

ضرورت مدل‌سازی چشمه اتصال تیر به ستون در سازه‌های بتن‌آرمه دارای زوال رفتاری

احمد رضا فخریت^۱، ساسان معتقد^{۲*}، محمد صادق شهیدزاده^۳

۱- کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان، بهبهان، ایران

*۲- استادیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان، بهبهان، ایران، motaghd@bkatu.ac.ir

۳- استادیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان، بهبهان، ایران

چکیده

چشمه اتصال هسته مرکزی قرار گرفته در محل اتصال تیر و ستون در قاب است. هدف این مقاله بررسی تأثیر مدل‌سازی چشمه اتصال در رفتار سازه‌های بتنی با قاب خمشی بر نتایج تحلیل است. به این منظور دو قاب خمشی بتنی ۸ و ۱۲ طبقه با استفاده از نرم افزار اپنسیس مدل‌سازی و پاسخ‌های تحلیل‌های استاتیکی چرخه‌ای غیر خطی، آنالیز دینامیکی غیر خطی و دینامیکی افزایشی غیر خطی در حالات با و بدون مدل‌سازی چشمه اتصال با یکدیگر مقایسه شده است. در همه حالات زوال رفتاری طبق مدل ایبارا، مدینا و کراوینگر مد نظر قرار گرفته است. نتایج نشان داد اختلاف در ارزیابی استاتیکی مدل‌ها بسیار کم است و حضور و عدم حضور چشمه اتصال در آنالیز استاتیکی تأثیر قابل توجهی در نتایج ندارد. در آنالیز دینامیکی تأثیر چشمه اتصال قابل ملاحظه است. با بررسی منحنی شکنندگی سازه مشاهده شد که مدل با چشمه اتصال در سطوح شدت پایین‌تری به آستانه فرو ریزش می‌رسد. همچنین در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی پاسخ سازه مشاهده شد زمانی که سازه در ناحیه خطی است و جابجایی‌های سازه کم است اثر مدل‌سازی و عدم مدل‌سازی چشمه اتصال ناچیز است، اما با ورود سازه به ناحیه غیر خطی جابجایی نسبی در حضور چشمه اتصال بیشتر است.

کلمات کلیدی

قاب خمشی بتن‌آرمه، مدل ایبارا-مدینا-کراوینگر، تحلیل دینامیکی، چشمه اتصال، اپنسیس.

اتصال در قاب‌ها بخشی از سازه است که در محل تلاقی تیر و ستون قرار می‌گیرد. نقش اتصال ایجاد تعادل با انتقال نیروهای انتهایی اعضا و حفظ سازگاری است [۱-۳]. اتصال را می‌توان ترکیبی از دو ناحیه مجزا شامل ناحیه چشمه و رابط اتصال دانست. رابط اتصال به ناحیه‌ای اطلاق می‌شود که تیرها و ستون‌ها را به ناحیه چشمه وصل می‌کند و ناحیه چشمه نیروهای برشی را بین اعضای مجاور قاب منتقل می‌کند. در قاب‌های فولادی، چشمه و رابط‌های اتصال به راحتی توسط اجزای مکانیکی قابل مشاهده خود، متمایز می‌شود، در حالی که در اتصالات بتن آرمه این نواحی ظهور چندانی ندارند و باید با برخی تفاسیر مفهومی تعریف شوند.

چشمه اتصال دارای سختی و مقاومت بالاتری نسبت به اجزای تشکیل‌دهنده قاب است که می‌تواند پاسخ سازه را تحت تأثیر قرار دهد. طول اتصال نیز با کاهش طول ستون و تیر بر پاسخ قاب تأثیر می‌گذارد [۴]. لحاظ نمودن این دو اثر در مجموع منجر به سختی اولیه دقیق‌تر و معمولاً بالاتر برای قاب می‌شود که می‌تواند بر نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی تأثیر بگذارد. چنانچه اتصالات به درستی طراحی نشوند، سختی و مقاومت اتصال ممکن است به سرعت به دلیل گرادیان بالای نیرو و ممان در ناحیه چشمه کاهش یابد. طول اتصال معمولاً در مقایسه با اعضای اتصال تیر به ستون به طور قابل توجهی کوچک است، به طوری که تغییر شکل‌های محوری و خمشی در اتصال را می‌توان نادیده گرفت [۵، ۶] و تغییر شکل برشی بیشترین نقش را در رفتار اتصال دارد. علاوه بر این بسته به جزییات اتصال، چرخش در محل اتصال تیر به ستون (چرخش رابط) نیز ممکن است بر رفتار سازه تأثیر بگذارد [۵-۷]. آسیب اصلی مشاهده شده در رخدادهای پیشین، آسیب در مسیر انتقال بار (رابط) به چشمه اتصال و آسیب خود چشمه اتصال است. از دست دادن پیوستگی [۸] دلیل اصلی آسیب در مسیر انتقال بار است، در حالی که چشمه اتصال معمولاً با خرد شدن بتن و تسلیم شدن میلگرد عرضی آسیب می‌بیند [۷].

در خصوص مدلسازی چشمه‌های اتصال در سازه‌های بتنی مطالعات متعددی موجود می‌باشد. بر اساس پائولی و پرستلی^۱، به طور معمول، ۲۰٪ از جابجایی بین طبقه در زلزله ممکن است از تغییر شکل‌های اتصال نشأت بگیرد. به همین دلیل توصیه کرده‌اند که نواحی انتهایی اعضا در مدل‌سازی به طور خاص در نظر گرفته شود [۹]. ASCE/SEI41 و FEMA P-356 پیشنهاد می‌کنند که اتصال تیر و ستون به عنوان یک پانل صلب مدل شود [۱۰، ۱۱]. در این مدل چشمه اتصال به صورت یک المان نسبتاً صلب با ابعادی برابر با ابعاد اتصال در نظر گرفته می‌شود و هر دو تغییر شکل‌های برشی اتصال را نادیده می‌گیرند، اما اثرات لغزش آرماتورها را برای کاهش اثرات سختی خمشی در ناحیه اتصال را در نظر می‌گیرند. به این ترتیب، سختی قاب‌های بتن مسلح را بیش از حد برآورد کرده‌اند [۱۲].

مشخص شده است که اتصالات تیر - ستون، به خصوص مواردی که طراحی ضعیفی دارند، در هنگام زلزله تا حد زیادی غیرخطی رفتار می‌کنند، اما رویکرد تحلیل عمدتاً با در نظر گرفتن پلاستیسیته متمرکز در انتهای اعضا و با فرض صلب بودن هسته اتصال است. این به دلیل سهل انگاری طراحان یا تحلیلگران نیست، بلکه به این واقعیت نسبت داده می‌شود که مدل‌های موجود در ادبیات به طور کلی به اندازه‌ی کافی ساده نیستند تا در برنامه‌های تجاری مورد استفاده قرار گیرند، و یا به خوبی قادر به پیش‌بینی رفتار برشی اتصالات نیستند. به علاوه، مدل‌ها نیازمند حجم محاسباتی بالایی هستند که یا برای تحلیل رفتار سازه به طور کلی عملی نیستند، یا نیاز به یک المان خاص با گره‌ها و فنرهای مختلف یا یک برنامه با هدف خاص برای اجرای غیرخطی اتصال نیاز داشته باشند. این امر را برای طراحان و تحلیلگران دشوار می‌سازد که با استفاده از برنامه‌های تجاری، به راحتی به رویکردهای توصیه‌شده برای مدلسازی چشمه‌های اتصال اقدام کنند [۱۳].

¹ Paulay, Priestley

توسعه روش‌های بهینه مدل‌سازی جهت شبیه‌سازی رفتار اتصالات بتن مسلح یک موضوع پژوهش فعال است. تحقیقات قابل توجهی در این زمینه انجام شده و رویکردهای مختلف مدل‌سازی در چند دهه اخیر پیشنهاد شده است [۹، ۱۴-۱۶]. ادبیات نشان می‌دهد که مکانیسم‌های اصلی حاکم بر پاسخ اتصالات بتن مسلح شامل تغییر شکل برشی هسته و مکانیزم لغزش پیوند بین آرماتور و بتن هستند [۱۷]. برخی از مطالعات پیشین "مفصل‌های پلاستیک" متصل بین المان الاستیک تیر - ستون، راه‌حلی برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌های بتن مسلح معرفی کردند. این مطالعات به طور کلی بر پایه تحقیقات آزمایشگاهی بر روی مقاطع تیر - ستون تحت بار یک نوا (منوتونیک) یا چرخه‌ای ارائه می‌شود. برای مدل‌سازی پاسخ غیرالاستیک تحت بار چرخه‌ای، قوانین هیستریسیس مختلف برای مطالعه مراحل مختلف رفتاری تحت چندین چرخه بارگذاری و باربرداری و پس از آن دارای زوال مقاومت و سختی تعریف شده بودند [۱۸]. محققان مختلف بر اساس مطالعات تحلیلی، مدل‌های مختلفی برای درک پاسخ اتصالات بتن آرمه ارائه کرده‌اند. این مدل‌ها بر اساس تعداد فنرهای چرخشی یا فنرهای چندگانه غیرخطی دسته‌بندی می‌شوند که برای پیش‌بینی پدیده‌های برش و لغزش آرماتورها استفاده می‌شوند [۱۹].

در تحقیقات پیشین چندین رویکرد برای مدل‌سازی پاسخ غیرالاستیک اتصال تیر - ستون ارائه شده است. روش‌های اولیه برای شبیه‌سازی قاب‌های بتن آرمه مبتنی بر کالیبراسیون مفصل پلاستیک معرفی شده در انتهای المان خطی تیر - ستون برای نمایش عملکرد اتصال غیرالاستیک و همچنان پاسخ خمشی اعضای قاب است [۲۰]. نینگ و همکاران مدلی ارائه دادند که برای شبیه‌سازی زوال سختی و مقاومت در اتصالات بتن مسلح در چرخه‌های بعدی همراه با اثر پینچینگ در حین تحلیل غیرالاستیک استفاده می‌شود. المان اتصال پیشنهادی از هشت فنر خطی و چرخشی و یک جزء مرکزی پنل اتصال تشکیل شده است. برش اتصال با استفاده از یک پنل اتصال دوبعدی در نظر گرفته شده، و مکانیزم لغزش اتصال از طریق فنرهای خطی در قسمت رابط لحاظ شده است [۲۱]. الیاس و همکاران [۱۹] و عبدالواحد [۲۲] در یک مطالعه مروری به بررسی روش‌های موجود برای مدل‌سازی چشمه‌های اتصال در سازه‌های بتنی پرداخته‌اند.

با توجه به تأثیر بالقوه هسته اتصال در رفتار سازه، به نظر می‌رسد تأثیرات نحوه مدل‌سازی این بخش از سازه در نتایج تحلیل باید بیشتر مورد توجه تحلیلگران قرار گیرد. به منظور پاسخ به بخشی از این نیاز، در این مقاله به بررسی مدل‌سازی عددی سازه‌های بتنی با دو رویکرد مدل‌سازی با چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال، پرداخته شده است. در هر دو رویکرد مدل‌ها با فرض رفتار الاستیک خطی المان‌های تیر و ستون و رفتار غیرخطی توسط فنر در انتهای اعضا (مفصل متمرکز) مدل شده‌اند. سازه تحت آنالیز استاتیکی چرخه‌ای غیرخطی، آنالیز دینامیکی غیرخطی و دینامیکی افزایشی غیرخطی قرار گرفته است. در همه حالات زوال رفتاری طبق مدل ایبارا، مدینا و کراوینکلر^۱ مدنظر قرار گرفته است [۲۳].

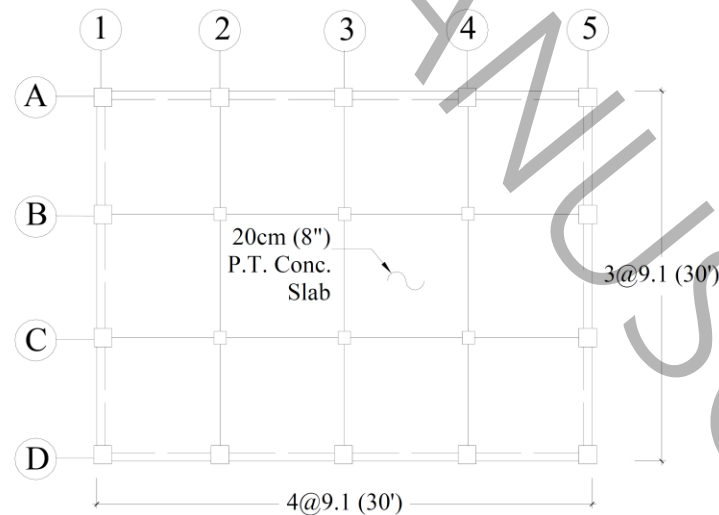
هدف اصلی این مقاله بررسی و مقایسه مدل‌سازی عددی سازه‌های بتنی با دو رویکرد مدل‌سازی با چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال به شیوه‌ی پلاستیسیته متمرکز است. در این مقاله، به بررسی چالش‌ها و ضرورت مدل‌سازی چشمه اتصال تیر به ستون در سازه‌های بتن آرمه با زوال رفتاری پرداخته شده است. در تحلیل و طراحی سازه‌های بتن آرمه، تأثیرات چشمه اتصال در مدل‌سازی‌های عددی بررسی شده است. از آنجایی که زوال رفتار در سازه‌های بتن آرمه نقش مهمی ایفا می‌کند و می‌تواند به کاهش کارایی و ایمنی سازه منجر شود، این مقاله به دنبال ارائه مقایسه تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی بر روی مدل‌سازی چشمه اتصال به همراه زوال رفتاری سازه است. با اجرای تحلیل‌های استاتیکی و تحلیل دینامیکی افزایشی و استفاده از مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر، این تحقیق امکان مقایسه عددی بین دو رویکرد مدل‌سازی را فراهم می‌آورد. نتایج تحلیل استاتیکی نشان داده‌اند که سازه با چشمه اتصال دارای سختی

¹ Ibarra & Medina & Krawinkler,

و مقاومت بالاتری نسبت به مدل‌سازی بدون چشمه اتصال است. زمانی که سازه تحت تحلیل استاتیکی قرار می‌گیرد، اختلاف در ارزیابی مدل‌ها بسیار کم بوده و حضور یا عدم حضور چشمه اتصال در آنالیز استاتیکی تفاوت قابل توجهی در نتایج ایجاد نمی‌کند. بنابراین، مدل‌سازی چشمه اتصال تأثیر زیادی بر نتایج ندارد. همچنین، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که اختلاف ناشی از مدل‌سازی چشمه اتصال در حالت‌های غیرخطی و در حضور جابه‌جایی‌های زیاد در نتایج سازه تأثیر قابل توجهی دارد. با بررسی منحنی شکنندگی سازه مشاهده شد که در مدلی که چشمه اتصال وجود دارد، سازه در سطوح شدت زلزله پایین‌تری به آستانه فروریزش می‌رسد.

۲- ساختمان مورد مطالعه

این مطالعه مبتنی بر تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قاب خمشی بتن مسلح است. به این منظور یک قاب از سازه هشت طبقه و یک قاب از سازه دوازده طبقه، با پلان مشابه، استفاده می‌شود. طرح‌ها بر اساس شیوه‌نامه‌ی ارائه شده در راهنمای طراحی لرزه‌ای SEAOC 2000 هستند [۲۴]. ساختمان بتنی طراحی شده در راهنما SEAOC یک سازه هفت طبقه است. در اینجا، از همان پلان برای طرح ساختمان‌های هشت و دوازده طبقه استفاده شده است. این طرح‌ها حداقل الزامات آیین‌نامه ICBO1997 که شامل ضوابطی برای محدود کردن جابه‌جایی نسبی بین طبقه و تضمین تیر ضعیف و ستون قوی است را برآورده می‌سازد. پلان و ارتفاع قاب تیر در شکل ۱ نشان داده شده است. مشخصات مقاطع تیرها و ستون‌ها برای هر دو سازه هشت و دوازده طبقه این قاب به ترتیب در جدول‌های ۱ و ۲ داده شده است. دهانه‌ها در هر دو جهت برابر با ۹٫۱ متر است. ارتفاع طبقه اول ۴٫۳ متر و ارتفاع سایر طبقات ۳٫۶۶ متر است. سازه بتنی با استاندارد UBC97 برای منطقه لرزه‌ای نوع ۴ با منبع نوع A و خاک نوع ۳ (سرعت موج برشی بین ۱۸۳ متر بر ثانیه و ۳۶۵ متر بر ثانیه) طرح شده است. بار بام ساختمان برابر با ۷٫۵۵ کیلونیوتن بر مترمربع و بار سایر طبقات به صورت مساوی برابر با ۸٫۹ کیلونیوتن بر مترمربع است [۲۵].



شکل ۱ پلان ساختمان بتن مسلح [۲۴]

Figure 1: plan view of the reinforced concrete building [24]

جدول ۱: هندسه و مشخصات قاب ۸ طبقه بتنی پیرامونی در امتداد محور A

Table 1: Geometry and characteristics of the 8-story concrete frame along the A axis

طبقه	ستون‌های کناری		ستون‌های میانی		تیرها	
	*ابعاد	**میلگرد	ابعاد	میلگرد	میلگرد بالا	میلگرد پایین
۱	۱۰۱x۱۰۱	۲۰-#۱۱	۱۱۲x۹۱.۵	۱۸-#۱۱	۵#۱۱+۵#۴	۵#۹+۵#۴
۲	۱۰۱x۱۰۱	۲۰-#۹	۱۱۲x۹۱.۵	۱۸-#۱۰	۵#۱۱+۵#۴	۵#۱۰+۵#۴
۳	۱۰۱x۱۰۱	۲۰-#۹	۱۱۲x۹۱.۵	۱۸-#۱۰	۵#۱۱+۵#۴	۵#۱۰+۵#۴
۴	۹۶/۵x۹۶/۵	۲۰-#۹	۱۰۷x۸۶	۱۸-#۱۰	۵#۱۱+۵#۴	۵#۱۰+۵#۴
۵	۹۶.۵x۹۶/۵	۲۰-#۹	۱۰۷x۸۶	۱۸-#۱۰	۵#۱۱	۵#۹
۶	۹۱/۵x۹۱/۵	۱۶-#۹	۱۰۷x۸۶	۱۶-#۱۰	۵#۱۰	۵#۸
۷	۹۱/۵x۹۱/۵	۱۶-#۹	۹۶/۵x۷۶	۱۶-#۸	۵#۱۰	۵#۷
۸	۹۱/۵x۹۱/۵	۱۶-#۱۰	۹۶/۵x۷۶	۱۶-#۸	۵#۹	۵#۷

*همه‌ی ابعاد بر حسب CM

**شماره قطر آرماتورها #۱۱: ۳۵mm; #۱۰: ۳۲mm; #۹: ۲۹mm; #۸: ۲۵mm; #۷: ۲۲mm; #۶: ۱۹mm; #۵: ۱۶mm; #۴: ۱۳mm

جدول ۲: هندسه و مشخصات قاب ۱۲ طبقه بتنی پیرامونی در امتداد محور A

Table 2: Geometry and characteristics of the 12-story concrete frame along the A axis

طبقه	ستون‌های کناری		ستون‌های میانی		تیرها	
	*ابعاد	**میلگرد	ابعاد	میلگرد	میلگرد بالا	میلگرد پایین
۱	۸۶x۸۶	۲۴#۱۱	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۴	۶#۱۱+۵#۴	۶#۱۰+۵#۴
۲	۸۱x۸۱	۲۰#۱۰	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۴	۷#۱۱+۵#۴	۶#۱۰+۵#۴
۳	۸۱x۸۱	۲۰#۱۰	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۴	۶#۱۱+۵#۴	۶#۱۰+۵#۴
۴	۸۱x۸۱	۲۰#۱۰	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۱	۶#۱۱+۵#۴	۶#۱۰+۵#۴
۵	۷۹x۷۹	۲۰#۱۰	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۱	۶#۱۱+۴#۴	۶#۱۰+۴#۴
۶	۷۹x۷۹	۲۰#۱۰	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۱	۶#۱۱+۴#۴	۵#۱۰+۴#۴
۷	۷۹x۷۹	۲۰#۱۰	۹۶/۵x۷۶	۱۸#۱۱	۶#۱۱+۴#۴	۵#۱۰+۴#۴
۸	۷۶x۷۶	۲۰#۹	۹۶/۵x۷۶	۱۸#۱۱	۵#۱۱+۴#۴	۵#۱۰+۴#۴
۹	۷۶x۷۶	۲۰#۹	۹۶/۵x۷۶	۱۸#۱۰	۵#۱۱	۵#۹
۱۰	۷۱x۷۱	۱۶#۹	۸۶x۷۱	۱۸#۱۰	۵#۱۱	۵#۸
۱۱	۷۱x۷۱	۱۶#۹	۸۱x۶۱	۱۶#۹	۵#۱۰	۵#۷
۱۲	۷۱x۷۱	۱۶#۸	۸۱x۶۱	۱۶#۹	۵#۹	۴#۷

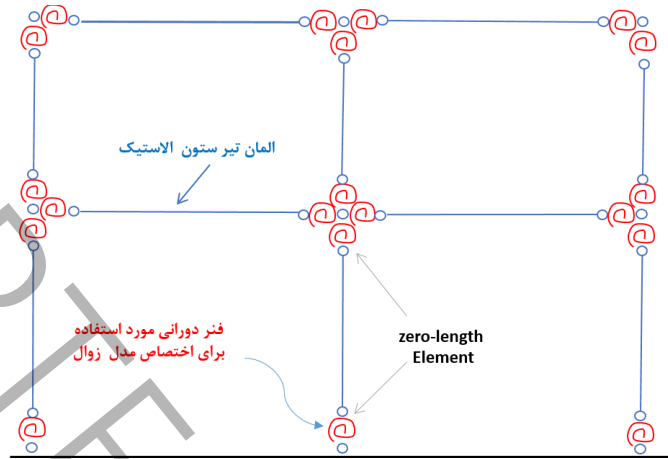
*همه‌ی ابعاد بر حسب CM

**شماره قطر آرماتورها #۱۱: ۳۵mm; #۱۰: ۳۲mm; #۹: ۲۹mm; #۸: ۲۵mm; #۷: ۲۲mm; #۶: ۱۹mm; #۵: ۱۶mm; #۴: ۱۳mm

۳- مدل‌سازی

مدل عددی با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس با رویکرد پلاستیسیته متمرکز ساخته شده است [۲۶]. رفتار چرخشی نواحی پلاستیک توسط فنرها از مدل پاسخ چرخه ای با قانون چرخه‌ای Peak-oriented بر اساس مدل زوال ایبارا-مدینا-کراوینکلر [۲۳] پیروی

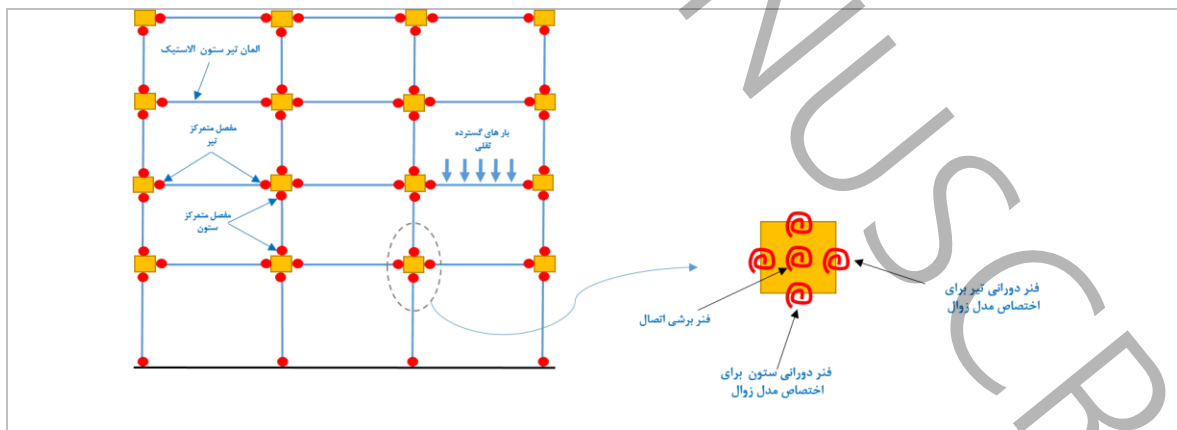
می‌کند. در شکل ۲ مدل بدون چشمه اتصال که در آن رفتار غیرخطی توسط المان فنرهای چرخشی غیر الاستیک با طول صفر^۱ نشان داده شده است، دیده می‌شود. المان با طول صفر^۲ با دو گره در یک مکان تعریف می‌شود. گره‌ها توسط المان‌های تک محوره به هم متصل می‌شوند تا رابطه نیرو-تغییر شکل برای المان تعریف شود.



شکل ۲: شمای، مدل قاب بدون چشمه اتصال و رفتار غیرخطی با استفاده از المان فنر با طول صفر

Figure 2: Schematic view, frame model without connecting spring and nonlinear behavior using zero length spring elements

در شکل ۳ مدل سازه با در نظر گرفتن چشمه اتصال، نشان داده شده است. برای مدل سازی عددی از المان چشمه اتصال joint 2d، با پنج فنر با نام joint 2d-SPR5 استفاده شده است. چهار فنر چرخشی غیر خطی که در اتصالات تیر و ستون واقع شده‌اند برای نشان دادن رفتار غیر خطی اعضای متصل به عضو استفاده می‌شود؛ و یک فنر چرخشی با فرض رفتار الاستیک با سختی زیاد که برای رفتار برشی اتصال در نظر گرفته شده است. یادآوری می‌شود که از ماده تک محوری برای تعیین سختی برشی اتصال و سختی اعضای متصل به عضو استفاده می‌شود.



شکل ۳: شمای، مدل قاب با چشمه اتصال و رفتار غیرخطی با استفاده از فنرهای غیر خطی در انتهای اتصالات

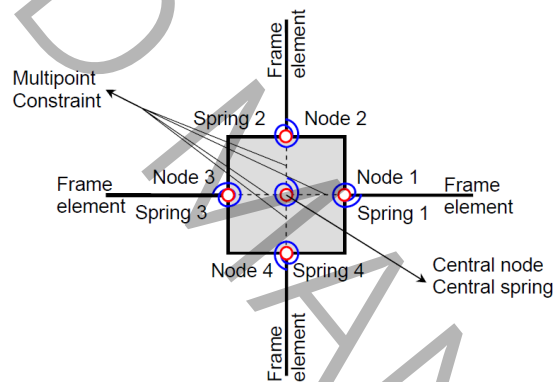
Figure 3: Schematic view, frame model in the presence of connection spring and non-linear

¹ Zero-length element

² Zero length

برای مدل‌سازی تغییر شکل‌های برشی اتصال در تحلیل سازه بتن مسلح و برای مدل‌سازی پاسخ لرزه‌ای اتصال با بررسی اثرات لغزش بین آرماتور و بتن^۱ چندین مدل پیشنهاد شده است. از جمله لوز و آلتونتا^۲ از یک پائل برشی با چهار فنر برشی رابط و هشت فنر برای لغزش میلگرد تشکیل شده است [۲۷]. اگرچه این مدل پتانسیل ارائه دقیق‌تر و شفاف‌تر از اتصال را ارائه می‌دهد اما به اطلاعات دقیقی در مورد لغزش آرماتور نیاز دارد که در حال حاضر در دسترس نیست. لذا آلتونتا^۲ مدل قبلی پیشنهاد شده را با مدلی ساده شده متشکل از چهار فنر چرخشی با طول صفر در اتصالات تیر به ستون جایگزین کرد که چرخش انتهای عضو ناشی از لغزش پیوستگی را شبیه‌سازی می‌کند. در این مدل اجزای ناحیه چشمه با یک فنر چرخشی برای شبیه‌سازی تغییر شکل برشی اتصال توصیف می‌شوند [۲۸].

المان اتصال دو بعدی با عنوان کلی joint 2d معرفی می‌شود. در شکل ۴ یک نسخه (حالت) این المان با چرخش انتهایی اعضا و با پنج فنر با نام joint 2d-SPR5 و حالت دیگر در شکل ۵ المان اتصال با اتصالات انتهایی صلب و یک فنر برشی به عنوان joint2d-1SPR نشان داده شده است.

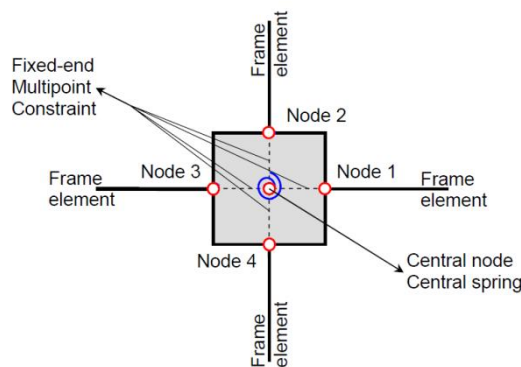


شکل ۴: المان joint 2d-SPR5

Figure 4: joint 2d - SPR5 element

¹ Bond slip

² Lowes & Altoontash



شکل ۵: المان joint 2d-1SPR
Figure 5: joint 2d-1SPR element

joint 2d المان

می‌کند. گره مرکزی در نقطه مرکزی این متوازی الاضلاع است. برای مدل قاب دو بعدی، گره مرکزی دارای چهار درجه آزادی است که سه درجه آزادی استاندارد و یک درجه اضافی برای تغییر شکل‌های برشی می‌باشد. چهار گره خارجی، جهت مدل‌سازی اتصال المان‌های تیرهای مجاور به ستون در نظر گرفته شده‌اند. همچنین یک ماده تک محوری^۱ برای تعیین سختی برشی اتصال و سختی اعضای متصل به عضو استفاده می‌شود.

مدل‌های هیستریزیس مورد استفاده در ارزیابی لرزه‌ای به گونه‌ای توسط ایبارا و همکاران اصلاح شده‌اند که شامل بسیاری از منابع زوال مانند زوال چرخه‌ای، نرم‌شدگی پس از سختی تسلیم و همچنین استحکام پسماند پس از زوال را به خود اختصاص می‌دهند. منحنی‌ها دارای یک پارامتر زوال مبتنی بر انرژی هستند. کالیبراسیون مدل‌های هیستریزیس روی فولاد و بتن مسلح نشان می‌دهد که مدل‌های پیشنهادی قادر به شبیه‌سازی ویژگی‌های اصلی مؤثر بر زوال هستند.

اگر زوال وجود نداشته باشد منحنی پایه توسط سه پارامتر سختی الاستیک اولیه (k_e)، مقاومت تسلیم (F_y)، سخت شونده‌گی کرنشی (strain-hardening stiffness) مطابق رابطه ۱ تعریف می‌شود:

$$k_s = \alpha k_e \quad (1)$$

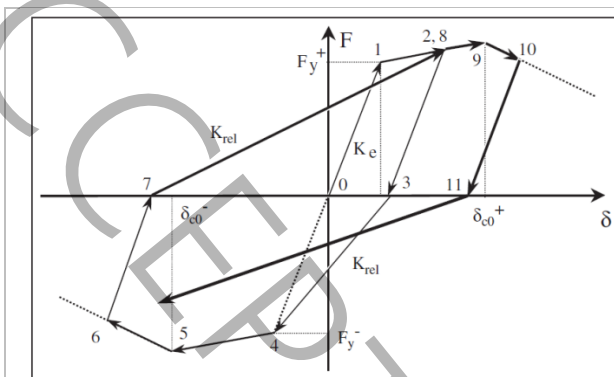
اگر منحنی پایه زوال رفتاری را مطابق شکل‌های ۶ و ۷ شامل شود، شاخه نرم‌شدگی از تغییر شکل رأس (cap) آغاز می‌شود (δ_c) که

مطابق با نقطه اوج مقاومت (FC) منحنی نیرو تغییر شکل است. اگر δ_c با تغییر شکل تسلیم نرمال شود، نسبت $\left(\frac{\delta_c}{\delta_y}\right)$ را می‌توان به

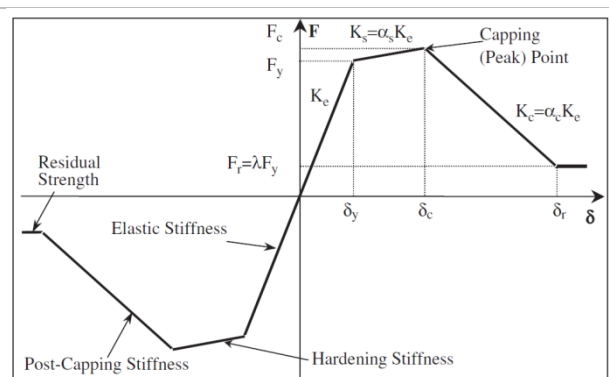
عنوان ظرفیت شکل پذیری نشان داد. شاخه نرم‌شدگی توسط سختی post capping تعریف می‌شود. $k_c = \alpha k_e$ که معمولاً مقدار منفی دارد و به این وسیله می‌توان مقاومت پسماند را به مدل نسبت داد. $F_T = \lambda F_y$ نشان دهنده کسری از مقاومت تسلیم اجزا است که پس از رسیدن به آستانه زوال معین، حفظ می‌شود. هنگامی که چنین مقاومت پسماندی مشخص شود، منحنی پایه با یک خط افقی تکمیل می‌شود. پارامترهای α_s و $\frac{\delta_c}{\delta_y}$ و λ یا از پیش‌بینی تحلیلی یا از کالیبراسیون مدل‌های هیستریزیس با داده‌های نیرو و -

¹ uniaxial material

تغییر شکل به دست آمده از آزمایش‌ها مشخص می‌شوند. مدل‌های هیستریزیس به این پارامترها اجازه می‌دهند تا مقادیر متفاوتی در جهت‌های مثبت و منفی داشته باشند [۲۳].

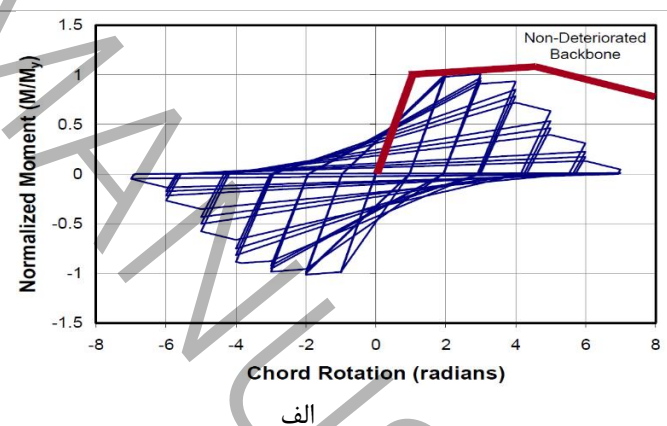
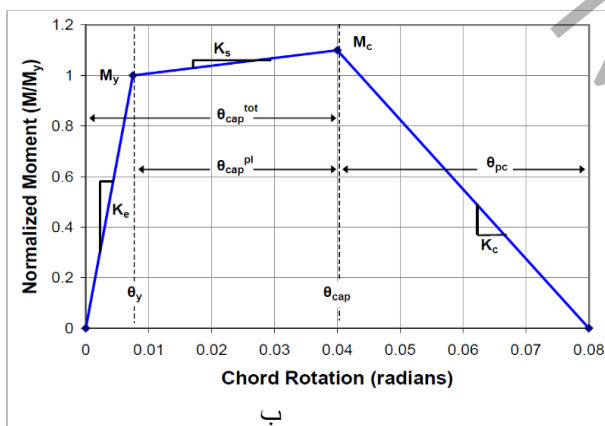


شکل ۷: مدل هیستریزیس Peak-oriented [۲۳]
Figure 7: Peak-oriented hysteresis model [23]



شکل ۶: مدل هیستریزیس [۲۳]
Figure 6: hysteresis model [23]

مدل المان تیر - ستون توسط ایبارا، مدینا و کراوینکلر^۱ و از یک منحنی پایه‌ی مونوتونیک (یک جهته) سه خطی تشکیل شده است. این منحنی پایه و مرتبط با آن قوانین هیستریزیس برای مدل‌سازی همه‌ی رفتار چرخه‌ای همان‌طور که در شکل ۸ نشان داده شده است، فراهم می‌کند. زوال از طریق قوانین پاسخ چرخه‌ای Peak-oriented گنجانده می‌شود که بر اساس یک شاخص انرژی و دارای دو پارامتر است: ظرفیت اتلاف انرژی نرمال شده و یک عبارت توان برای توصیف چگونگی نرخ زوال چرخه‌ای که با تجمع آسیب تغییر می‌کند [۲۹].

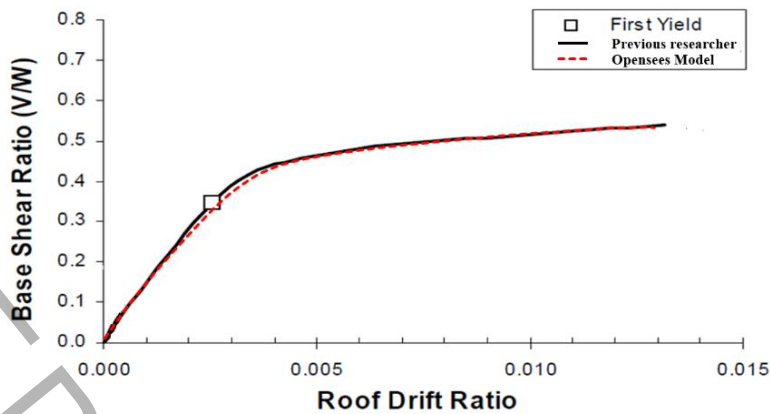


شکل ۸: الف- رفتار مونوتونیک (یک‌نوا) و ب- چرخه‌ای مدل مورد استفاده در کالیبراسیون، مدل توسعه یافته توسط ایبارا، مدینا و کراوینکلر [۲۳] و [۲۹].

Figure 8: a) monotonic behavior, and b) cyclic behavior of the model used in calibration, the model developed by Eibar, Medina and Kravinkler [23] and [29].

در پایان فرایند مدل‌سازی و قبل از گرفتن خروجی از مدل‌ها، جهت بررسی صحت مدل‌سازی، سازه ۸ طبقه بتنی که توسط ارول کالکان مدل‌سازی و تحت آنالیز استاتیکی پوش آور قرار گرفته است مدل‌سازی شده است [۲۴]. شکل ۹ تطابق قابل قبول نتیجه دو تحلیل را نشان می‌دهد.

¹ Ibarra & Medina & Krawinkler,



شکل ۹: مقایسه نتایج آنالیز استاتیکی پوش آور ارول کالکان [۲۴] با مدل سازی حاضر

Figure 9: Comparison of the static push over analysis results of Erol Kalkan model [24] with the present paper model

همچنین جدول ۳ مجموعه رکوردهایی شامل بیست و دو رکورد (۴۴ مؤلفه) از پایگاه داده PEER-NGA که رکوردهای توصیه شده توسط FEMA P-695 است برای تحلیل تاریخچه زمانی و تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شده است [۳۰]. جدول ۳ برای هر رکورد، بزرگا، سال و نام آن و همچنین نام ایستگاه را نشان می‌دهد.

جدول ۳: مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی و تحلیل دینامیکی افزایشی

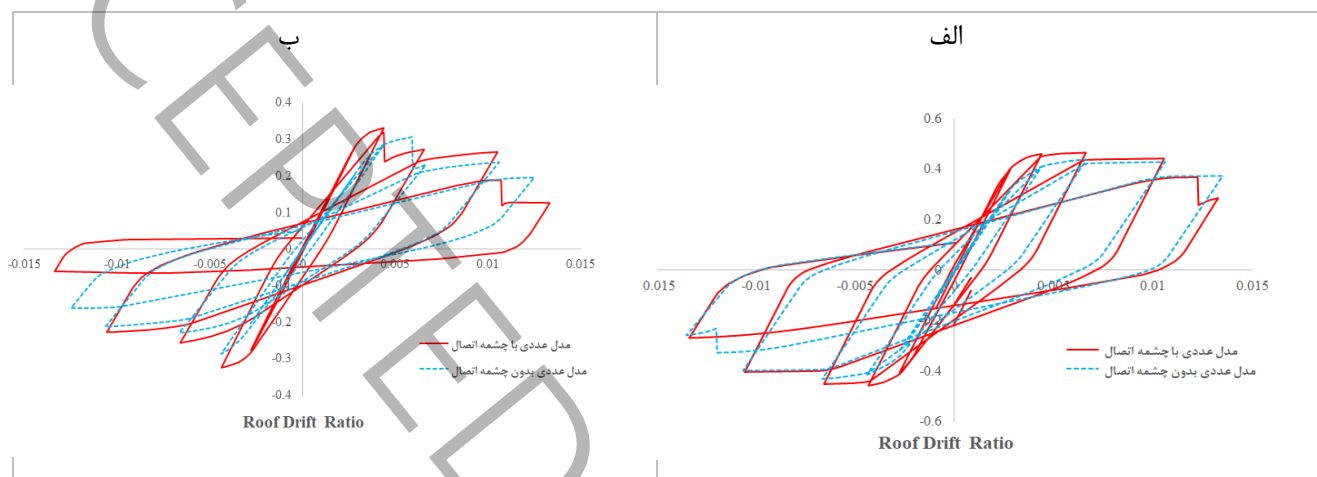
Table 3: Characteristics of the earthquakes used in time history analysis and incremental dynamic analysis

مرجع	نام ایستگاه	زلزله			شماره (EQ ID)
		بزرگا	سال	نام	
USC	Beverly Hills - Mulhol	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	۱
USC	Canyon Country-WLC	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	۲
ERD	Bolu	۷/۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	۳
SCSN	Hector	۷/۱	۱۹۹۹	Hector Mine	۴
UNAMUCSD	Delta	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	۵
USGS	El Centro Array #۱۱	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	۶
CUE	Nishi-Akashi	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۷
CUE	Shin-Osaka	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۸
ERD	Duzce	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۹
KOERI	Arcelik	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۱۰
CDMG	Yermo Fire Station	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	۱۱
SCE	Coolwater	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	۱۲
CDMG	Capitola	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	۱۳
CDMG	Gilroy Array #۳	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	۱۴
BHRC	Abbar	۷/۴	۱۹۹۰	Manjil, Iran	۱۵
CDMG	El Centro Imp. Co.	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	۱۶
USGS	Poe Road (temp)	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	۱۷
CDMG	Rio Dell Overpass	۷/۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	۱۸
CWB	CHY۱۰۱	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹
CWB	TCU۰۴۵	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۲۰
CDMG	LA - Hollywood Stor	۶/۶	۱۹۷۱	San Fernando	۲۱
--	Tolmezzo	۶/۵	۱۹۷۶	Friuli, Italy	۲۲

۴- نتایج و بحث

۴-۱- تحلیل استاتیکی چرخه‌ای

شکل ۱۰ نتایج تحلیل استاتیکی سازه هشت طبقه و دوازده طبقه بتنی تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد. مدل عددی سازه با چشمه اتصال دارای سختی و مقاومت بالاتری نسبت به مدل عددی بدون در نظر گرفتن چشمه اتصال است. همان‌طور که مشخص است نتایج مدل سازه تحت تحلیل استاتیکی، در حضور چشمه اتصال و بدون در نظر گرفتن چشمه اتصال اختلاف کمی با یکدیگر دارند و نتایج به هم نزدیک است (حضور چشمه اتصال در مدل عددی نتایج را متأثر نمی‌سازد). اختلاف حاضر به دلیل در نظر گرفتن تغییر شکل‌های برشی در چشمه اتصال می‌باشد که به دلیل ابعاد کوچک این عضو قابل توجه نیست.

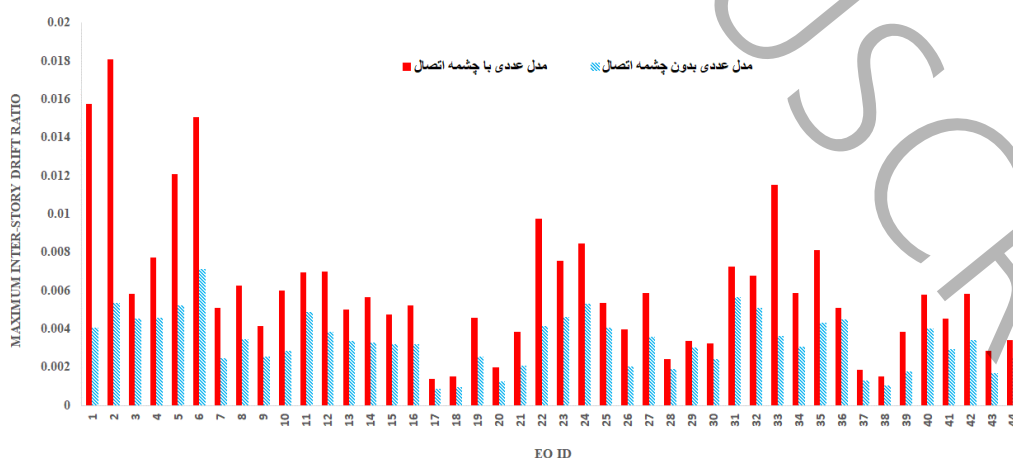


شکل ۱۰: منحنی تحلیل استاتیکی چرخه‌ای سازه‌ها با و بدون چشمه اتصال (الف) سازه ۸ طبقه بتن مسلح (ب) سازه ۱۲ طبقه بتن مسلح

Figure 10: Cyclic static analysis curve of the structure with and without panel zone a) 8-story reinforced concrete structure b) 12-story reinforced concrete structure

۴-۲- تحلیل تاریخچه زمانی

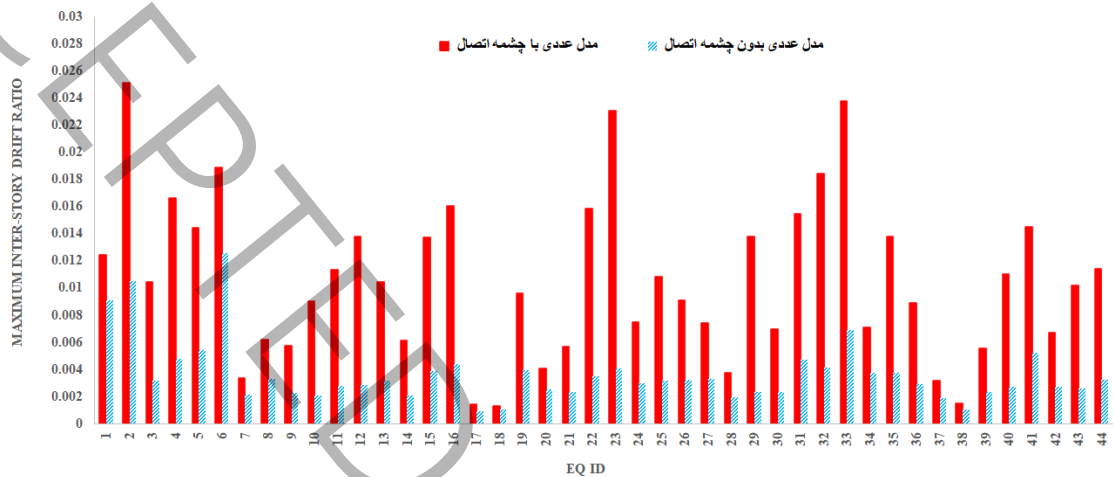
برای تعیین پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ها، تحلیل تاریخچه زمانی تحت اثر ۴۴ رکورد شتاب حرکت زمین مطابق با جدول ۳ برای سازه‌ها در دو حالت با چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال انجام شده و بیشینه جابجایی نسبی طبقه به عنوان پارامتر مهندسی پاسخ سازه برای هر رکورد استخراج شده است. در شکل ۱۱ و ۱۲ مشاهده می‌شود که مدل‌سازی چشمه اتصال موجب می‌شود به طور کلی مقدار جابجایی بیشتری محاسبه شود. در این مثال به طور متوسط پاسخ جابجایی سازه با چشمه اتصال برای سازه ۸ طبقه حدود دو برابر و برای سازه ۱۲ طبقه در حدود سه برابر بیشتر از سازه بدون چشمه اتصال است.



شکل ۱۱ نتایج مقایسه بیشینه جابجایی نسبی سازه دارای چشمه اتصال با سازه بدون چشمه اتصال با تحلیل تاریخچه زمانی برای سازه ۸ طبقه

بتن مسلح

Figure 11 comparison of the maximum relative displacement of the structure with and without panel zone with the time history analysis for the 8-story reinforced concrete structure



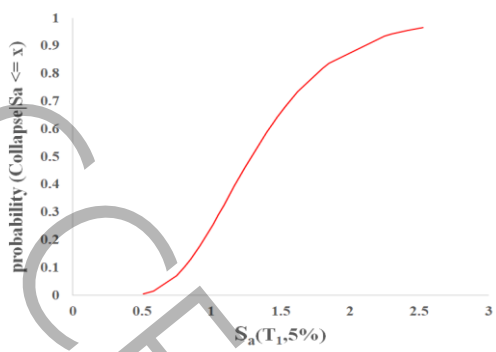
شکل ۱۲ مقایسه بیشینه جابجایی نسبی سازه با و بدون چشمه اتصال با تحلیل تاریخچه زمانی برای سازه ۱۲ طبقه بتن مسلح

Figure 12 Comparison of the maximum relative displacement of the structure with and without panel zone with the time history analysis for the 12-story reinforced concrete structure

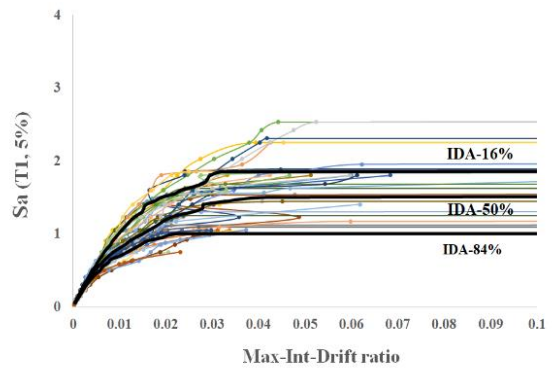
همان‌طور که از شکل‌های ۱۱ و ۱۲ استنباط می‌شود، خروجی تحلیل تاریخچه زمانی وابستگی زیادی به رکورد انتخاب شده دارد. با استفاده از تحلیل تاریخچه پاسخ دینامیکی غیرخطی تحت ترکیبی از رکوردهای حرکت زمین می‌توان تخمینی از عدم قطعیت‌ها را در یک چارچوب احتمالی انجام داد. از آن جمله، تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA^۱) است که برای به دست آوردن منحنی شکنندگی سازه‌ها به منظور در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های متعدد مدل‌سازی می‌باشد.

برای بررسی عملکرد سازه‌های بتنی معرفی شده، تحلیل دینامیکی افزایشی با استفاده از ۴۴ رکورد حرکت زمین مطابق جدول ۳ انجام شد. شکل‌های ۱۳ الی ۱۶ مجموعه‌ای از منحنی‌های IDA، به همراه منحنی شکنندگی سازه بتنی هشت و دوازده طبقه را نمایش می‌دهند. این نتایج برای دو حالت با و بدون وجود چشمه اتصال در مدل‌سازی نمایش داده شده‌اند. منحنی‌های شکنندگی بر اساس پراکندگی منحنی‌های IDA با استفاده از رویکرد آماری محاسبه و رسم شده‌اند. برای این منظور صدک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ محاسبه و در نمودارهای IDA نشان داده شده‌اند. منحنی‌های شکنندگی نشان دهنده توزیع احتمالاتی شدت‌های فروریزش مختلف است. همان‌طور که مشخص است، این منحنی احتمال وقوع فروریزش به ازای مقادیر مختلف شتاب طیفی (S_a) نشان می‌دهد.

^۱ Incremental Dynamic Analyses



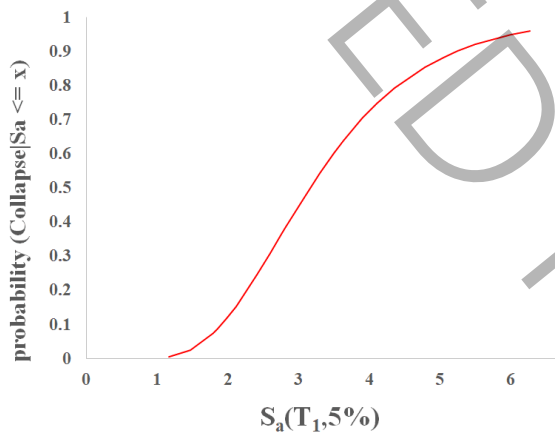
ب



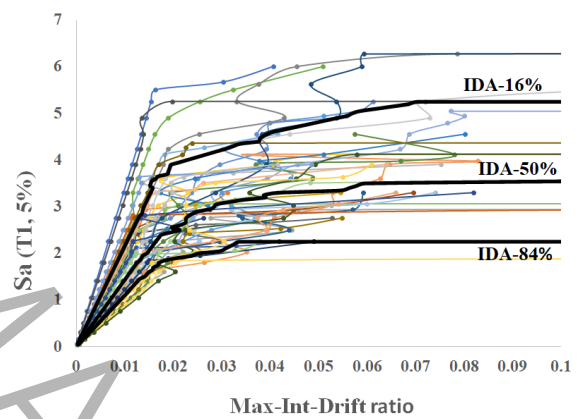
الف

شکل ۱۳: سازه بتنی ۸ طبقه با چشمه اتصال الف) دسته منحنی IDA ب) منحنی شکنندگی

Figure 13: 8-story concrete structure with panel zone a) IDA curves b) Fragility curve



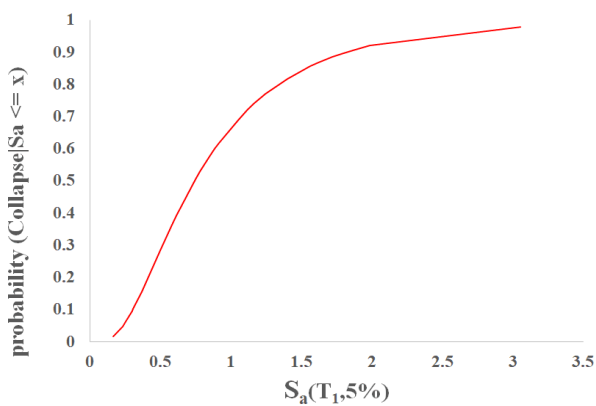
ب



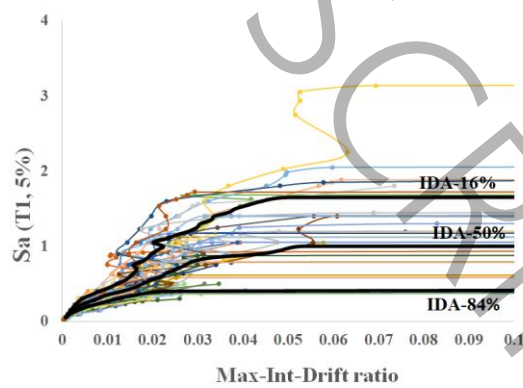
الف

شکل ۱۴: سازه بتنی ۸ طبقه بدون چشمه اتصال الف) دسته منحنی IDA ب) منحنی شکنندگی

Figure 14: 8-story concrete structure without panel zone a) IDA curves b) Fragility curve



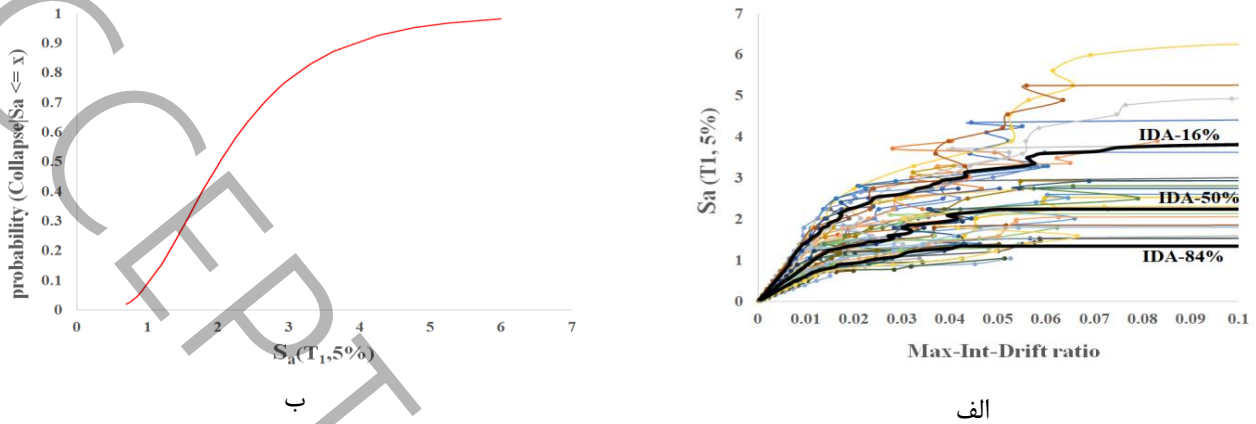
ب



الف

شکل ۱۵: سازه بتنی ۱۲ طبقه با چشمه اتصال الف) دسته منحنی IDA ب) منحنی شکنندگی

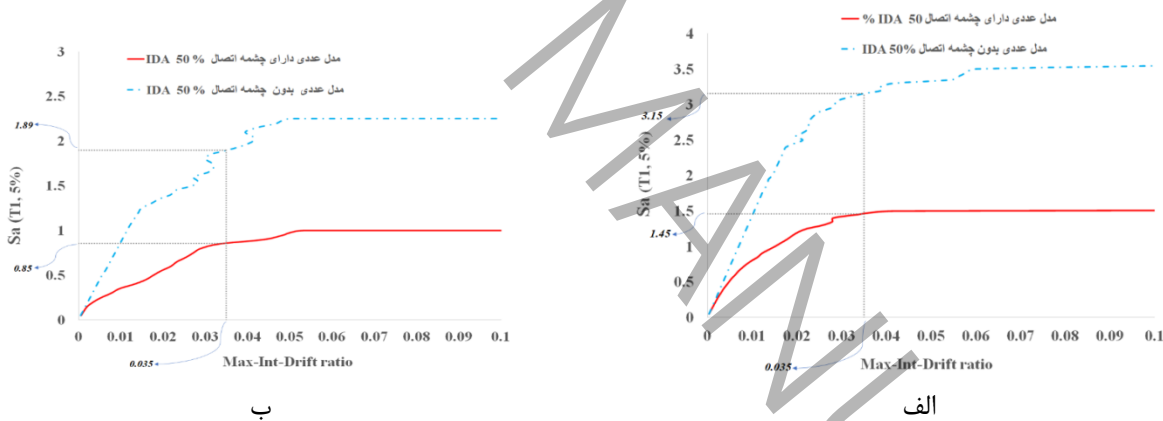
Figure 15: 12-story concrete structure with panel zone a) IDA curves b) fragility curve



شکل ۱۶: سازه بتنی ۱۲ طبقه بدون چشمه اتصال الف) دسته منحنی IDA ب) منحنی شکنندگی

Figure 16: 12-story concrete structure without panel zone a) IDA curves b) Fragility curve

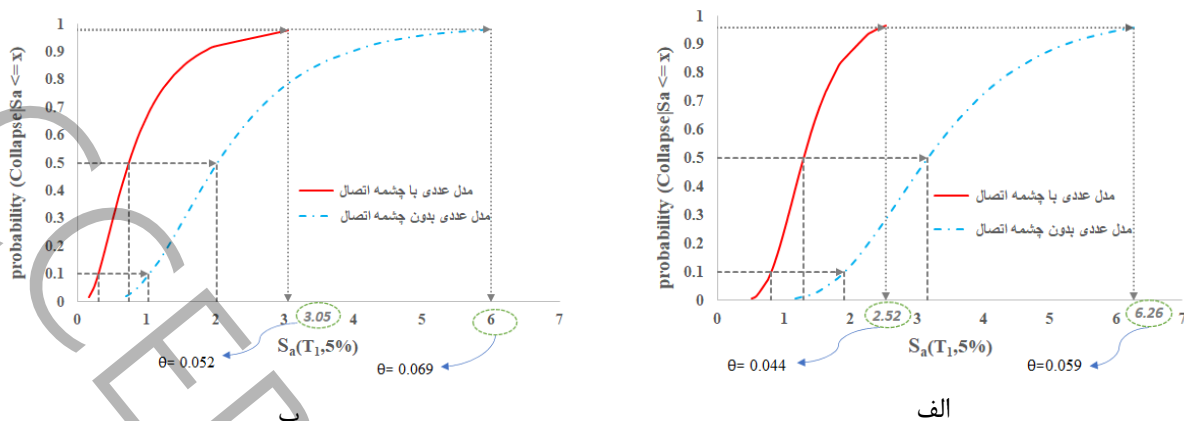
شکل ۱۷ منحنی IDA میانه را که نماینده دسته نمودار IDA برای سازه است، نشان می‌دهد. این منحنی‌ها نشان می‌دهند در مدل عددی دارای چشمه اتصال، به طور میانگین جابجایی‌های بزرگ‌تری در هر شدت زلزله محاسبه می‌شوند.



شکل ۱۷: مقایسه میانه منحنی‌های IDA سازه با و بدون چشمه اتصال الف) سازه ۸ طبقه بتنی ب) سازه ۱۲ طبقه بتنی

Figure 17: Comparison of the median IDA curve of the structure with and without panel zone a) 8-story concrete structure b) 12-story concrete structure

شکل ۱۸ مقایسه منحنی شکنندگی برای سازه هشت طبقه و دوازده طبقه را نشان می‌دهد. این نمودارها برای هر سازه احتمال فروریزش با در نظر گرفتن چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال را مقایسه می‌کند. مشاهده می‌شود مدل سازه‌ای با چشمه اتصال دارای منحنی جمع‌تراست و مدلی که دارای چشمه اتصال است، در سطوح شدت پایین‌تری به آستانه فرو ریزش می‌رسد.



شکل ۱۸: مقایسه منحنی شکنندگی سازه با و بدون چشمه اتصال الف) سازه ۸ طبقه بتن مسلح ب) سازه ۱۲ طبقه بتن مسلح

Figure 18: Comparison of the fragility curve of the structure with and without panel zone a) 8-story reinforced concrete structure b) 12-story reinforced concrete structure

بر اساس نتایج می‌توان دید که در هر دو سازه در صورت مدل‌سازی چشمه اتصال، سطح شدتی که منجر به پاسخ $0.35/0$ در سازه بدون چشمه اتصال می‌شود دو برابر حالتی است که چشمه اتصال مدل شده باشد. همچنین سازه ۸ طبقه دارای چشمه اتصال در شدتی برابر با $1/45$ و بدون چشمه اتصال در شدت $3/15$ به آستانه فروریزش می‌رسد. به طور مشابه برای سازه ۱۲ طبقه دارای چشمه اتصال در شدتی برابر $0.85/0$ و بدون چشمه اتصال در شدت $1/89$ به این آستانه می‌رسد. همانطور که قابل استنباط است، در نظر گرفتن چشمه اتصال در مدل عددی، باعث می‌شود پاسخ سازه به طور میانگین دو برابر و یا بیشتر از حالت بدون چشمه اتصال باشد.

منحنی شکنندگی سازه با بررسی وضعیتی که سازه فروریزش می‌کند نشان می‌دهد که سازه‌ای که چشمه‌ی اتصال دارد در سطح شدت ۵۰ درصد کمتر به وضعیت فروریزش می‌رسد. همچنین در آستانه فروریزش، برای مدل عددی با چشمه اتصال جابه‌جایی نسبی نظیر خرابی کامل سازه حدود ۳۰ درصد کمتر محاسبه می‌شود.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله مدل‌سازی عددی سازه‌های بتنی با دو رویکرد مدل‌سازی با چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال بررسی شد. در هر دو رویکرد رفتار المان‌های تیر و ستون الاستیک خطی فرض شده و رفتار غیرخطی در فنر انتهایی اعضا متمرکز شده است.

در مدل بدون چشمه اتصال فنرها توسط المان فنر با طول صفر تعریف شد و رفتار غیرخطی فنرها توسط یک المان تک‌محوری با قوانین منحنی پایه ایبارا-مدینا-کرولیتکر تعریف شده است. در مدل دارای چشمه اتصال برای هر اتصال از چهار فنر در انتهای اتصالات استفاده شده است و همچنین یک فنر برای رفتار برشی اتصال اختصاص داده شد که در این مقاله یک المان تک‌محوری الاستیک با سختی بالا برای رفتار این فنر قرار گرفت.

نتایج نشان داد زمانی که سازه تحت آنالیز استاتیکی قرار گرفت، به دلیل سختی بالای چشمه اتصال و کوتاه‌تر شدن طول المان، رفتار سازه دارای چشمه اتصال دارای سختی و مقاومت بالاتری نسبت به مدل‌سازی بدون چشمه اتصال بود. در هر صورت اختلاف در ارزیابی استاتیکی مدل‌ها بسیار کم ارزیابی شد و حضور و عدم حضور چشمه اتصال در آنالیز استاتیکی اختلاف قابل توجهی در نتایج نداشت و مدل کردن و نکردن چشمه اتصال نتایج را متأثر نخواهد ساخت.

در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی که پاسخ سازه ناشی از شتاب حرکات زمین است، مشاهده شد که اختلاف ناشی از مدل‌سازی چشمه اتصال زمانی که سازه در ناحیه خطی است و جابه‌جایی‌های سازه کم هستند ناچیز است، اما زمانی که سازه وارد ناحیه

غیرخطی شده است، جابه‌جایی نسبی در حضور چشمه اتصال بالاتر است. با بررسی منحنی شکنندگی سازه این نتیجه قابل مشاهده بود که در مدلی که چشمه اتصال وجود دارد، سازه در سطوح شدت زلزله پایین‌تری به آستانه فروریزش می‌رسد.

مراجع

- [1] S. Motaghed, A.R. fakhriyat, Modeling inelastic behavior of RC adhered shear walls in opensees, *Journal of Modeling in Engineering*, 18(63) (2021) 15-25. (in Persian)
- [2] H. Shirazi, M.R. Esfahani, Effect of Self-Consolidating Concrete on Beam-Column Exterior Joints, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 45(1) (2013) 81-96. (in Persian)
- [3] T. Yousefi, H. Tajmir Riahi, Investigation of Mechanical Properties of Geopolymer Concrete and Its Application in Beam-Column Joint, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 54(3) (2022) 851-868. (in Persian)
- [4] A. Mehrabi Moghadam, A. Yazdani, S. Motaghed, Considering the Yielding Displacement Uncertainty in Reliability of Mid-Rise RC Structures, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 10(3) (2022) 141-157.
- [5] R. Park, R. Dai, A comparison of the behaviour of reinforced concrete beam-column joints designed for ductility and limited ductility, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 21(4) (1988) 255-278.
- [6] T. Paulay, Equilibrium criteria for reinforced concrete beam-column joints, *Structural Journal*, 86(6) (1989) 635-643.
- [7] S.J. Pantazopoulou, J.F. Bonacci, On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21(2) (1994) 307-328.
- [8] K. Entezari, M. Marefat, A. Hosseini, Experimental investigation of post-installed adhesive anchors in concrete under tension and shear loads, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 54(6) (2022) 2303-2320.
- [9] T. Paulay, M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Wiley, New York, 1992.
- [10] A.S.S.R.S. Committee, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06)*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2007.
- [11] FEMA356 (Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: Rehabilitation Requirements), American Society of Civil Engineers, Washington, DC, 2000.
- [12] F. Fazileh, R. Fathi-Fazl, Z. Cai, A. Bérubé, Nonlinear modelling parameters and acceptance criteria in ASCE/SEI 41: A critical review and applicability to Canada, *Canadian Journal of Civil Engineering*, (2022).
- [13] A. Sharma, R. Eligehausen, G.R. Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, *Engineering Structures*, 33(3) (2011) 1034-1051.
- [14] S. Alath, Modeling inelastic shear deformation in reinforced concrete beam-column joints, (1995).
- [15] B. Li, Q. Kai, W. Xue, Effects of eccentricity on the seismic rehabilitation performance of nonseismically detailed interior beamwide column joints, *Journal of Composites for Construction*, 16(5) (2012) 507-519.
- [16] R. Sadjadi, M.R. Kianoush, Effect of Modeling Features on Response of Reinforced Concrete Frames, in, *Proceedings of the 3th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada, 2004, pp. 1-6.
- [17] E. Grande, M. Imbimbo, A. Napoli, R. Nitiffi, R. Realfonzo, A Nonlinear Macro-Model for the Analysis of Monotonic and Cyclic Behaviour of Exterior RC Beam-Column Joints, *Frontiers in Materials*, 8 (2021) 719716.
- [18] M.S. Khan, A. Basit, N. Ahmad, A simplified model for inelastic seismic analysis of RC frame have shear hinge in beam-column joints, *Structures*, 29 (2021) 771-784.

- [19] M. Ilyas, A. Ahmad, A. Riaz, F.A. Khan, S.H. Sher, M. Waseem, S.Z. Ali, Y.I. Badrashi, H.A. Waqas, H. Seitz, K. Shahzada, M. Leta, Review of Modeling Techniques for Analysis and Assessment of RC Beam–Column Joints Subjected to Seismic Loads, *Materials*, 15(21) (2022) 7448.
- [20] J.C. Anderson, W.H. Townsend, Models for RC frames with degrading stiffness, *Journal of the Structural Division*, 103(12) (1977) 2361-2376.
- [21] C.L. Ning, B. Yu, B. Li, Beam-column joint model for nonlinear analysis of non-seismically detailed reinforced concrete frame, *Journal of Earthquake Engineering*, 20(3) (2016) 476-502.
- [22] B. Abdelwahed, A review on reinforced concrete beam column joint: Codes, experimental studies, and modeling, *Journal of Engineering Research (2307-1877)*, 8(4) (2020).
- [23] L.F. Ibarra, R.A. Medina, H. Krawinkler, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12) (2005) 1489-1511.
- [24] E. Kalkan, Prediction of seismic demands in building structures, University of California, Davis, 2006.
- [25] Structural Engineering Design Provisions, UBC-97, Vol. 2, UBC, 1997.
- [26] T.P.E.E.R.C. (PEER), OpenSees (software).
- [27] L.N. Lowes, A. Altoontash, Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading, *Journal of Structural Engineering*, 129(12) (2003) 1686-1697.
- [28] A. Altoontash, Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints, Stanford university, 2004.
- [29] C.B. Haselton, C. Pacific Earthquake Engineering Research, Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings, in, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [30] C. Applied Technology, Quantification of building seismic performance factors, US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.