

ارزیابی تأثیر سختی دورانی اتصال پای ستون در عملکرد لرزه‌یی غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی

عباس سیوندی پور* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان

محسن گرامی (دانشیار)

محمد هادی تقدیسی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

اتصال‌های پای ستون، یکی از مهم‌ترین بخش‌های هر سازه است. درک بیشتر رفتار و عملکرد اتصال پای ستون می‌تواند در طراحی دقیق‌تر به خصوص در طراحی لرزه‌یی هر سازه مفید واقع شود. در اتصال‌های پای ستون می‌توان از سختی دورانی به‌عنوان تنها پارامتر تأثیرگذار میان عدم قطعیت‌های موجود در اتصال پای ستون و سازه که تغییر در آن‌ها باعث تغییر سختی دورانی و در نتیجه سبب تغییر ویژگی‌های دینامیکی و لرزه‌یی سازه می‌شود، نام برد. در مطالعه‌ی حاضر با توجه به حساسیت ذکر شده، تأثیر سختی دورانی و مقاومت اتصال پای ستون در رفتار و عملکرد لرزه‌یی ساختمان‌های فولادی به روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال (MPA) و تاریخچه‌ی زمانی (NLDA) ارزیابی شده است. نتایج نشان داد که سختی دورانی اتصال پای ستون در ویژگی‌های دینامیکی سازه، منحنی ظرفیت سازه، جابه‌جایی نسبی طبقات و شکل‌پذیری تأثیر می‌گذارد. همچنین اتصال پای ستون با رفتار شبه صلب مطلوبیت بیشتری در طراحی سازه‌ها دارد.

واژگان کلیدی: اتصال پای ستون، سختی دورانی، قاب خمشی فولادی، تحلیل پوش‌آور مودال.

a.sivandi@kgut.ac.ir
mgerami@semnan.ac.ir
m.h.taghdisi@gmail.com

۱. مقدمه

اشاره کرد. [۷] نتایج مطالعاتی در سال ۲۰۰۵، [۸] نشان داد که این مودهای شکست به پیکربندی سیستم‌های سازه و جزئیات اتصال پای ستون وابسته هستند. تاکنون مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی زیادی بر روی رفتار اتصال پای ستون و تأثیر آن در رفتار کل ساختمان انجام شده است. [۹-۱۳]

با وجود انجام آزمایش‌های مختلف در سرتاسر جهان، کماکان آیین‌نامه‌های معتبر فعلی، [۱۴] به صورت کیفی به نحوه‌ی طراحی لرزه‌یی اتصال پای ستون پرداخته‌اند و علت ارائه ندادن رابطه‌ی دقیق را کمبود تعداد آزمایش‌های انجام شده می‌دانند. لذا با توجه به این ماهیت خاص در اتصال مذکور انتظار می‌رود که دیگر ویژگی‌های توصیف‌کننده مانند لنگر تسلیم اتصال، سختی دورانی اتصال و دوران نیز به‌عنوان متغیر تأثیرگذار باشند. در حال حاضر، مهندسان طراح به هنگام طراحی سازه‌ها با فرض‌های ایده‌آل کاملاً مفصلی و یا کاملاً گیردار به تحلیل و طراحی سازه می‌پردازند و در نتیجه‌ی فرض‌های مذکور انتظار می‌رود که نتایج به‌دست آمده مانند ابعاد ستون‌ها و تیرها واقعی نباشند و به هنگام زلزله، اتصال رفتاری از خود نشان دهند که قبلاً نیز از آن انتظاری نمی‌رفت؛ زیرا که چگونگی رفتار اتصال قبلاً توسط طراح به صورت مشخص تعیین نشده است و به این علت است که اتصال در عمل هیچ‌گاه

در ساختمان‌ها، کلیه‌ی بارهای وارده بر سازه پس از توزیع در کف‌ها، تیرها و نهایتاً ستون‌ها، از طریق ورق کف ستون به فونداسیون منتقل می‌شوند. لذا یکی از حساس‌ترین بخش‌های تشکیل‌دهنده‌ی سازه به خصوص در ساختمان‌های فولادی، محل اتصال ستون به فونداسیون است. به دلیل چنین حساسیتی و همچنین با توجه به اهمیت زیاد ستون در سازه‌ی فولادی لازم است دقت بسیاری در طرح و اجرای اتصال پای ستون‌ها به عمل آید. [۱] در طول زلزله‌های گذشته، آسیب‌ها و خسارت‌های بسیاری در اتصال‌های پای ستون مشاهده شده است که از آن جمله می‌توان به زلزله‌ی نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) اشاره کرد. [۲] وجود مؤلفه‌های مختلف در اتصال پای ستون چون بتن، صفحه‌ی ستون، میل مهار، جوش و غیره باعث شده است که رفتار اتصال پای ستون با توجه به نیروی محوری و لنگر خمشی اعمالی به آن متفاوت باشد. اتصال‌های پای ستون به انواع مودهای شکست حساس است، که می‌توان به شکست جوش، [۳-۶] تسلیم صفحه‌ی ستون و شکست بتن،

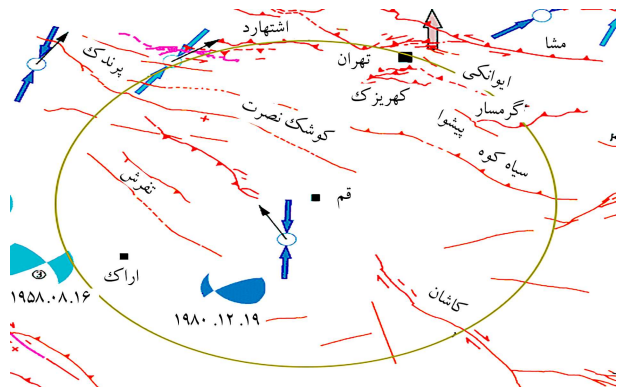
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۲/۳، اصلاحیه ۱۳۹۶/۳/۱۳، پذیرش ۱۳۹۶/۵/۸.

DOI:10.24200/J30.2018.2132.2103

جدول ۱. مقادیر سختی دورانی اتصال پای ستون‌های مدل‌های سازه‌یی.

مدل‌های سازه‌یی	سختی (KN.m/Milliradian)
FIX	۲۷۰۰
SR۵	۱۳۵۰
SR۴	۵۴۰
SR۳	۲۰۰
SR۲	۸۸
SR۱	۳۴
PIN	۰



شکل ۱. گسل‌های فعال و محدوده‌ی مورد مطالعه در تحلیل خطر لرزه‌یی منطقه به شعاع ۱۵۰ کیلومتر.

جدول ۲. شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده براساس شرایط ساختگاهی.

PGA (g)	MW	Year	Event	
۰٫۳۰۰۶	۷٫۶۲	۱۹۹۹	Chi-Chi	۱
۰٫۳۶۱۵	۶٫۶۹	۱۹۹۴	Northridge	۲
۰٫۳۲۳۹	۶٫۶۱	۱۹۷۱	San Fernando	۳
۰٫۳۹۶۵	۵٫۹۹	۱۹۸۷	Whittier Narrows	۴
۰٫۲۷۳۶	۶٫۳۶	۱۹۸۳	Coalinga	۵
۰٫۳۴۴۷	۶٫۹	۱۹۹۵	Kobe	۶
۰٫۳۲۷۹	۷٫۳۵	۱۹۷۸	Tabas	۷

بر طیف استاندارد [۲۶]، ۲۸۰۰ هستند، نیز ایجاد شده است. در شکل ۱، گسل‌های فعال منطقه در محدوده‌ی شعاع ۱۵۰ کیلومتری نشان داده شده است.

در جدول ۲، مشخصات زلزله‌های انتخاب شده ارائه شده است. در شکل‌های ۲ و ۳، به ترتیب رکوردهای مصنوعی تولید شده و طیف شبه شتاب هر یک از رکوردها مشاهده می‌شود. طیف رکوردهای مصنوعی تولید شده منطبق بر طیف ۲۸۰۰ ایران و شرایط ساختگاهی منطقه است.

شتاب‌نگاشت مصنوعی نشان داده شده در شکل ۲ الف، براساس مشخصات زلزله‌ی چی - چی (جدول ۲) تولید شده است. رکورد تولید شده، بیشینه‌ی شتاب $g/۰٫۳۴۷$ و مدت زمان ۱۸ ثانیه دارد. شتاب‌نگاشت مصنوعی نشان داده شده در شکل ۲ ب، براساس شرایط ساختگاهی منطقه، مانند نزدیک‌ترین فاصله‌ی مرکز استان تا گسل بحرانی، سرعت موج برشی منطقه، نوع گسل، و عملکرد آن تولید

رفتاری کاملاً مفصلی و یا کاملاً صلب از خود نشان نمی‌دهد و رفتاری بین این دو دارد. بنابراین رفتار سازه متأثر از نوع اتصال پای ستون است و مدل‌سازی اتصال مذکور به صورت ایده‌آل، کاملاً مفصلی و کاملاً گیردار صحیح نیست و ممکن است در نتایج طراحی واقعی، تغییراتی را ایجاد کند. در گذشته با اینکه پژوهشگران مختلف در صحت این موضوع اظهارنظر کرده‌اند، اما بررسی‌های تحلیلی اندکی صورت گرفته است. در برخی مطالعات، [۱۶-۱۹] بیان شده است که سختی دورانی اتصال پای ستون، آثار مختلفی در پاسخ قاب خمشی ایجاد می‌کند که شامل: پایداری سازه، توزیع نیروهای داخلی، تغییر شکل سازه و طول مؤثر ستون است. این بحث در زمینه‌ی طراحی لرزه‌یی، تأثیر مضاعفی دارد.

در سال ۱۳۲۰، به بررسی رفتار اتصال پای ستون در قاب‌های فولادی تحت بارهای محوری پرداخته شده است. [۲۰] همچنین در سال ۱۳۴۰، [۲۱] عملکرد دورانی اتصال پای ستون توسط مطالعات آزمایشگاهی بررسی و تأثیر پارامترهای هندسی و مکانیکی ارزیابی شده است. در سال ۲۰۱۶، [۲۲] نیز عملکرد مقاومتی اتصال پای ستون در سازه‌های فولادی تحت بارهای لرزه‌یی بررسی شده است. تا کنون پژوهش خاصی در زمینه‌ی تأثیر سختی دورانی اتصال پای ستون در عملکرد غیرخطی لرزه‌یی سازه‌های فولادی با لحاظ آثار شکل‌پذیری و مودهای بالاتر انجام نشده است، لذا در پژوهش حاضر به آن پرداخته شده است.

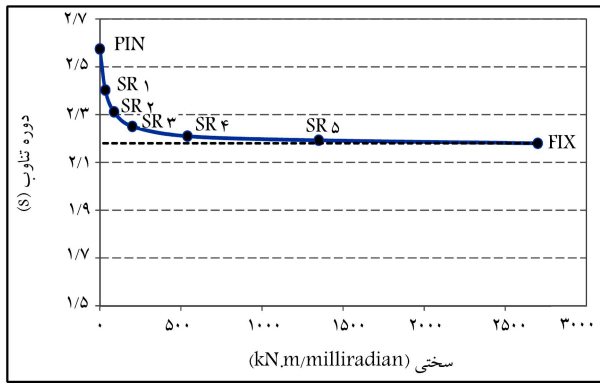
۲. مدل‌سازی

جهت تحلیل و بررسی اثر سختی دورانی در رفتار لرزه‌یی ساختمان‌های فولادی، ۷ قاب ۱۰ طبقه با اتصال‌های پای ستون متفاوت با دهانه‌ی ۵ متر و ارتفاع ۴ متر توسط تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی شد. همچنین به منظور بررسی آثار سختی دورانی در مودهای بالاتر و در ویژگی‌های دینامیکی سازه از تحلیل MPA، نیز استفاده شده است. [۲۳ و ۲۴] طراحی سازه‌ها براساس روش LRDF و تحلیل لرزه‌یی و غیرخطی سازه‌ها با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES انجام شده است. [۲۵] بارهای لرزه‌یی با توجه به ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، تعیین شده است. [۲۶] کلیه‌ی ستون‌ها، به صورت مقطع مستطیلی و تیرها پروفیل IPE هستند. بار مرده برای تمام طبقات $g/۰٫۰۶$ و بار زنده $g/۰٫۲۰$ است. طول دهانه‌ی بارگیر هر کدام از تیرها ۲٫۵ متر عمود بر قاب از هر طرف است.

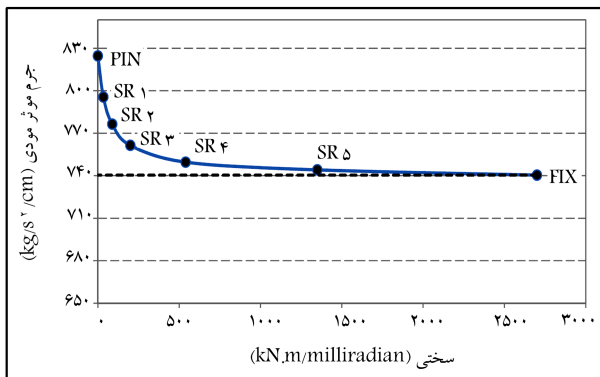
به منظور در نظر گرفتن سختی دورانی، اتصال‌های پای ستون با استفاده از قیود تغییر مکانی و فنرهای چرخشی با سختی متغیر از صفر (برای مفصلی PIN) تا سختی بسیار زیاد (برای پای گیردار FIX) مدل شده است. در ضمن علاوه بر پای گیردار و مفصلی، ۵ مدل دیگر (SR۱ تا SR۵) با اتصال‌های ستون نسبتاً مقید نیز مدل شده‌اند. مدل‌های مذکور به منظور در نظر گرفتن رفتار شبه صلب هستند. در جدول ۱، مدل‌ها و میزان سختی دورانی آن‌ها طبقه‌بندی شده است.

۳. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل‌ها

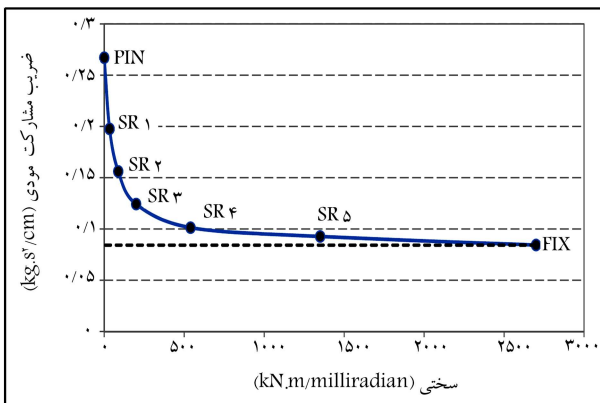
جهت تحلیل‌های تاریخی‌چهی زمانی دینامیکی غیرخطی و MPA از تعداد ۷ شتاب‌نگاشت، استفاده شده است. [۲۷] در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها براساس تحلیل خطر انجام شده در منطقه‌ی مورد نظر (استان قم)، سعی شده است که مطابق شرایط ساختگاهی باشد. همچنین ۲ شتاب‌نگاشت مصنوعی توسط نرم‌افزار SeismoArtif [۲۸]، مطابق شرایط ساختگاهی و رکورد چی - چی که هر دو منطبق



شکل ۴. تغییرات دوره‌ی تناوب مود اول براساس سختی پای ستون.



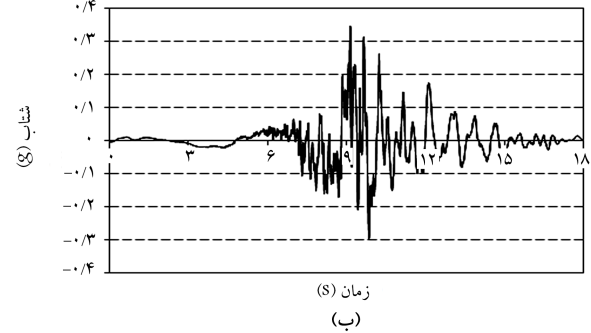
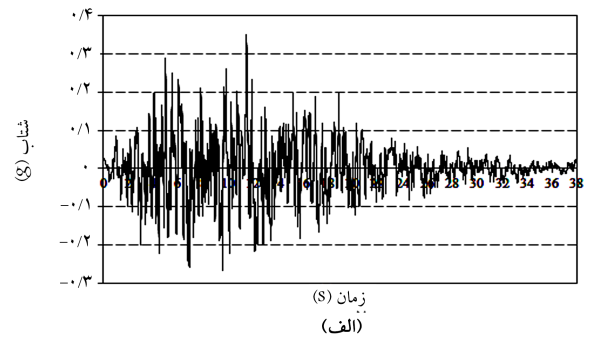
شکل ۵. تغییرات جرم مودی مؤثر براساس سختی پای ستون.



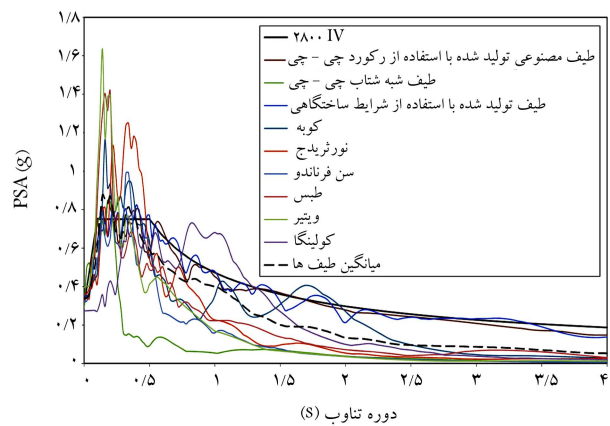
شکل ۶. تغییرات ضریب مشارکت مودی براساس سختی پای ستون.

می‌دهند. برای مدل‌های با سختی چرخشی، تغییر دوره‌ی تناوب، به صورت خطی است. همچنین شکل کلی تغییرات جرم مودی مؤثر و ضریب مشارکت مودی مشابه هستند.

با توجه به شکل‌های ۴ تا ۶ می‌توان بیان کرد که در تغییرات سختی دورانی اتصال پای ستون تا سختی دورانی حدود ۲۰۰ واحد (SR۳)، خصوصیات دینامیکی سازه‌ها با شدت بیشتری نسبت به وقتی که سختی دورانی بیشتر از ۲۰۰ واحد باشد، تغییر می‌کند. لذا در سختی دورانی اتصال پای ستون کمتر از ۲۰۰ واحد، ناحیه‌ی حساس به سختی دورانی و هنگامی که سختی دورانی بیشتر از این مقدار باشد، از میزان حساسیت به شدت کاسته می‌شود.



شکل ۲. رکورد زلزله‌های مصنوعی تولید شده.



شکل ۳. طیف شتاب‌نگاشت‌های مختلف مورد استفاده در تحلیل.

شده است. رکورد مذکور با بیشینه‌ی شتاب $g/351$ و مدت زمان ۳۸ ثانیه است. وجه مشترک میان دو رکورد ذکر شده، منطبق شدن طیف شبه شتاب آن‌ها بر طیف استاندارد ۲۸۰۰ است.

۴. تحلیل مدل‌ها

۴.۱. آثار موده‌های بالاتر

دوره‌ی تناوب مود اول برای مدل قاب با سختی پایه‌ی ستون متفاوت از صفر تا بی‌نهایت از طریق تحلیل مودال تعیین شده است. دوره‌ی تناوب مود اول به صورت نمایی با افزایش گیرداری کاهش یافته است (شکل ۴)، و خط مجانب $T = 2/18$ ثانیه برای اتصال پای ستون با سختی دورانی بی‌نهایت یا پای گیردار است. این تغییر بیان می‌کند که در حالت کلی هنگامی که جرم در تمام مدل‌ها ثابت است، سختی جانبی افزایش می‌یابد. ۵ مدل شبه صلب (SR۱ تا SR۵) نتایج واقعی تری را ارائه

فروریزش قرار گیرد؛ لذا در هیچ کدام از سازه‌های مفصلی، فراتر از آستانه‌ی فروریزش در محدوده‌ی تغییرشکل قرار نگرفته است.

در مدل‌های شبه‌صلب SR₃ تا SR₅، افزایش کمی در ظرفیت برش پایه با کاهش صلبیت پایه مشاهده می‌شود. این موضوع را می‌توان به این صورت توضیح داد: در زمانی که تمام مفاصل خمیری در تیرها شکل می‌گیرند، شکل‌گیری مفاصل در پایه‌ی ستون‌ها، گام بعدی است. از آنجایی که صلبیت صفحه‌ی ستون به‌صورت فنرهای چرخشی مدل شده است تا در برابر نیروهای لرزه‌یی مقاومت کند، هنگامی که پایه به‌صورت کاملاً مقید است، شکل‌گیری مفاصل خمیری راحت‌تر است؛ چرا که اتصال نمی‌تواند برای وفق دادن خود با تغییرشکل چرخش کند. لذا فیوض تشکیل می‌شود و سازه در برابر افزایش نیرو نمی‌تواند مقاومت کند. پایه‌های شبه‌صلب اتصال می‌توانند با تغییرشکل ایجاد شده توسط چرخش وفق یابند به این دلیل است که در زمانی، سختی فنر چرخشی افزایش می‌یابد، شیب منحنی شکل‌گیری مفاصل خمیری در تیرها و ستون‌ها ممکن است افزایش یابد. در نهایت، لنگر ایجاد شده توسط فنرها بزرگ‌تر از ظرفیت خمشی ستون‌هاست و مفصل خمیری در پایه شکل می‌گیرد؛ لذا برش پایه با شیب مثبت که به علت خصوصیات سخت‌شوندگی مفصل است، به سمت مقدار ثابت حرکت می‌کند. هیچ کاهش سختی و یا شیب منفی در منحنی پوش‌آور مشاهده نشد. بنابراین در تمام مدل‌ها، تغییرشکل‌ها به اندازه‌ی کافی کوچک بوده و ناپایداری هنوز مشاهده نشده است.

در مورد مدل کاملاً مفصلی، مکانیسم فروپاشی بلافاصله بعد از ایجاد مفصل خمیری در تیرها ایجاد شد، چرا که پایه‌ی ستون هیچ‌گونه مقاومتی برابر افزایش نیرو نداشت. به دلیل اینکه در تیرها تا قبل از آستانه‌ی فروریزش، مفصل ایجاد نشده است؛ لذا منحنی عملکرد سیر صعودی خواهد داشت، اما به محض شکل‌گیری مفاصل خمیری در تمام تیرها، پایه در مدل مذکور تقریباً ثابت می‌شود و کمترین ظرفیت برش پایه را در تحلیل‌های قاب خواهد داشت. در مورد مدل‌های SR₁ و SR₂، حوزه‌ی تغییرمکانی قاب تعیین شده از طیف طراحی برای ایجاد مفاصل خمیری در پایه کافی نیست و صلبیت نسبی صفحه‌ستون، اجازه‌ی افزایش برش پایه بعد از شکل‌گیری مفاصل خمیری تمام تیرها را می‌دهد. این موضوع را می‌توان در شیب مثبت منحنی‌های پوش‌آور برای دو مدل مذکور در تغییرشکل‌های نسبی (Drift) خیلی بزرگ مشاهده کرد.

۳.۴. شکل‌پذیری

شکل‌پذیری در سازه، قابلیت جذب و اتلاف انرژی در محدوده‌ی رفتارهای غیرخطی دارد. در واقع هدف از شکل‌پذیری، توانایی تغییرشکل غیرخطی ماندگار سازه بدون افت قابل توجه مقاومت است. با استفاده از منحنی عملکرد سازه، شکل‌پذیری مدل‌ها در مورد نظر تعیین می‌شود که برابر با نسبت نقطه‌ی گسیختگی به نقطه‌ی تسلیم سازه (مقدار افقی نمودار دو خطی) است. تغییرات شکل‌پذیری نسبت به صلبیت اتصال در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود. شکل ۱۰ نشان می‌دهد که با افزایش سختی دورانی اتصال پای ستون در سازه، شکل‌پذیری مودهای بالاتر نیز افزایش می‌یابد. لذا در حالتی که سازه تحت گیرداری و مفصلی کامل تحلیل و طراحی می‌شود، شکل‌پذیری‌های به‌دست‌آمده نیز دقیق نخواهد بود.

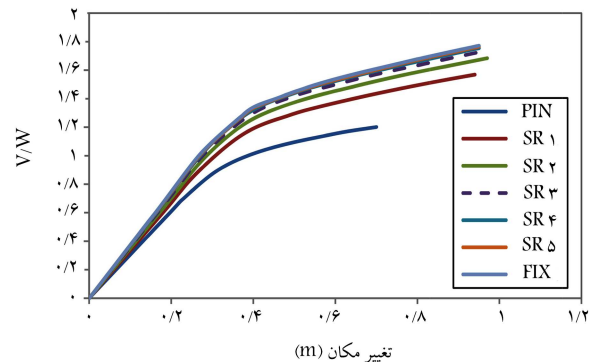
۴.۴. تعیین میزان دقت روش MPA و تغییرمکان مدل‌های سازه‌یی

در تحلیل MPA، تعریف مفاصل خمیری با استفاده از ضوابط FEMA۲۷۳^[۲۹]

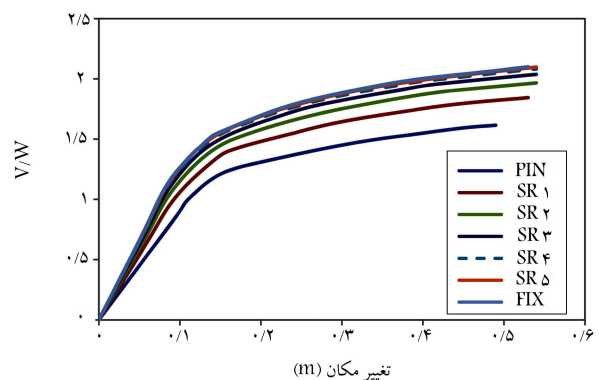
۲.۴. ظرفیت سازه

پس از تحلیل‌های پوش‌آور، منحنی‌های ظرفیت سازه برای هر مود محاسبه و رسم شد که منحنی‌های ظرفیت برای مودهای مختلف در شکل‌های ۷ الی ۹ ارائه شده است (محور عمودی نمودارها بر حسب وزن سازه، نرمال شده است).

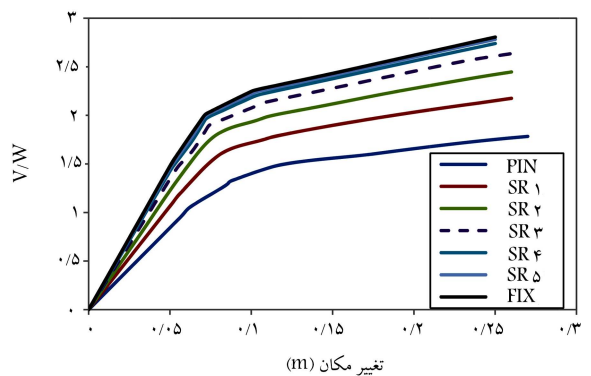
با توجه به شکل‌های ۷ الی ۹ می‌توان بیان کرد که ظرفیت برش پایه‌ی قاب‌ها با افزایش صلبیت پای ستون افزایش می‌یابد. شیب اولیه‌ی منحنی‌های پوش‌آور، افزایش سختی جانبی قاب‌ها را با افزایش صلبیت نشان می‌دهد. برای قاب‌های انعطاف‌پذیرتر، ظرفیت برش پایه به‌طور قابل توجهی (تا ۵۰٪) کمتر است. مدل‌های تحلیل شده در مودهای مورد بررسی تا جایی تحلیل شده‌اند که سازه در آستانه‌ی



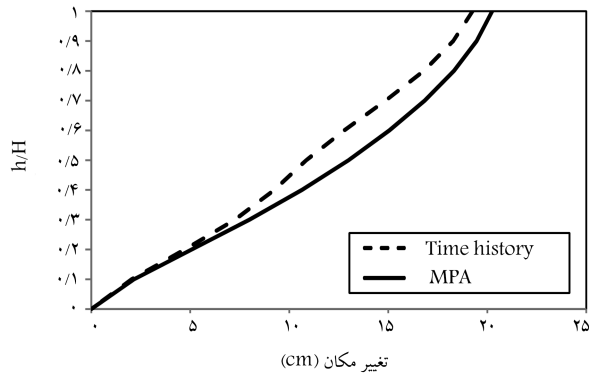
شکل ۷. مقایسه‌ی منحنی‌های ظرفیت برای مدل‌های مختلف برای مود اول.



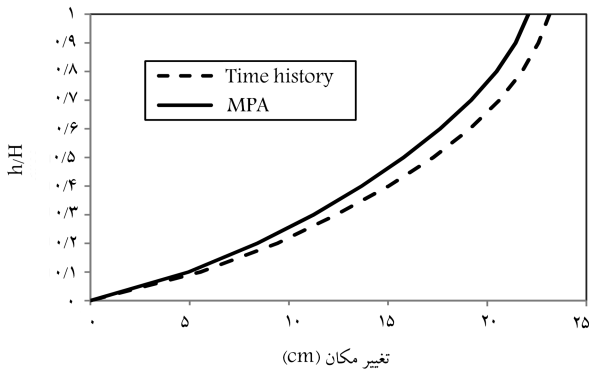
شکل ۸. مقایسه‌ی منحنی‌های ظرفیت برای مدل‌های مختلف برای مود دوم.



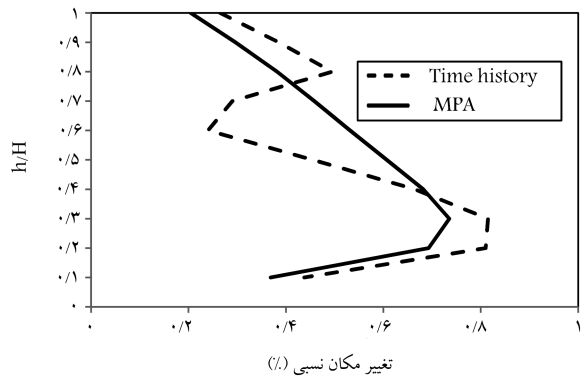
شکل ۹. مقایسه‌ی منحنی‌های ظرفیت برای مدل‌های مختلف برای مود سوم.



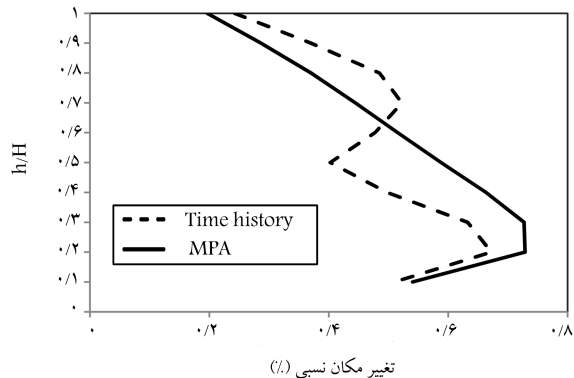
شکل ۱۲. مقایسه‌ی تغییرمکان حاصل از رکورد زلزله‌ی چی - چی و روش MPA در مدل SR۳.



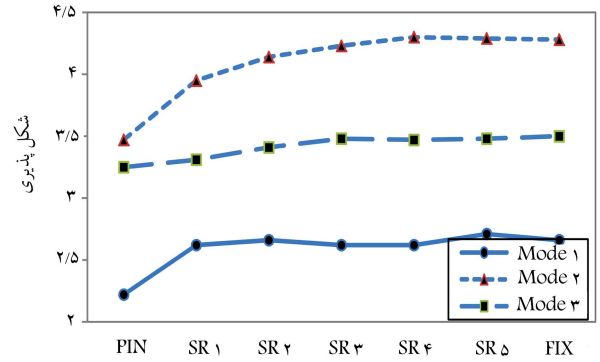
شکل ۱۳. مقایسه‌ی تغییرمکان حاصل از رکورد زلزله‌ی چی - چی و روش MPA در مدل PIN.



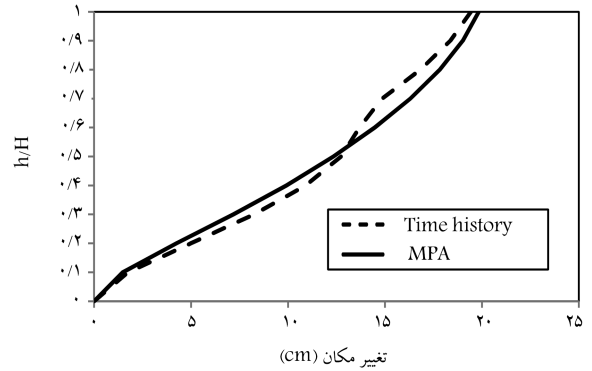
شکل ۱۴. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل سازه‌ی FIX.



شکل ۱۵. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل سازه‌ی SR۳.



شکل ۱۰. تغییرات شکل‌پذیری نسبت به صلبیت اتصال.



شکل ۱۱. مقایسه‌ی تغییرمکان حاصل از رکورد زلزله‌ی چی - چی و روش MPA در مدل FIX.

انجام شده است. الگوی توزیع بار جانبی مورد استفاده، براساس توزیع بار مودی است که منحنی ظرفیت سازه‌ها در یک مود خاص به صورت کامل تا حد فروریزش تعیین می‌شود. پس از تعیین منحنی ظرفیت با توجه به ضوابط ذکر شده، منحنی‌های ظرفیت دوخطی ترسیم می‌شوند:

- شیب قسمت اولیه منحنی دوخطی، مساوی شیب ابتدای منحنی اولیه است.
- سطح زیر منحنی دوخطی با سطح زیر منحنی اولیه، مساوی است (با خطایی کمتر از ۱/۵٪).
- نقطه‌ی گسیختگی منحنی دوخطی، منطبق بر نقطه‌ی گسیختگی منحنی اولیه است.

پس از دوخطی کردن منحنی‌های ظرفیت جهت تحلیل MPA، شکل‌پذیری متناظر با هر مود به دست آمد و با استفاده از شکل‌پذیری و رکورد‌های موجود، طیف‌های غیرخطی با شکل‌پذیری ثابت برای هر مود به دست آمد. برای اینکه بتوان به نتایج حاصل از روش MPA استناد کرد، باید میزان دقت روش را با نتایج تحلیل تاریخی زمانی مدل‌های سازه‌ی بررسی کرد. به عنوان نمونه، مقایسه‌ی نتایج مدل‌های سازه‌ی PIN، SR۳، و FIX در شکل‌های ۱۱ الی ۱۳ نشان داده شده است. همچنین در شکل‌های ۱۴ الی ۱۶، جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌ی FIX، SR۳، و PIN نشان داده شده است.

با توجه به نمودارهای ۱۱ الی ۱۶ می‌توان نتیجه گرفت که روش MPA، دقت خیلی خوبی دارد. نکته‌ی قابل توجه در هر دو روش، تغییرات ناگهانی تغییرمکان طبقات ابتدایی با افزایش گیرداری در اتصال پای ستون است، به طوری که این تغییرات در مدل FIX به بیشینه‌ی خود می‌رسد. در مدل با سختی‌های دورانی میانی (SR۳)،

بیشتری همراه خواهند بود. در شکل‌های ۱۷ و ۱۸، نتایج دو روش MPA و تاریخچه‌ی زمانی در مدل‌های سازه‌ی مختلف مقایسه شده است.

با توجه به شکل‌های ۱۷ و ۱۸، در شرایطی که سختی دورانی اتصال پای ستون به صورت کاملاً مفصلی و یا کاملاً گیردار مدل شود، هنگامی که سختی دورانی اتصال پای ستون بسیار زیاد باشد، تمرکز تغییرمکان در طبقات اولیه‌ی سازه ایجاد می‌شود و در حالتی که سختی دورانی بسیار کم باشد، احتمال تشکیل مکانیسم و ایجاد طبقه‌ی نرم در سازه افزایش می‌یابد.

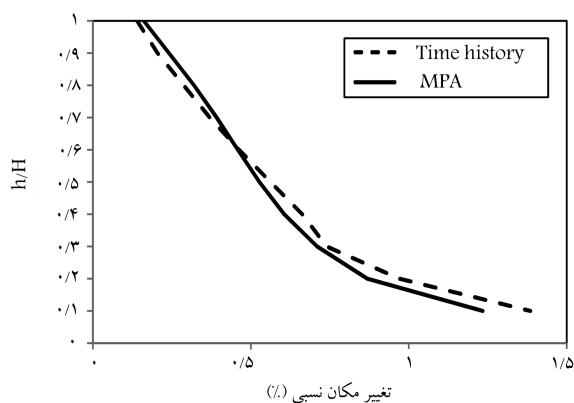
شکل ۱۸ نشان می‌دهد که سختی دورانی اتصال پای ستون در طبقات ابتدایی بیشترین تأثیر را خواهد گذاشت. سازه هنگامی که سختی بسیار بالایی داشته باشد و یا صلب باشد، با تغییر ناگهانی تغییرمکان مواجه خواهد شد؛ در حالی که در مدل‌های شبه‌صلب، تغییرمکان سازه در سراسر ارتفاع به طور یکنواخت تغییر می‌کند که این یک شرایط ایده‌آل به خصوص هنگام طراحی هر سازه‌ی است و از افزایش مقاطع جلوگیری می‌کند. در حالی که در مدل‌های کاملاً مفصلی و نزدیک به مفصلی، تغییر مذکور در تغییرمکان باعث افزایش مقطع ساختمان در طبقه‌ی اول خواهد شد.

حوزه‌ی تغییرمکانی در روش MPA براساس ۳ مود اول سازه به دست آمده است. مطابق نمودار ضریب مشارکت مودی و رابطه‌های مربوط می‌توان نتیجه گرفت که تغییرمکان بام برای هر مدل متفاوت است و با کاهش سختی پای ستون تغییرمکان غیرکشسان افزایش می‌یابد. این تغییر از ۱۹/۴۳ سانتی‌متر برای پای گیردار تا ۲۳/۱۴ سانتی‌متر برای پای مفصلی در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی و برای روش MPA این تغییر به جز مدل SR۵ از ۱۹/۸۳ تا ۲۲/۰۸ سانتی‌متر تا پای مفصلی است (که به ترتیب متناظر با ۰/۴۸٪ و ۰/۵۸٪ از ارتفاع کل سازه برای تاریخچه‌ی زمانی و ۰/۴۹٪ و ۰/۵۵٪ برای روش MPA است). بنابراین هنگامی که صلبیت پای ستون از گیردار تا مفصلی تغییر می‌کند، حوزه‌ی تغییرمکان سازه تقریباً ۱۹/۱٪ و ۱۱/۳۵٪ به ترتیب برای تاریخچه‌ی زمانی و تحلیل MPA افزایش می‌یابد. نتایج برای بقیه‌ی مدل‌ها در جدول ۳ ارائه شده است.

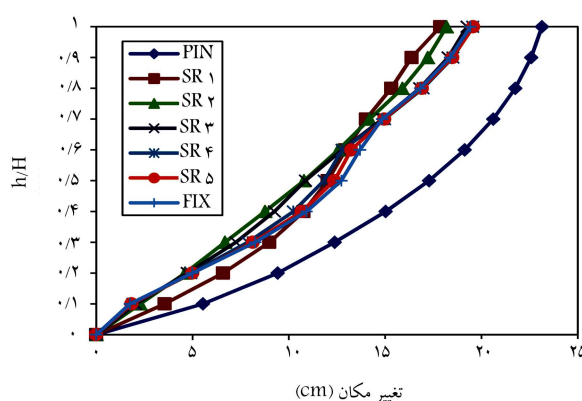
به دلیل اینکه حوزه‌ی تغییرمکان با کاهش گیرداری افزایش و سختی جانبی در هر مدل کاهش می‌یابد، لذا تغییرمکان هر طبقه در قاب برای مورد مفصلی نیز افزایش می‌یابد، که این تغییر در سراسر ارتفاع به صورت خطی و متناسب با مود اول تغییرشکل است.

۵.۴. جابه‌جایی نسبی

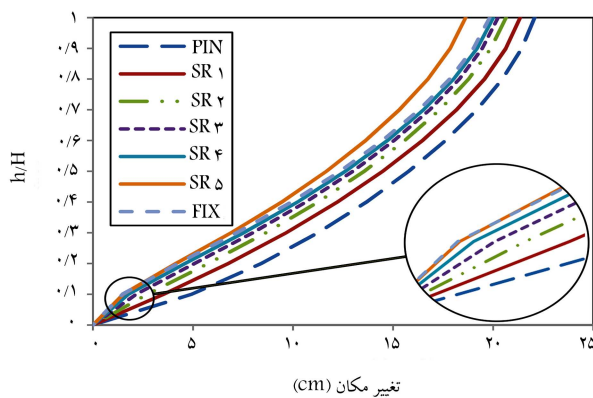
تغییرمکان نسبی طبقات برای سطوح عملکردی (IO)، (LS) و (CP) در شکل‌های ۱۹ و ۲۰ نشان داده شده است. با توجه به شکل‌های ۱۹ و ۲۰، هیچ‌یک از مدل‌ها به تراز عملکردی LS (۲/۵٪) و CP (۰/۵٪) نمی‌رسند. مدل‌های گیرداری PIN و SR۱ به نسبت دیگر مدل‌ها جابه‌جایی نسبی بیشتری را در طبقات اول و دوم متحمل می‌شوند، در حالی که در مدل‌های SR۲ و SR۳ جابه‌جایی نسبی در طبقات دوم و سوم از مقدار ۰/۷٪ فراتر می‌رود. تغییرمکان نسبی برای مدل‌های SR۴، SR۵ و FIX فقط اندکی از مقدار ۰/۷٪ در طبقه‌ی سوم فراتر می‌رود. با این حال در ترازهای کوچک‌تر حوزه‌ی تغییرشکلی، انتظار آسیب سازه وجود دارد که ممکن است شامل کماتش و شکست جزئی المان‌های قاب، اعوجاج، و شکست اتصال‌های خمشی باشد. اگر تغییرشکل‌ها و تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار اتفاق افتد، آسیب جدی به اعضاء غیرسازه‌ی وارد می‌شود. در شکل‌های ۲۱ الی ۳۲،



شکل ۱۶. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل سازه‌ی PIN.



شکل ۱۷. تغییرمکان طبقات تحت رکورد زلزله‌ی چی - چی با مدل‌های سازه‌ی مختلف.



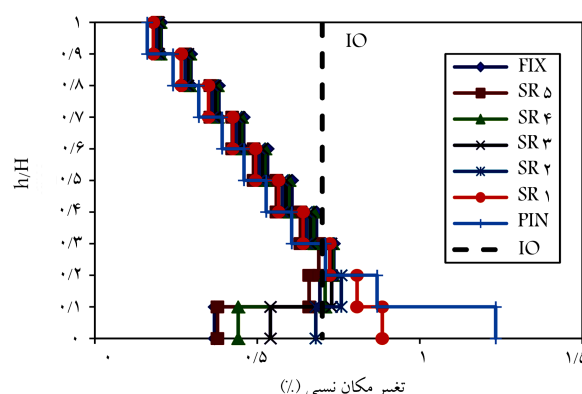
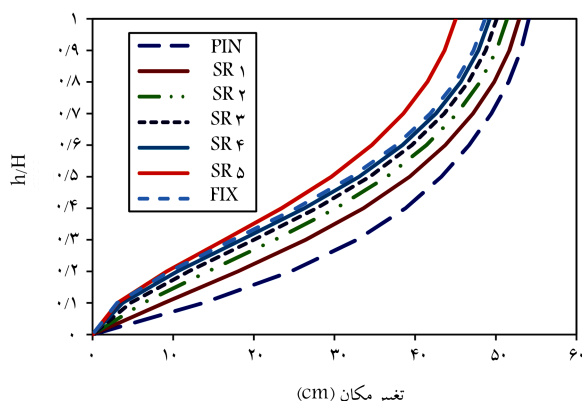
شکل ۱۸. تغییرمکان طبقات تحت روش MPA با مدل‌های سازه‌ی مختلف تحت رکورد چی - چی.

تغییرمکان طبقات در سراسر ارتفاع سازه، روندی یکنواخت دارد که حالتی مطلوب در طراحی سازه است. در واقع زمانی که سازه، تغییرشکل یکنواخت در طبقات دارد، می‌توان مود اول ارتفاع را حاکم بر رفتار سازه دانست.

با افزایش مدهای سازه، دقت روش MPA در ساختمان‌های بلندمرتبه کاهش می‌یابد. لذا برخی نامنظمی‌ها که در نتایج روش تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی مشاهده می‌شوند، قابل بازسازی توسط روش MPA نیستند. البته با افزایش سطح شتاب و در نظر گرفتن تعداد بیشتر مود، پاسخ‌ها با قابلیت اطمینان

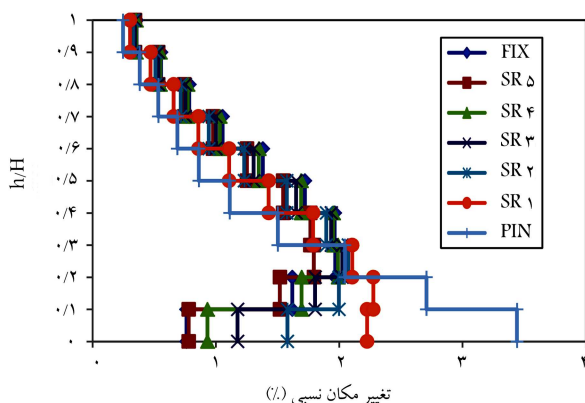
جدول ۳. تغییرات تغییرمکانی با توجه به نوع مدل سازه‌یی.

نوع مدل سازه‌یی	تغییرمکان		جابه‌جایی نسبی کل	درصد خطای روش
	بام	بام تارخچه		
PIN	۲۲,۰۸	۲۳,۱۴	۰,۵۵	-۴,۵۸
SR ۱	۲۱,۳۶	۱۷,۷۸	۰,۵۳	+۱۹,۵۳
SR ۲	۲۰,۶۵	۱۸,۱۹	۰,۵۲	+۱۳,۵۲
SR ۳	۲۰,۲۵	۱۹,۲۵	۰,۵۱	+۵,۱۹
SR ۴	۲۰,۰۱	۱۹,۵۵	۰,۵	+۲,۳۵
SR ۵	۱۸,۶۳	۱۹,۵۷	۰,۴۷	-۴,۱۸
FIX	۱۹,۸۳	۱۹,۴۳	۰,۴۹	+۲,۰۶

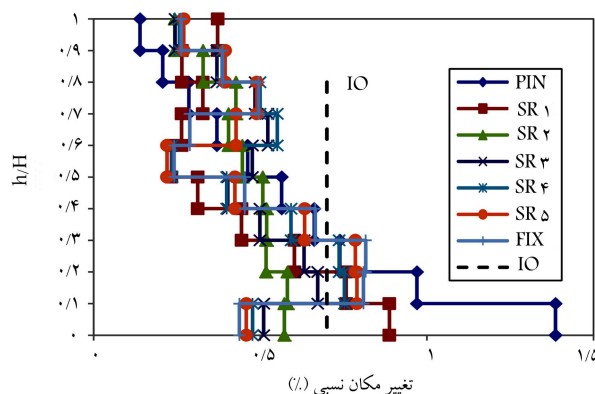


شکل ۲۱. مقایسه‌ی تغییرمکان‌های مدل‌های سازه‌یی تحت رکورد مصنوعی تولید شده مطابق شرایط ساختگاهی با روش MPA.

شکل ۱۹. جابه‌جایی نسبی در روش MPA با مدل‌های گیرداری مختلف تحت رکورد چی - چی.



شکل ۲۲. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌یی تحت رکورد مصنوعی تولید شده مطابق شرایط ساختگاهی با روش MPA.



شکل ۲۰. جابه‌جایی نسبی با مدل‌های گیرداری مختلف تحت رکورد چی - چی.

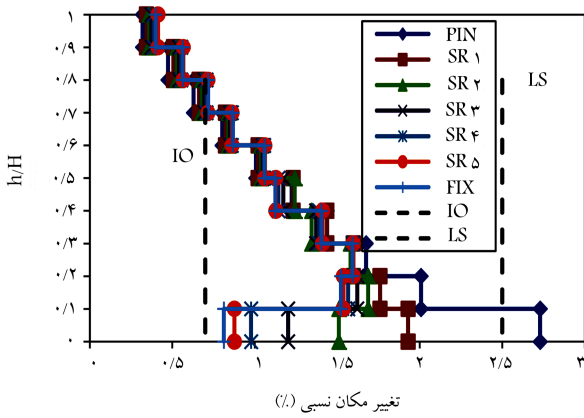
دیگر ممکن است موجب ایجاد مکانیسم طبقه‌ی نرم در طبقات اولیه شود.

تغییرمکان و تغییرمکان نسبی مدل‌ها با توجه به رکوردهای موجود و رکورد مصنوعی تولید شده مقایسه شده‌اند.

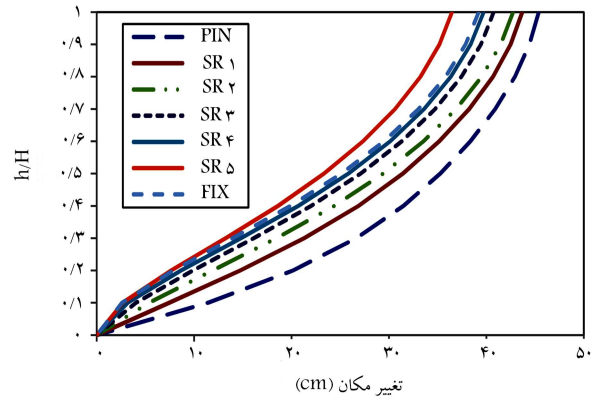
نتایج به‌دست آمده از تحلیل سایر رکوردها نیز بیانگر این موضوع است که کاهش گیرداری در اتصال پای ستون موجب جابه‌جایی نسبی بیشتر در طبقات اولیه‌ی سازه در زلزله می‌شوند. افزایش تغییرمکان‌های نسبی در طبقه‌ی اول در پای ستون‌ها از یک طرف می‌تواند موجب ایجاد آسیب‌های سازه‌یی و غیرسازه‌یی شود و از طرف

۵. نتیجه‌گیری

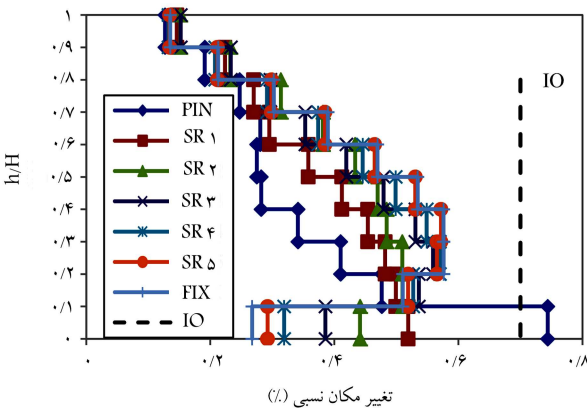
حساسیت اتصال پای ستون به عدم قطعیت‌های موجود در آن باعث شده است که



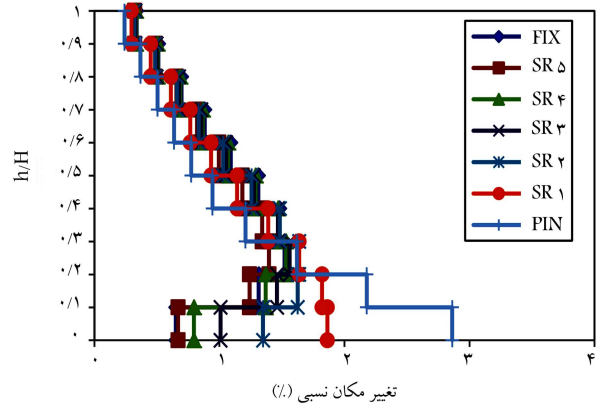
شکل ۲۳. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌ی مختلف تحت رکورد مصنوعی مطابق رکورد چی - چی.



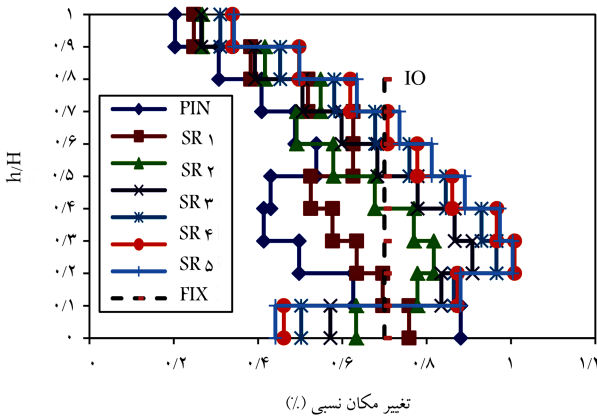
شکل ۲۴. مقایسه‌ی تغییر مکان مدل‌های سازه‌ی تحت رکورد مصنوعی تولید شده مطابق رکورد چی - چی با روش MPA.



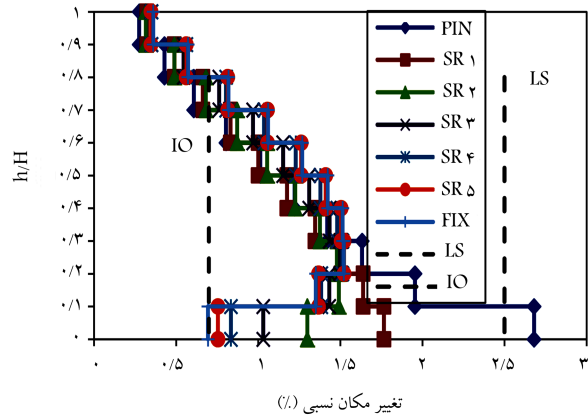
شکل ۲۷. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌ی تحت رکورد کوالینگا.



شکل ۲۸. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌ی تحت رکورد مصنوعی تولید شده مطابق رکورد چی - چی با روش MPA.



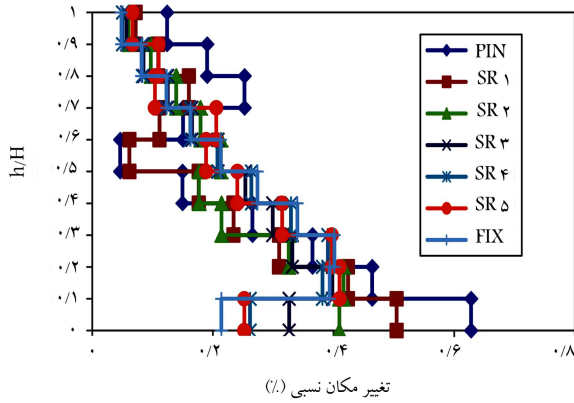
شکل ۲۹. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌ی تحت رکورد کبه.



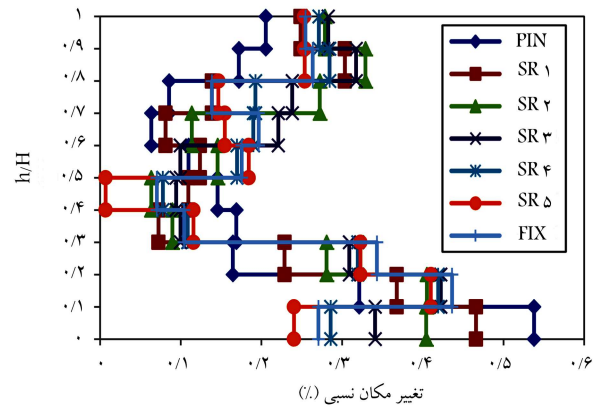
شکل ۳۰. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌ی مختلف تحت رکورد مصنوعی تولید شده مطابق شرایط ساختگاهی.

است. نتایج نشان می‌دهند که تغییر در سختی دورانی اتصال پای ستون باعث تغییر دوره‌ی تناوب، جرم مودی مؤثر، ضریب مشارکت مودی، شکل‌پذیری، تغییر مکان‌های طبقات، جابه‌جایی نسبی طبقات و منحنی پاسخ پوس‌آور خواهد شد. پاسخ لرزه‌ی قاب‌های مقاوم خمشی در نظر گرفته‌شده در پژوهش حاضر با سختی دورانی پای ستون بیش از ۲۰۰ کیلونیوتن - متر بر میلی رادیان، نزدیک به قاب‌های با پای گیردار هستند، با فرض اینکه پای ستون به اندازه‌ی کافی برای مقاومت لنگر خمیری ستون قوی باشد. پارامترهای سازه‌ی چون دوره‌ی

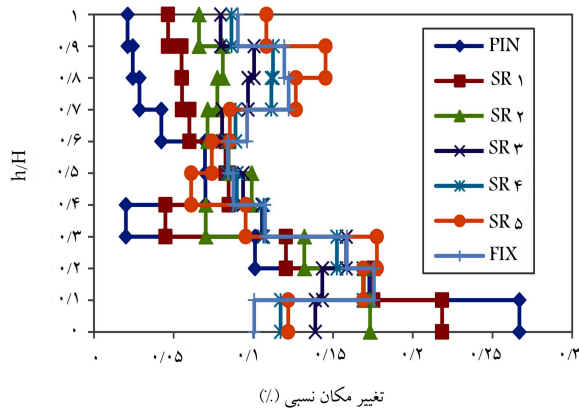
اتصال مذکور اهمیت ویژه‌ی داشته باشد. با تغییر سختی دورانی در اتصال، رفتار لرزه‌ی کلی سازه تحت تأثیر قرار خواهد گرفت. در پژوهش حاضر به بررسی آثار تغییر سختی دورانی در رفتار و عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌های فولادی به دو روش تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده‌ی مودال (MPA) و تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی (NLDA) براساس تحلیل خطر لرزه‌ی منطقه‌ی موردنظر پرداخته شده



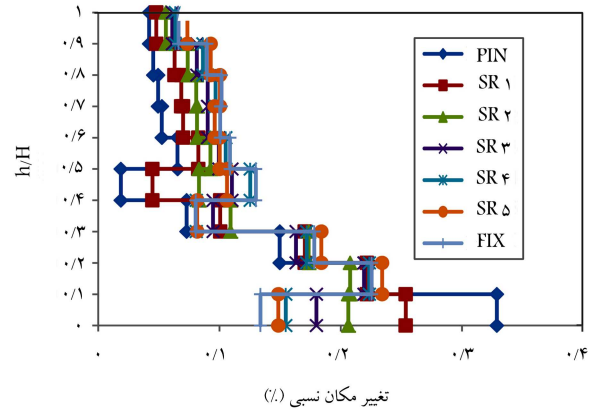
شکل ۳۱. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌یی تحت رکورد طَبس.



شکل ۳۲. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌یی تحت رکورد نورث‌ریج.



شکل ۳۳. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌یی تحت رکورد ویتز.



شکل ۳۴. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی مدل‌های سازه‌یی تحت رکورد سان‌فرانسیسکو.

را تحت تأثیر قرار می‌دهد، به طوری که کاهش گیرداری پایه‌ی ستون باعث افزایش حوزه‌ی تغییرمکان و تغییرشکل مود اول خواهد شد و همچنین تمرکز تغییرمکان در طبقه‌ی اول قاب ایجاد خواهد شد. افزایش تغییرمکان‌های نسبی در طبقه‌ی اول در پای ستون‌ها نه فقط باعث آسیب‌های سازه‌یی و غیرسازه‌یی خواهد شد، بلکه می‌تواند باعث ایجاد مکانیسم طبقه‌ی نرم در طبقه‌ی اول شود. قاب‌ها با پای ستون گیردارتر، مقاومت جانبی بهتری از خود نشان دادند، زیرا قاب‌های مذکور باعث به تأخیر انداختن مکانیسم فروپاشی کامل در انتهای تحلیل پوش آور شدند و مقاومت خوبی در برابر برش پایه‌های بالاتر نشان دادند. اتصال‌ها با پای مفصلی باعث ایجاد مفاصل خمیری در انتهای پای ستون نخواهند شد، در نتیجه مقدار انرژی مستهلک شده توسط قاب‌های با اتصال انعطاف‌پذیر، کمتر از قاب‌های با اتصال صلب است.

تناوب، جرم مودی مؤثر، و ضریب مشارکت مودی تا سختی دورانی پای ستون ۲۰۰ کیلونیوتن - متر بر میلی رادیان در مدل‌های نظر گرفته‌شده در پژوهش حاضر با شدت بیشتری کاهش می‌یابند، که این ناحیه را ناحیه‌ی حساس به سختی دورانی و پس از این مقدار از سختی، تغییرات تقریباً ثابت و یکنواخت می‌شوند که می‌توان ناحیه‌ی مذکور را ناحیه‌ی غیرحساس به سختی دورانی نامید.

شکل‌پذیری در مدل‌های نظر گرفته‌شده در پژوهش حاضر، با سختی دورانی بیش از ۲۰۰ کیلونیوتن - متر بر میلی رادیان، در مودهای مختلف، یکنواخت و ثابت است اما تا قبل از مقدار ذکر شده از سختی دورانی، شکل‌پذیری افزایش می‌یابد، اما نمی‌توان گفت که در حالت کلی شکل‌پذیری با شماره‌ی مود ارتباط دارد. سختی دورانی پایه‌های ستون به‌طور قابل توجهی سختی جانبی قاب مقاوم خمشی

منابع (References)

1. American Society of Civil Engineers, "Minimum design loads for buildings and other structures", ASCE/SEI 7-

10. ASCE, Reston, Virginia (2010).

2. Northridge Reconnaissance Team, "Northridge earthquake of 17/01/94: Reconnaissance report", (Suppl. C-2 to Vol. 11), Oakland (CA), EERI (1996).

3. Midorikawa, M., Hasegawa, T., Mukai, A. and et al. "Damage investigation of steel buildings in specific areas observed from the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake", In: Proceedings of US-Japan Workshop on Steel Fracture Issues (1997).
4. Astaneh, A. and Bergsma, G. "Cyclic behavior and seismic design of steel base plates", *Structures Congress, ASCE*, **409**(14), pp.409-414 (1993).
5. Fahmy, M., Stojadinovic, B. and Goel, SC. "Analytical and experimental studies on the seismic response of steel column bases", In: *Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering* (1999).
6. Burda, J.J. and Itani, A.M. "Studies of seismic behavior of steel base plates", Report no. CCEER 99-7, Reno (NV), Center of Civil Engineering Earthquake Research, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Nevada (1999).
7. DeWolf, J.T. and Sarrisley, E.F. "Column base plates with axial loads and moments", *Journal of the Structural Division*, **106**(11), pp. 2167-2184 (1980).
8. Grauvilardell, J.E., Lee, D. and Hajar, J.F. "Synthesis of design, testing and analysis research on steel column base plate connections in high- seismic zones", Structural Engineering Report no. ST-04-02, Minneapolis (MN): Department of Civil Engineering, University of Minnesota (2005).
9. Colson, A. "Three dimensional physical and mathematical modeling of connections", *Connections in steel structures: Behavior, Strength, and Design*, Elsevier Applied Science, pp. 104-111 (1987).
10. Ermopoulos, J. and Stamatopoulos, G. "Mathematical modeling of column base plate connection", *Journal of Constructional Steel Research*, **36**(2), pp. 79-100 (1996).
11. Ermopoulos, J. and Stamatopoulos, G. "Moment rotation curves for semirigid column bases", In: *1st European Conference on Steel Structures, EUROSTEEL*, **95**, pp. 211-217 (1995).
12. Ermopoulos, Ch.J. and Mihaltsos, T.G. "Analytical modeling of stress distribution under column base plates", *Journal of Constructional Steel Research*, **46**(1-3), San Sebastian (1996).
13. Krishnamurthy, N. and Thambiratham, D.P. "Finite element analysis of column base plates", *Computers & Structures*, **34**(2), pp. 215-223 (1990).
14. American Institute of Steel Construction (AISC), "Seismic design manual", Chicago, IL (2005).
15. Federal Emergency Management Agency (FEMA), "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures", Building Seismic Safety Council, Washington, D.C. (2000).
16. Ermopoulos, J., Stamatopoulos, G. and Owens, G. "Influence of support conditions on the behavior of steel frames", *Proc., Nordic Steel Construction Conference, Norwegian Steel Association*, Oslo, Norway (1995).
17. Maan, O. and Osman, A. "The influence of column base flexibility on the seismic response of steel framed structures", *Proc. of 4th Structural Specialty Conf. of the Canadian Society for Civil Engineering, CSCE*, Montreal (2002).
18. Aviram, A., Stojadinovic, B. and Kiureghian, A. "Performance and reliability of exposed column base plate connections for steel momentresisting frames", PEER Rep. 2010/107, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, C.A. (2010).
19. Dumas, M., Beaulieu, D. and Picard, A. "Characterization equations for steel column base connections", *Can. J. Civ. Eng.*, **33**(4), pp. 409-420 (2006).
20. Kanvinde, A.M., Jordan, S.J. and Cooke, R.J. "Exposed column baseplate connections in moment frames-simulations and behavioral insights", *Journal of Constructional Steel Research*, **84**, pp. 82-93 (May, 2013).
21. Latour, M., Piluso, V. and Rizzano, G. "Rotational behaviour of column base plate connections: Experimental analysis and modelling?", *Engineering Structures*, **68**, pp. 14-23 (June, 2014).
22. Grilli, D.A. and Kanvinde, A.M. "Embedded column base connections subjected to seismic loads, Strength model", *Journal of Constructional Steel Research*, **129**, pp. 240-249 (Feb., 2017).
23. Chopra, A.K. And Goel, R.K. "A Modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Theory and Preliminary Evaluation, Report No. PEER-2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (Jan., 2001).
24. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **31**(3), pp. 561-582 (2002).
25. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and et al. "The open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manual", Pacific Earthquake Eng. Research Center, Univ. Calif., Berkeley, CA (<http://opensees.berkeley.edu>) (2006).
26. Building and Housing Research Centre, "Standard No. 2800-05. iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", 4th ed, Iran (2015).
27. Available Online: <http://peer.berkeley.edu/smcat/>.
28. SeismoArtif, "A Computer Program For generating artificial earthquake accelerograms matched to a specific target response spectrum using different calculation methods and varied assumptions", Available Online: <http://www.SeismoSoft.com>.
29. FEMA 273, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building", Prepared for the Building Seismic Safety Council, Washington, D.C. (1997).