‌ها با ارائه‌ی یک مدل تحلیلی در نظر گرفته شده است. همچنین در مدل اصلاح شده‌ی موسی‌پور و همکاران، [۲۵] حدود نهایی نیز برای تغییر شکل‌های محوری و پیچشی المان اتصال‌دهنده ارائه شده است.

مدل لیو و همکاران، [۲۱] تا زمان شکست برشی اولین المان اتصال‌دهنده در سازه معتبر خواهد بود و فرض می‌شود که پس از شکست برشی المان‌ها، اتصال دال به ستون کاملاً قطع می‌شود. اما در واقعیت پس از شکست پانچ، میل‌گردهای خمشی و پیوستگی در محل اتصال دال - ستون، مخروط ناقص پانچ و دال را به یکدیگر متصل می‌کنند و اتصال دال به ستون کاملاً قطع نمی‌شود. لذا در مدل اصلاح شده‌ی موسی‌پور و همکاران، [۲۱] با شکست برشی در هر المان اتصال‌دهنده، نیروی برشی در المان مذکور به یک نیروی باقی‌مانده‌ی ثابت تنزل می‌یابد (نیروی باقی‌مانده در المان اتصال‌دهنده، نشان‌دهنده‌ی مقاومت پس‌پانچ به علت میل‌گردهای خمشی است). همچنین بلافاصله پس از شکست برشی المان‌های اتصال‌دهنده، المان‌های پس‌پانچ (که در کنار المان‌های اتصال‌دهنده قرار دارند و موازی با آن کار می‌کنند) شروع به انتقال بار از دال به ستون خواهند کرد. المان‌های پس‌پانچ معرف مقاومت پس‌پانچ میل‌گردهای پیوستگی در اتصال دال - ستون هستند. بنابراین وجود ظرفیت پس‌پانچ در اتصال‌های دال - ستون، بازتوزیع نیروها در سازه را تغییر خواهد داد. برای یافتن جزئیات بیشتر در رابطه با مدل اصلاح شده به نوشتار موسی‌پور و همکاران، [۲۵] مراجعه شود.

۳. اعتبارسنجی مدل‌سازی

مدل اصلاح‌شده‌ی موسی‌پور و همکاران، [۲۵] برای نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های دال - ستون مجزا تحت اثر بارگذاری استاتیکی اعتبارسنجی شده است. برای اعتبارسنجی بیشتر مدل ایشان، سازه‌ی دال تخت پنگ و همکاران (۲۰۱۸)، [۸] با ۹ ستون و با مقیاس ۰/۴ انتخاب شد (شکل ۲). نمونه‌ی دال آزمایش شده با میل‌گردهای ناپیوسته‌ی تحتانی در محل اتصال دال به ستون، تحت حذف دینامیکی ستون میانی B۲ بررسی شد. ضخامت دال ۷۶ میلی‌متر و پوشش بتن ۶/۳۵ میلی‌متر بوده است. نسبت میل‌گردهای خمشی (میل‌گردهای بالای مقطع دال در نزدیکی ستون)، $\rho = 0.057$ بوده است. دال بر روی ستون‌های مربعی شکل ۱۵۲ میلی‌متری و با فاصله‌ی ۲/۴۴ متر از یکدیگر در هر جهت قرار گرفته است. طول طره در سه طرف نمونه‌ی آزمایش ۰/۶۱ متر (برابر ۰/۲۵ طول دهانه) بوده است. مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال بوده و میل‌گردهایی با قطر ۶/۳۵ میلی‌متر، تنش تسلیم ۶۵۵ مگاپاسکال و کرنش شکست $\epsilon_{uk} = 0.03$ در نمونه‌ی آزمایش به‌کار رفته است.

به‌علت ترکیب بار $DL+0.5LL$ ، بارگسترده‌ی یکنواخت $7/34 \text{ kN/m}^2$ (با احتساب وزن دال) به چشمه‌های داخلی دال اعمال شد. یک بار $15/51 \text{ kN/m}^2$ نیز به نواحی پیرامونی دال به‌منظور شبیه‌سازی اثر دال‌های دورتر اعمال شد. بار محوری ستون B۲ (۴۰ kN) در مدت زمان ۱۲/۴ میلی‌ثانیه حذف شد.

در مدل‌سازی انجام شده، بر پایه‌ی رابطه‌ی آیین‌نامه‌ی EC۲، [۲۷] مقاومت برش پانچ ستون‌های داخلی محورهای ۲ و ۳ (ستون‌های: A۲، B۲، C۲، A۳، B۳ و C۳) ۱۰۲ (KN) و ستون‌های کناری محور ۱ (ستون‌های A۱، B۱ و C۱)، ۶۰ (kN) محاسبه شده است. هر کدام از ستون‌های داخلی، ۸ المان اتصال‌دهنده و ستون‌های کناری، ۶ المان اتصال‌دهنده دارند. مقاومت برش پانچ هر ستون، بین

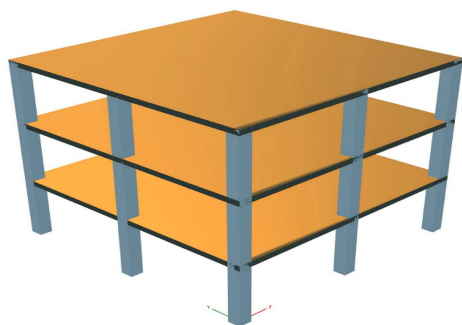
شدید با آسیب‌دیدگی‌های زیاد دال باشد.^[۱۷] به نظر نویسندگان نوشتار حاضر، مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی بزرگ‌تر از ۲ می‌تواند به دلیل پاسخ انتقال به حالت تعادل دورتر^۶ دال‌ها باشد، همچنان‌که به دلیل مذکور، در تیرها نیز مقادیر بزرگ‌تر از ۲ برای DAF به دست آمده است.^[۲۱] ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی بزرگ‌تر از ۲ در مطالعات آزمایشگاهی و عددی دیگران هم به دست آمده است.^[۲۳-۲۱، ۱۷، ۱۵، ۸]

۴. ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌روندهی ساختمان دال

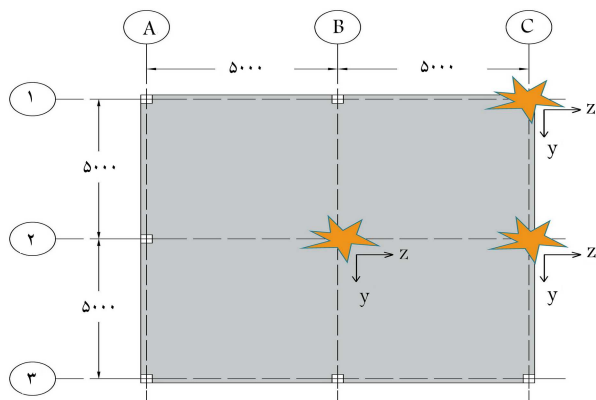
تخت

به‌منظور بررسی اثر مقاومت پس‌پانچ اتصال‌های دال - ستون در خرابی پیش‌رونده، یک ساختمان سه طبقه‌ی دال تخت در نظر گرفته شده است (شکل ۵). طول دهانه‌ها در هر دو راستا ۵ متر، ارتفاع طبقات ساختمان ۳ متر و ضخامت دال در همه‌ی طبقات ۲۵۰ میلی‌متر بوده است. علاوه‌بر وزن مرده‌ی دال، بار مرده به مقدار $DL = 3/0 \text{ kN/m}^2$ و بار زنده‌ی $LL = 2/0 \text{ kN/m}^2$ به کف‌ها اعمال شده است. مقاومت فشاری بتن ۲۵ Mpa و مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی و کرنش نهایی گسیختگی میل‌گردهای طولی به کار رفته در سازه به ترتیب ۴۰۰ Mpa، ۶۰۰ Mpa و ۰/۱۵ بوده است.

فرض شده است که ساختمان در خاک نوع II قرار گرفته و شتاب مبنای طرح ۰/۲۵g بوده است. سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ آیین‌نامه‌ی ساختمانی ایران،^[۲۴] بارگذاری لرزه‌یی و بر اساس آیین‌نامه‌ی ۱۴ - ACI۳۱۸،^[۲۵] طراحی شده است. ضخامت دال به‌گونه‌یی انتخاب شده است که بتواند ضابطه‌ی برش پانچ در محل



الف) نمای سه بعدی ساختمان؛



ب) پلان کف و نمایش محورهای محلی ستون‌ها (ابعاد به mm است).

شکل ۵. ساختمان دال تخت نمونه.

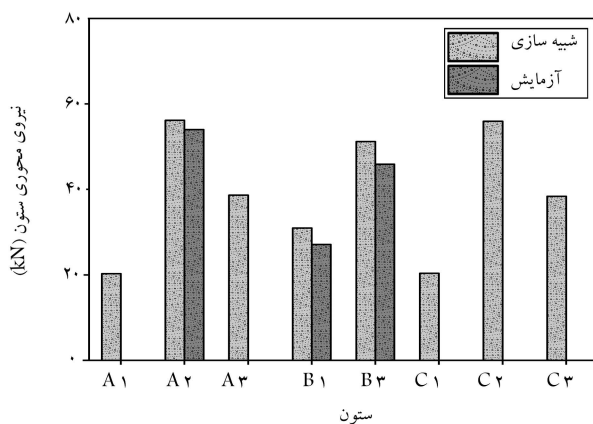
با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. در شبیه‌سازی، جابه‌جایی قائم بیشینه در موقعیت حذف ستون، ۱۶۴ میلی‌متر به دست آمد، که بسیار نزدیک به نتیجه‌ی آزمایش بوده است.

در آزمایش، شکست پانچ کامل در ستون‌های A۲، B۳، B۱ و C۲ اتفاق افتاده است. در شبیه‌سازی هم شکست پانچ کامل در ستون‌های اخیر رخ داده است. مشاهده‌ی ترک‌های بزرگ در دال با عرض بیش از ۱ میلی‌متر در نزدیکی ستون‌های A۱ و C۱ در آزمایش نشان می‌دهد که ستون‌ها در آستانه‌ی شکست پانچ قرار دارند. همچنین در شبیه‌سازی، در ستون‌های A۱ و C۱، شکست پانچ ناقص رخ داده است و ستون‌های مذکور در آستانه‌ی شکست پانچ کامل قرار گرفته‌اند. ستون‌های A۳ و C۳، هیچ شکست پانچی را تجربه نکردند. نتایج به دست آمده در توافق با نتایج آزمایشگاهی بوده است.

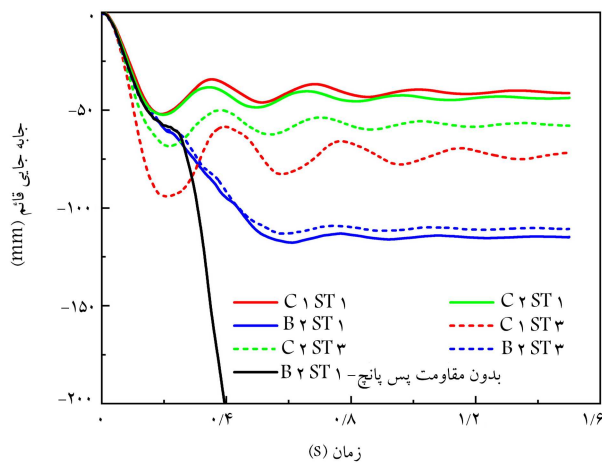
شکل ۴، نیروی محوری ستون‌ها در انتهای تحلیل و مقایسه‌ی آن با نتایج آزمایش را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی آزمایش، ستون‌های B۱، B۳ و A۲ به ترتیب بارهای محوری ۲۷/۱kN، ۴۵/۹kN و ۵۴kN را پس از شکست پانچ تحمل کرده‌اند. شبیه‌سازی نشان می‌دهد که بار محوری پس از پانچ در ستون‌های B۱، B۳ و A۲ به ترتیب ۳۱kN، ۵۱/۲kN و ۵۶/۱kN بوده است. وجود بار محوری در ستون‌ها، پس از شکست پانچ، نشان از اهمیت مقاومت پس‌پانچ در بازتوزیع نیروها، کاهش گسترش آسیب‌ها و جلوگیری از فروپاشی کامل دارد.

برای تعیین جابه‌جایی قائم استاتیکی ستون B۲، حذف ستون به آرامی و در مدت زمان ۵ ثانیه انجام شده است. تحلیل مقدار ویژه نشان می‌دهد که زمان تناوب ارتعاش قائم نمونه‌ی بدون ستون B۲، حدود ۰/۱۴۸ ثانیه است. مطالعات پیشین نشان می‌دهد که برای دستیابی به یک سناریوی حذف استاتیکی لازم است که نسبت مدت زمان حذف ستون به زمان تناوب ارتعاش قائم بسیار بیشتر از ۲ باشد.^[۱۵] نسبت مذکور در مطالعه‌ی حاضر حدود ۳۴ است. لذا می‌توان حذف ستون در مدت زمان ۵ ثانیه را معادل یک حذف استاتیکی ستون در نظر گرفت.

شبیه‌سازی نشان می‌دهد که جابه‌جایی قائم استاتیکی ستون B۲، حدود ۶۲ میلی‌متر بوده و شکست پانچ در هیچ یک از ستون‌ها اتفاق نیفتاده است. پنگ و همکاران،^[۸] جابه‌جایی قائم استاتیکی ستون B۲ را با استفاده از مدل ليو و همکاران،^[۲۱] حدود ۶۶ میلی‌متر به دست آورده‌اند. اختلاف اندک نتایج در دو روش مدل‌سازی اخیر، به علت تفاوت در تعریف رابطه‌ی برش - تغییرمکان نسبی اتصال‌هاست. بر پایه‌ی مقایسه‌ی جابه‌جایی‌های قائم دینامیکی و استاتیکی، DAF برابر ۲/۶۵ به دست آمده است. مقادیر بزرگ‌تر از ۲ می‌تواند به علت تسلیم‌شدگی



شکل ۴. توزیع بار محوری در ستون‌ها به علت حذف ستون B۲.



شکل ۶. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی قائم در موقعیت حذف ستون (C1ST1) به معنی حذف ستون C1 در طبقه‌ی اول است.

پتانسیل خرابی سازه به حذف ستون در طبقات مختلف، با استفاده از منحنی ظرفیت در بخش ۶.۵ بحث شده است. مطابق شکل ۶، در حالت حذف ناگهانی ستون B2 در طبقه‌ی اول، عدم در نظر گرفتن مقاومت پس پانچ در اتصال‌های دال - ستون، منجر به فروپاشی کامل سازه شده است.

در شکل ۷، تاریخچه‌ی زمانی نیروهای داخلی ستون واقع در بالای ستون حذف شده مشاهده می‌شود. نیروی محوری فشاری ستون با علامت مثبت نشان داده شده است. مطابق شکل ۷، وقتی که ستون در طبقه‌ی اول حذف شده است، نیروهای محوری در ستون‌های بالاتر از ستون حذف شده و در یک مدت زمان کوتاه به صفر رسیده و بارها از طریق دال تخت به اتصال‌های دال - ستون مجاور منتقل شده‌اند. تغییرات نیروی محوری ستون B2 در محدوده‌ی زمانی ۰ تا ۰/۴ ثانیه به دلیل شکست‌های برش پانچ در اتصال‌های دال - ستون مجاور بوده است.

در حالت‌های حذف ستون‌های C1 و C2، بخشی از بارهای ستون حذف شده در طبقه‌ی اول از طریق لنگرهای خمشی و نیروهای برشی ستون‌های فوقانی به طبقات بالاتر انتقال یافته و لذا سازه در طبقات بالاتر نیز در تحمل بار اضافی ناشی از حذف ستون مشارکت داشته است. برای حالت حذف ستون B2، نیروهای بسیار اندکی از طریق ستون‌های فوقانی به طبقات بالاتر منتقل شده است. لذا مطابق شکل ۶، تغییرمکان قائم در موقعیت حذف ستون B2 در طبقات مختلف، نتایج یکسانی داشته است.

۲.۵. بررسی شکست پانچ در اتصال‌های دال - ستون

برای ارزیابی شکست پانچ در اتصال‌های دال - ستون، تغییرمکان قائم نسبی دوگه‌ی انتهایی هر المان اتصال‌دهنده بررسی شده است. با توجه به شکل ۱، هر وجه ستون با دو المان اتصال‌دهنده به دال متصل شده است. بر اساس ضابطه‌ی شکست پانچ موتونی^[۳۰] (۲۰۰۸)، زاویه‌ی دوران شکست پانچ برابر ۱۳۲°/۰ رادیان به دست آمده است. طول المان اتصال‌دهنده برابر نصف عمق مؤثر دال یعنی ۱۰۵ میلی‌متر بوده است. بنابراین تغییرمکان قائم نسبی متناظر با شکست پانچ در اتصال‌ها برابر ۱/۳۸۶ میلی‌متر به دست آمده است.

با حذف ستون‌های C1 و C2، در اتصال‌های ستون‌های اطراف شکست پانچ ایجاد نشده است. در ادامه، به بررسی شکست پانچ در اتصال‌های ستون‌های

اتصال دال به ستون تحت ترکیب‌های بار نهایی شامل نیروهای زلزله را ارضاء کند. لذا میل‌گردهای برشی در دال به‌کار نرفته است. میل‌گردهای بالا و پایین دال در نوار ستونی به ترتیب $\phi 14 @ 130 \text{ mm}$ (۵۶۴٪) و $\phi 14 @ 100 \text{ mm}$ (۳۷۴٪) و میل‌گردهای بالا و پایین دال در نوار میانی به ترتیب $\phi 10 @ 200 \text{ mm}$ (۱۸۷٪) و $\phi 10 @ 150 \text{ mm}$ (۲۵۰٪) بوده است. اعداد داخل پرانتز نسبت میل‌گردها را نشان می‌دهد. پوشش خالص بتن روی میل‌گردهای ستون و دال به ترتیب ۴۵mm و ۲۰mm و ابعاد همه‌ی ستون‌ها، ۵۰۰ × ۵۰۰mm بوده است.

دال‌ها با استفاده از المان پوسته‌ی چندلایه، ستون‌ها با المان فایبر و اتصال‌های دال - ستون با در نظر گرفتن اثر پس پانچ با روش بیان شده در بخش ۲، در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده‌اند. سه حالت حذف ستون (ستون‌های C1، C2 و B2) در طبقات اول و سوم بررسی شده است. عکس‌العمل‌های ستون‌های حذف شده از تحلیل استاتیکی سازه‌ی دست نخورده با بارهای ثقلی تحت ترکیب بار $1/2DL + 0/5LL = 11/8kN/m^2$ به دست آمده و بارهای ثقلی وارد بر سازه‌ی ثابت نگه داشته شده‌اند. ستون از مدل حذف و نیروهای عکس‌العمل معادل آن‌ها به‌صورت استاتیکی به گره‌ی اتصال دال - ستون اعمال شده است. سپس طی یک آنالیز دینامیکی، نیروهای عکس‌العمل ستون در یک مدت زمان بسیار کوتاه به صفر کاهش یافته است.

از تحلیل مقدار ویژه، زمان تناوب ارتعاش قائم ساختمان در سناریوهای مختلف حذف ستون‌های C1، C2 و B2 به ترتیب ۱/۳۱، ۰/۱۲۹ و ۰/۱۲۷ ثانیه بوده است. مدت زمان حذف ستون ۵ms در نظر گرفته شد، که بر اساس الزام آیین‌نامه‌ی GSA^[۳۱] کمتر از ۱/۸ دوره‌ی تناوب طبیعی ارتعاش قائم ناشی از حذف ستون است. اثر نرخ کرنش مصالح لحاظ نشده و میرایی متناسب با جرم با نسبت استهلاک ۰/۵ در مود اول ارتعاش قائم ساختمان با حذف ستون، برای آنالیز دینامیکی استفاده شده است.

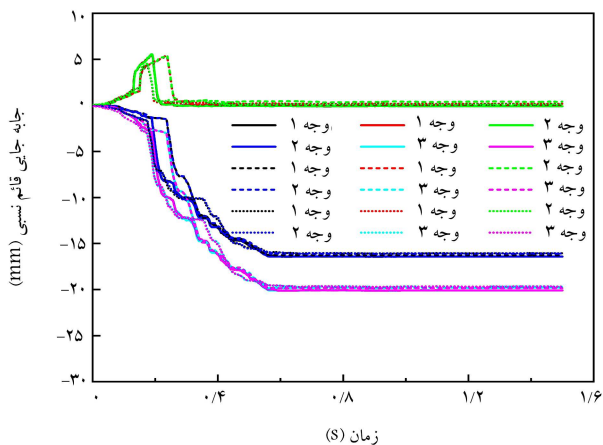
۵. نتایج و بحث

۱.۵. مقایسه‌ی حذف ستون در طبقات مختلف

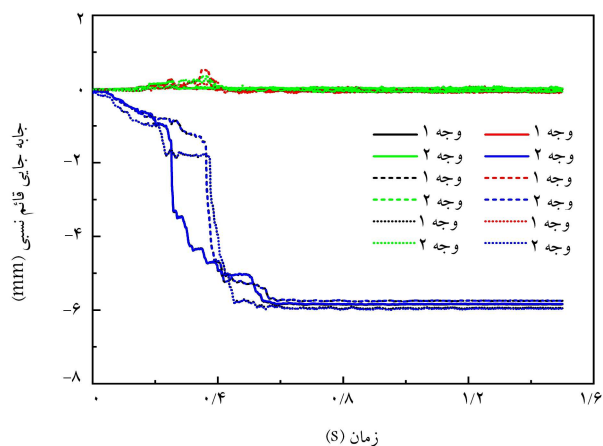
در شکل ۶، تغییرمکان قائم گره‌ی بالای ستون حذف شده در طبقات اول و سوم در مقابل زمان برای سناریوهای مختلف حذف ستون مشاهده می‌شود. زمان صفر، نشان‌دهنده‌ی شروع حذف ستون بوده و جابه‌جایی به سمت پایین با علامت منفی نشان داده شده است.

طبق شکل ۶، در سناریوی حذف ستون C1 در طبقه‌ی اول، بیشینه‌ی تغییرمکان قائم ۵۲/۰۲mm در موقعیت حذف ستون در زمان ۰/۱۹sec اتفاق افتاده و پس از آن سازه در یک تغییرمکان قائم ۴۱/۳mm به تعادل رسیده است. برای حالت حذف ستون C2، بیشینه‌ی تغییرمکان قائم ۵۲/۳۶mm در موقعیت حذف ستون در زمان ۰/۱۹۷sec اتفاق افتاده و برای حالت حذف ستون B2، بیشینه‌ی تغییرمکان قائم ۱۱۷/۶۸mm در موقعیت حذف ستون در زمان ۰/۶۱۲sec اتفاق افتاده است. تغییرمکان قائم ماندگار در موقعیت حذف ستون، در حالت‌های حذف ستون‌های C2 و B2 به ترتیب ۴۳/۷۴mm و ۱۱۴/۸۲mm بوده است.

در شکل ۶، تاریخچه‌ی زمانی تغییرمکان قائم برای سناریوهای مختلف حذف ستون در طبقه‌ی سوم با خط‌چین مشاهده می‌شود، که مطابق آن به جز در حالت حذف ستون B2، حذف ستون در طبقه‌ی سوم نسبت به حذف همان ستون در طبقه‌ی اول، تغییرمکان قائم بزرگ‌تر و رفتار نرم‌تری را موجب شده است.

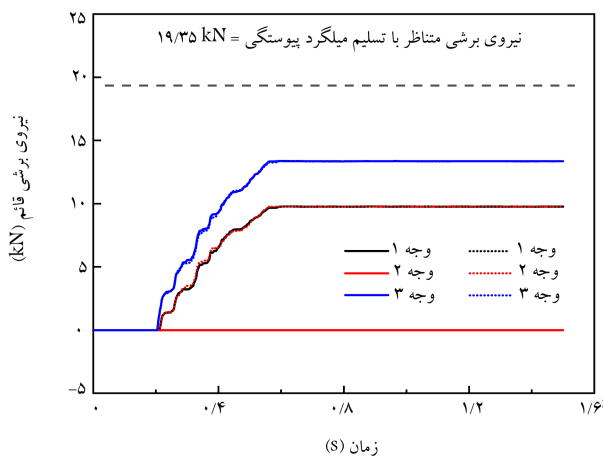


شکل ۸. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی قائم نسبی المان‌های اتصال دهنده در ستون‌های C۲ شکل بالا و C۱ شکل پایین.



شکل ۹. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی قائم نسبی المان‌های اتصال دهنده در ستون‌های C۲ شکل بالا و C۱ شکل پایین.

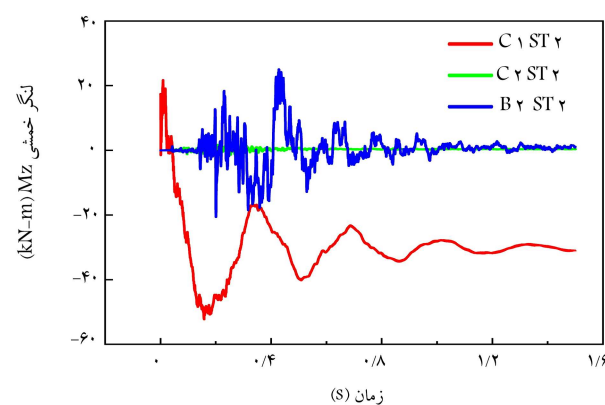
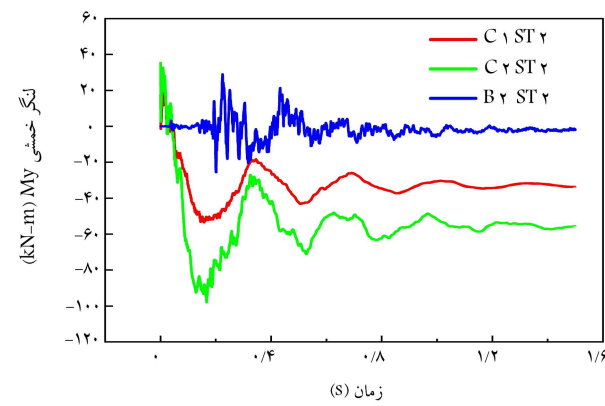
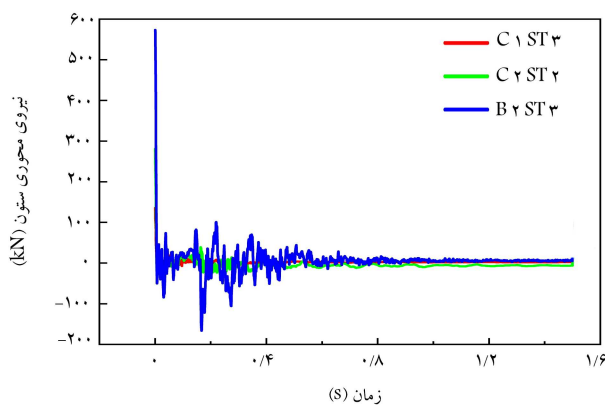
شکل ۸. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی قائم نسبی المان‌های اتصال دهنده در ستون‌های C۲ شکل بالا و C۱ شکل پایین.



شکل ۹. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی قائم نسبی المان‌های اتصال دهنده در ستون‌های C۲ شکل بالا و C۱ شکل پایین.

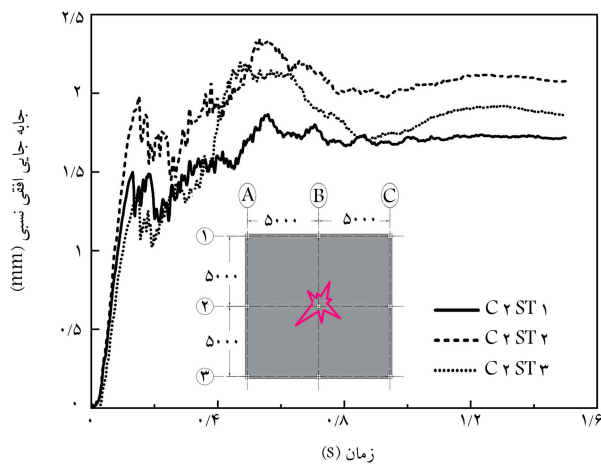
شکل ۹. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی قائم نسبی المان‌های اتصال دهنده در ستون‌های C۲ شکل بالا و C۱ شکل پایین.

دال - ستون تنزل یافته و المان‌های پس‌پانچ پس از زمان ذکر شده، نیروی برشی را از دال به ستون منتقل کرده‌اند. شکل ۸ نشان می‌دهد که میل‌گردهای پیوستگی، پس از به تعادل رسیدن سازه، هنوز تسلیم نشده‌اند. فروپاشی کلی سازه متناظر با گسیختگی میل‌گردهای پیوستگی است. لذا سازه ظرفیت تحمل بار بزرگ‌تری دارد.

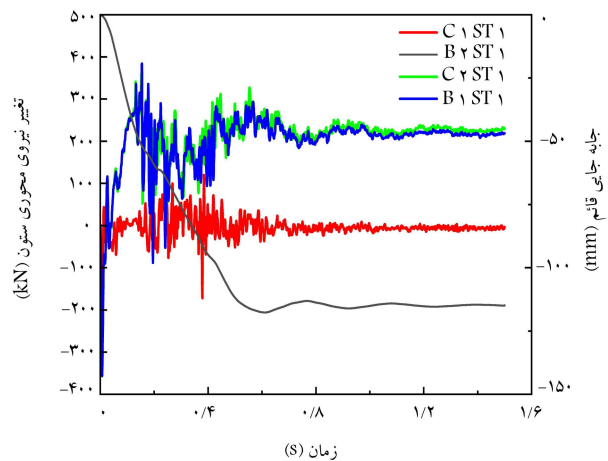


شکل ۷. تاریخچه‌ی زمانی تغییرات نیروهای داخلی در ستون‌های فوقانی ستون حذف شده (محورهای محلی ستون در شکل ۵ نشان داده شده‌اند).

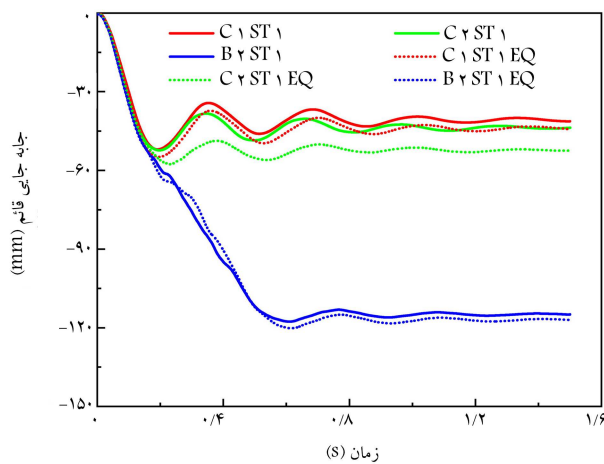
اطراف به علت حذف ستون B۲ پرداخته شده است. شکل ۸، تاریخچه‌ی زمانی تغییرمکان قائم نسبی المان‌های اتصال دهنده در ستون‌های C۱ و C۲ در همه‌ی طبقات، در حالت حذف ستون B۲ در طبقه‌ی اول را نشان می‌دهد. در شکل مذکور، خطوط پُر، خط‌چین و نقطه‌چین به ترتیب نتایج طبقات اول تا سوم را نشان می‌دهند. مطابق شکل ۸، در ستون C۲، شکست پانچ کامل و در ستون C۱، شکست پانچ ناقص در همه‌ی طبقات رخ داده است. اما به دلیل ظرفیت پس‌پانچ اتصال‌ها، سازه دچار فروپاشی کلی نشده است. در شکل ۹، تاریخچه‌ی مشارکت میل‌گردهای پیوستگی در انتقال نیروی برشی از دال به ستون C۲ در سناریوی حذف ستون B۱ در طبقه‌ی اول نشان داده شده است. پس از شکست برشی المان‌های اتصال دهنده در اتصال ستون C۲، در زمان حدود ۰/۲ ثانیه (شکل ۸)، نیروی برشی در المان‌های مذکور به یک مقدار ثابت ناشی از میل‌گردهای خمشی اتصال



شکل ۱۱. جابه‌جایی افقی نسبی ستون‌های مجاور ستون حذف شده B۲.



شکل ۱۰. تاریخچه‌ی زمانی تغییرات نیروی محوری ستون‌ها در اثر حذف ستون B۲.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی قائم در موقعیت حذف ستون پیش و پس از زلزله EQ به معنی حذف ستون پس از زلزله است.

۳.۵. بازتوزیع بار

شکل ۱۰، تاریخچه‌ی زمانی تغییرات نیروی محوری در ستون‌های مجاور را در سناریوی حذف ستون B۲ در طبقه‌ی اول نشان می‌دهد. در ابتدا، عمده‌ی بار اضافی تحمیل شده به سیستم ناشی از حذف ستون، به ستون‌های کناری C۲، A۲، B۳ و B۱ می‌رسیده است. به دنبال شکست پانچ در ستون‌های کناری در زمان حدود ۰/۲ ثانیه، نیروی محوری در آن‌ها کاهش و سپس نیروی محوری در ستون‌های گوشه‌ی C۱، A۱، C۳ و A۳ افزایش یافته است. با فعال شدن المان‌های پس‌پانچ در اتصال‌های ستون‌های کناری، بار محوری در ستون‌های کناری مجدداً افزایش یافته است. پیش از حذف ستون B۲ بار محوری ستون C۲ ۴۲۵/۶۲ kN بوده است. افزایش بار محوری ستون C۲ به مقدار حدود ۲۲۹ kN در شکل ۱۰ نشان می‌دهد که ۱۵۳٪ بار محوری ستون C۲ مجدداً بازیابی شده است. همچنین شکل اخیر نشان می‌دهد که در انتهای زمان تحلیل، تقریباً تمامی بارهای اضافی ناشی از حذف ستون B۲ به ستون‌های کناری رسیده و ستون‌های گوشه، سهم چندانی در تحمل بار اضافی نداشته‌اند. بررسی تغییرات نیروی محوری در ستون‌های مجاور در سناریوی حذف ستون‌های C۱ و C۲ در طبقه‌ی اول نشان می‌دهد که در حالت حذف ستون C۱، عمده‌ی بارها به ستون‌های B۱ و C۲ و در حالت حذف ستون C۲، عمده‌ی بارها به ترتیب به ستون‌های B۱، C۱ و C۳ رسیده است.

۴.۵. تغییر مکان افقی (درون صفحه‌ی)

شکل ۱۱، تغییر مکان افقی گره‌ی بالای ستون‌های C۲ را به علت حذف ستون B۲ در طبقه‌ی اول نشان می‌دهد. مقدار مثبت به معنی دور شدن از ستون حذف شده است. به دلیل تقارن، تغییر مکان افقی نسبی ستون A۲ مشابه ستون C۲ است. پیشینه‌ی تغییر مکان افقی ستون C۲ در طبقه‌ی اول حدود ۱/۷۱ میلی‌متر بوده است. بنابراین پیشینه‌ی گسترش دال در راستای محور دو، ۳/۴۲ میلی‌متر به دست آمده است. نتایج قویاً حضور عمل غشایی فشاری در دال را تأیید می‌کند.

۵.۵. حذف ستون پس از زلزله

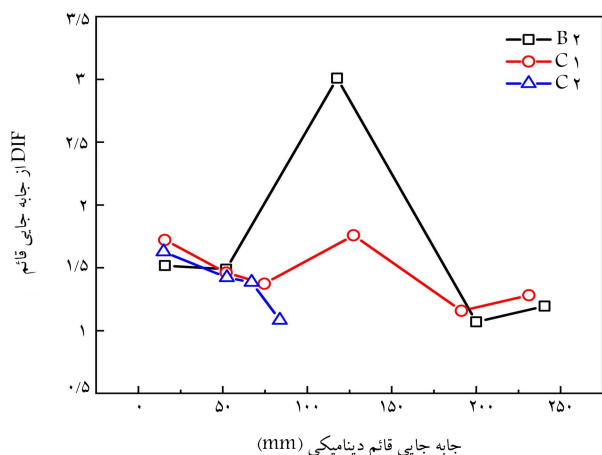
به منظور بررسی خرابی پیش‌رونده‌ی سازه‌ی دال تخت پس از زلزله، از سه شتاب‌نگاشت دور از گسل مطابق جدول ۱ استفاده شده است، که طبق روش مندرج در

۶.۵. تحلیل دینامیکی افزایشی

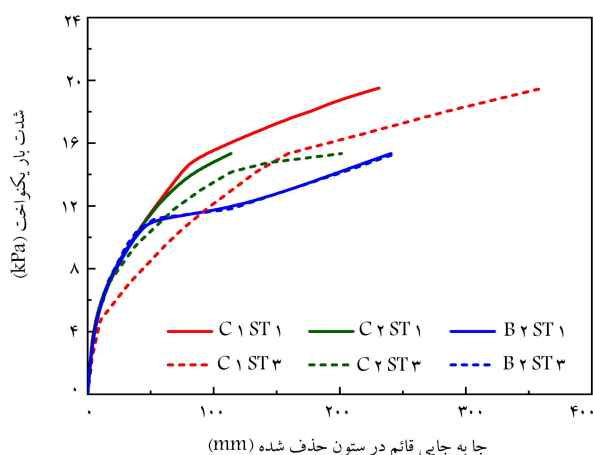
آنالیز دینامیکی برای سه حالت حذف ستون در طبقه‌ی اول و سوم، تحت شدت

جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده.

نام شتاب‌نگاشت و ایستگاه	فاصله از گسل (Km)	PGAm _{max} .g	ضریب مقیاس
Chi - Chi (CHY ۰۲۴)	۳۳٫۳۸	۰٫۰۳۴	۱۱٫۲۴
Coalinga - ۰۲ (ALP (temp))	۲۴٫۲۳	۰٫۰۶۱	۶٫۲۶
Whittier (Gleason)	۲۷٫۵۸	۰٫۰۴۸	۷٫۹۶



شکل ۱۳. DAF برای حالت‌های مختلف حذف ستون.



شکل ۱۴. منحنی بار دینامیکی در مقابل جابه‌جایی قائم برای حذف ستون‌ها در طبقه‌های اول و سوم.

تدریجی نیروهای عکس‌العمل ستون حذف شده انجام شده است. مدت زمان حذف نیروهای عکس‌العمل ستون ۵ ثانیه در نظر گرفته شده است. ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی (DAF) به صورت نسبت بیشینه تغییرمکان قائم دینامیکی به بیشینه تغییرمکان قائم استاتیکی تعریف می‌شود. شکل ۱۴، مقادیر DAF را برای حالت‌های مختلف حذف ستون در طبقه‌ی اول نشان می‌دهد. برای سازه‌های مدل شده، در همه‌ی حالت‌های حذف ستون تا پیش از شکست پانچ در اتصال‌های دال - ستون مجاور، DAF در محدوده‌ی ۱/۷۲ تا ۱/۳۸ قرار داشته است. با افزایش پاسخ غیرخطی در سازه، DAF کاهش یافته است. این نتیجه در توافقی با نتایج نوشتار راسل و همکارش (۱۹۲۰)،^[۱۵] است. اما در تغییرمکان‌های قائم متناظر با شکست پانچ در اتصال‌های دال - ستون مجاور، به‌ویژه در حالت‌های حذف ستون‌های C1 و B2 DAF افزایش می‌یابد و می‌تواند بزرگ‌تر از ۲ باشد. افزایش ضریب بزرگ‌نمایی می‌تواند به دلیل پاسخ انتقال به حالت تعادل دورتر دال‌ها باشد. DAF بزرگ‌تر از ۲ در نتایج آزمایشگاهی سایر پژوهش‌گران نیز مشاهده شده است.^[۳۲،۳۱،۱۷،۸]

۸.۵. اثر شرایط مرزی

به‌منظور بررسی اثر شرایط مرزی فرض شده است که در پیرامون ساختمان، دال به اندازه‌ی ۱ متر نسبت به محور مرکزی ستون‌ها گسترش یافته باشد. در شکل ۱۵، منحنی بار - تغییرمکان حاصل از آنالیز دینامیکی افزایشی ساختمان اصلاح شده (با گسترش دال) برای سه حالت حذف ستون در طبقه‌ی اول با مدل اولیه (بدون

بارهای یکنواخت مختلف روی دال انجام شده است. شکل ۱۳، منحنی بار - تغییرمکان حاصل از آنالیز دینامیکی افزایشی برای سه حالت حذف ستون را در طبقه‌های اول و سوم نشان می‌دهد. هر نقطه روی منحنی‌های مذکور، نشان‌دهنده‌ی بیشینه‌ی تغییرمکان قائم گره‌ی بالای ستون حذف شده به ازاء یک شدت بار یکنواخت اعمال شده روی دال است. بیشینه‌ی ظرفیت تحمل بار در سناریوهای حذف ستون‌های C1، C2 و B2 در طبقه‌ی اول به ترتیب ۱۹/۵، ۱۵/۳۴ و ۱۵/۳۴ کیلوپاسکال بوده است. بیشینه‌ی ظرفیت تحمل بار در طبقه‌ی سوم نیز مشابه طبقه‌ی اول اما با رفتار نرم‌تر (به جز برای حالت حذف ستون B2) به دست آمده است. مشاهده می‌شود که پاسخ جابه‌جایی قائم سازه به حذف ستون در طبقه‌ی سوم بیشتر از طبقه‌ی اول است. جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر در طبقه‌ی سوم می‌تواند موجب ناپایداری ستون‌های مجاور شوند.^[۳۶] لذا حذف ستون در طبقه‌ی سوم می‌تواند شرایط بحرانی‌تری را به وجود آورد. منحنی ظرفیت سازه در حالت حذف ستون B2 در طبقه‌های ۱ و ۳ یکسان است، که این نتیجه در توافقی با نتایج ونگ و همکاران (۲۰۲۰)،^[۹] است. نتیجه این‌که پتانسیل خرابی پیش‌رونده در حالت حذف ستون B2 بیشتر از سایر حالت‌هاست. بنابراین نتیجه گرفته می‌شود که حذف ستون گوشه لزوماً بحرانی‌ترین سناریو نیست.^[۳۷،۳۶]

۷.۵. مقایسه‌ی تغییرمکان استاتیکی و دینامیکی

برای ارزیابی اثر بزرگ‌نمایی دینامیکی در پاسخ تغییرشکل، آنالیز استاتیکی با کاهش

گرفتن ظرفیت پس پانچ در اتصال‌های دال - ستون ارزیابی شده و این نتایج به دست آمده است:

-- از میان سه سناریوی حذف ستون‌های: گوشه، کناری و میانی در طبقه اول ساختمان، تحت شدت بار طراحی برابر ۱۱/۸ کیلوپاسکال، حذف ستون میانی متعجب به تغییر شکل‌های بزرگ‌تر شده است.

-- بررسی اتصال‌های ستون‌های مجاور در حالت حذف ستون میانی در طبقه اول ساختمان نشان می‌دهد که در ستون‌های کناری، شکست پانچ کامل و در ستون‌های گوشه، شکست پانچ ناقص در همه طبقات رخ داده است. اما مقاومت پس پانچ منتج از میل‌گردهای خمشی و پیوستگی در اتصال، مانع از تخریب کامل ساختمان شده است.

-- در ستون‌های کناری ساختمان پس از شکست پانچ، بار محوری قابل توجهی وجود دارد. وجود این مقدار بار محوری به علت مقاومت پس پانچ اتصال‌های دال - ستون است و نشان می‌دهد که ظرفیت پس پانچ اتصال‌ها در جلوگیری از شکست‌های برش پانچ پیش‌رونده، مؤثر و مفید است.

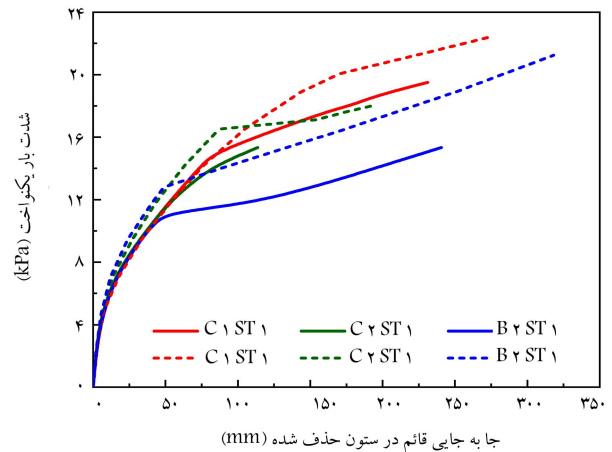
-- بررسی خرابی پیش‌روندهی ساختمان دال تخت پس از اعمال شتاب زلزله نشان می‌دهد که حذف ستون در دو حالت پیش و پس از زلزله، در پتانسیل خرابی پیش‌روندهی ساختمان اثر چندانی ندارد.

-- نتایج حاصل از آنالیز دینامیکی افزایشی نشان می‌دهد که ظرفیت باربری نهایی سازه در حالت حذف ستون گوشه (ستون C۱) بیشتر از سایر حالت‌هاست. بنابراین نتیجه گرفته می‌شود که حذف ستون گوشه، لزوماً بحرانی‌ترین سناریو نیست.

-- از مقایسه‌ی متحنی‌های ظرفیت دینامیکی سازه در حالت‌های مختلف حذف ستون نتیجه می‌شود که پتانسیل خرابی پیش‌روندهی ساختمان در حالت حذف ستون B۲، بیشتر از سایر حالت‌هاست.

-- برای سازه‌های مدل شده، ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی حاصل از تغییر شکل، تا پیش از شکست پانچ در اتصال‌های ستون‌های مجاور، از ۱/۲۲ تا ۱/۳۸ متغیر است. در محدوده‌ی شکست پانچ، ضریب بزرگ‌نمایی بزرگ‌تر از ۲ به دست آمده است.

-- از مقایسه‌ی مدل اولیه با مدل اصلاح شده (با گسترش دال در پیرامون ساختمان) نتیجه می‌شود که مقاومت ساختمان در مدل اصلاح شده در برابر خرابی پیش‌رونده، در همه‌ی حالت‌های حذف ستون بهبود می‌یابد. در مدل اصلاح شده (با گسترش دال در پیرامون ساختمان)، حذف ستون C۲ بحرانی‌ترین سناریو بوده است.



شکل ۱۵. اثر گسترش دال در پیرامون ساختمان در متحنی بار دینامیکی (خط چین نشان‌دهنده‌ی ساختمان با گسترش دال است).

گسترش دال) مقایسه شده است. بیشینه‌ی ظرفیت تحمل بار در سناریوهای حذف ستون‌های C۱، C۲ و B۲ در مدل اصلاح شده، به ترتیب ۲۲/۴۲، ۱۸/۰ و ۲۱/۲۴ کیلوپاسکال بوده است. نتایج نشان می‌دهند که ظرفیت باربری نهایی مدل اصلاح شده در مقایسه با مدل اولیه در سناریوهای حذف ستون‌های C۱، C۲ و B۲ به ترتیب ۱۵٪، ۱۷/۴٪ و ۳۸/۵٪ افزایش یافته است. افزایش ظرفیت باربری هم می‌تواند به دلیل افزایش مقاومت پانچ ستون‌های پیرامونی و هم به دلیل محدودیت درون صفحه‌یی ایجاد شده توسط دال‌های اطراف در مدل اصلاح شده (با گسترش دال) باشد. در مدل اصلاح شده (با گسترش دال)، ظرفیت باربری نهایی سازه به حذف ستون C۲ کمتر از سایر حالت‌هاست. بنابراین در مدل اصلاح شده، حذف ستون C۲، بحرانی‌ترین سناریو محسوب می‌شود. عدم افزایش سختی اولیه‌ی متحنی ظرفیت سازه در حالت حذف ستون C۱ نشان می‌دهد که قید جانبی برای ستون C۱، توسط دال‌های اطراف تأمین شده و دال‌های دورتر (دال طره) محدودیت درون صفحه‌یی اضافه‌تری را ایجاد نکرده‌اند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که ظرفیت باربری نهایی ستون C۱ در مدل اصلاح شده، فقط به دلیل افزایش مقاومت‌های پانچ و پس پانچ در اتصال‌های دال - ستون مجاور بوده است.

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، خرابی پیش‌رونده‌ی یک ساختمان دال تخت سه طبقه با در نظر

پانویس‌ها

1. Ruiz
2. Peng
3. Weng
4. dynamic amplification factor
5. Russell
6. snap-through response

7. Muttoni

منابع (References)

1. Mirzaei, Y. "Post-punching behavior of reinforced concrete slabs", PhD Thesis 4613, École Polytechnique

- Fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland (2010).
2. DOD. "Design of buildings to resist progressive collapse UFC-4-023-03", Washington, DC: Department of Defense (2009).
 3. GSA. "Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects", Washington, DC: General Services Administration (2013).
 4. Hawkins, N.M. and Mitchell, D. "Progressive collapse of flat plate structures", *Journal of the American Concrete Institute*, **76**(7), pp. 775-808 (1979).
 5. Georgopoulos, T. "Durchstanzlast und durchstanzwinkel über innenstützen punktförmig gestützter stahlbetonplatten und deren sicherung gegen progressiven kollaps (Punching of Rc Slabs on Inner Columns Subjected to Point Load and Their Safety against Progressive Collapse)", *PhD thesis*, Technical University of Munich, Germany, p.197 (1986).
 6. Melo, G. and Regan, P. "Post-punching resistance of connections between flat slabs and interior columns", *Magazine of Concrete Research*, **50**(4), pp. 319-327 (1998).
 7. Ruiz, M.F., Mirzaei, Y. and Muttoni, A. "Post-punching behavior of flat slabs", *ACI Structural Journal*, **110**(5), pp. 801-812 (2013).
 8. Peng, Z., Orton, S.L., Liu, J. and et al. "Experimental study of dynamic progressive collapse in flat-plate buildings subjected to an interior column removal", *Journal of Structural Engineering*, **144**(8), pp. 1-11 (2018).
 9. Weng, Y.-H., Qian, K., Fu, F. and et al. "Numerical investigation on load redistribution capacity of flat slab substructures to resist progressive collapse", *Journal of Building Engineering*, **29** p. 101109 (2020).
 10. Tsai, M.H. and Lin, B.H. "Dynamic amplification factor for progressive collapse resistance analysis of an RC building", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **18**(5), pp. 539-557 (2009).
 11. Iribarren, B.S., Berke, P., Bouillard, P. and et al. "Investigation of the influence of design and material parameters in the progressive collapse analysis of RC structures", *Engineering Structures*, **33**(10), pp. 2805-2820 (2011).
 12. Naji, A. and Irani, F. "Progressive collapse analysis of steel frames: simplified procedure and explicit expression for dynamic increase factor", *International Journal of Steel Structures*, **12**(4), pp. 537-549 (2012).
 13. McKay, A., Marchand, K. and Diaz, M. "Alternate path method in progressive collapse analysis: variation of dynamic and nonlinear load increase factors", *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, **17**(4), pp. 152-160 (2012).
 14. Yu, J., Rinder, T., Stolz, A. and et al. "Dynamic progressive collapse of an RC assemblage induced by contact detonation", *Journal of Structural Engineering*, **140**(6), p. 04014014 (2014).
 15. Russell, J., Owen, J. and Hajirasouliha, I. "Dynamic column loss analysis of reinforced concrete flat slabs", *Engineering Structures*, **198**, p. 109453 (2019).
 16. Qian, K. and Li, B. "Dynamic disproportionate collapse in flat-slab structures", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **29**(5), p. B4014005 (2015).
 17. Peng, Z., Orton, S.L., Liu, J. and et al. "Experimental study of dynamic progressive collapse in flat-plate buildings subjected to exterior column removal", *Journal of Structural Engineering*, **143**(9), p. 04017125 (2017).
 18. Sheu, M.S. and Hawkins, N.M. "Grid model for predicting the monotonic and hysteretic behavior of slab-column connections transferring moments", *Special Publication*, **63**, pp. 79-112 (1980).
 19. Coronelli, D. "Grid Model for Flat-Slab Structures", *ACI Structural Journal*, **107**(6), pp. 645-653 (2010).
 20. Tian, Y., Chen, J., Said, A. and et al. "Nonlinear modeling of flat-plate structures using grid beam elements", *Computers & Concrete*, **10**(5), pp. 489-505 (2012).
 21. Liu, J., Tian, Y., Orton, S.L. and et al. "Resistance of flat-plate buildings against progressive collapse. I: modeling of slab-column connections", *Journal of Structural Engineering*, **141**(12), p. 04015053 (2015).
 22. Mirzaeia, Y. and Sasani, M. "Progressive collapse resistance of flat slabs: modeling post-punching behavior", *Computers and Concrete*, **12**(3), pp. 351-375 (2013).
 23. Ulaeto, N.W. "Progressive collapse analysis of reinforced concrete slab structures considering post-punching and dynamic response", University of Surrey (United Kingdom) (2018).
 24. Setiawan, A., Vollum, R.L., Macorini, L. and and "Efficient 3-D modelling of punching shear failure at slab-column connections by means of nonlinear joint elements", *Engineering Structures*, **197**, p. 109372 (2019).
 25. Ghiasi, V., Mousapoor, E. and Madandoust, R. "Macro modeling of post-punching behavior of flat slabs in progressive collapse", *Modares Civil Engineering Journal*, **19**(6), pp. 837-852 (2020).
 26. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and et al. "OpenSees command language manual", *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, **264** (2006).
 27. EC2. "Eurocode 2: design of concrete structures: part 1-1: general rules and rules for buildings", British Standards Institution (2004).
 28. Peng, Z., Orton, S.L., Liu, J. and et al. "Effects of in-plane restraint on progression of collapse in flat-plate structures", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **31**(3), pp.1-12 (2017).
 29. Keyvani, L., Sasani, M. and Mirzaei, Y. "Compressive membrane action in progressive collapse resistance of RC flat plates", *Engineering Structures*, **59**, pp. 554-564 (2014).
 30. Muttoni, A. "Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement", *ACI Structural Journal*, **105**(4), pp. 440-450 (2008).
 31. Orton, S.L. and Kirby, J.E. "Dynamic response of a RC frame under column removal", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **28**(4), p. 04014010 (2014).
 32. Liu, J., Tian, Y. and Orton, S.L. "Resistance of flat-plate buildings against progressive collapse. II: system response", *Journal of Structural Engineering*, **141**(12), p. 04015054 (2015).

33. Qian, K. and Li, B. "Dynamic performance of RC beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column-experimental results", *Engineering Structures*, **42**, pp. 154-167 (2012).
34. BHRC. "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Standard No. 2800-14", Tehran, Building and Housing Research Center (2014).
35. A.C. 318. "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14): an ACI standard", Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14), an ACI Report (2014).
36. Dat, P.X. and Hai, T.K. "Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures", *Engineering Structures*, **55**, pp. 107-115 (2013).
37. Pham, A.T., Lim, N.S. and Tan, K.H. "Investigations of tensile membrane action in beam-slab systems under progressive collapse subject to different loading configurations and boundary conditions", *Engineering Structures*, **150**, pp. 520-536 (2017).