

مدل احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های ساختمان بتنی قالب تونلی

سیدبهرام بهشتی اول^{۱*}، وحید محسنیان^۲

۱-دانشیار، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

۲-کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران، ایران

چکیده

علی‌رغم کاربرد گسترده سیستم قالب تونلی در ساخت ابنیه، متأسفانه آیین‌نامه لرزه‌ای مشخصی برای طراحی این سیستم ساخت منتشر نشده است. بر اساس یک جستجوی کتابخانه‌ای، اطلاعات محدودی از رفتار لرزه‌ای این نوع سیستم سازه‌ای در مدارک فنی و تحقیقاتی موجود است. بدین جهت، رفتارسنجی و بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های ساخته شده با این تکنیک، با احتساب عوامل موثر بر پاسخ، بر اساس نتایج مستدل عددی، در فرآیند تهیه یک آیین‌نامه لرزه‌ای مورد توجه می‌باشد. به علاوه نوین بودن سیستم و لذا عدم وجود تجربه آسیب در زلزله‌های گذشته و خصوصاً ماهیت تصادفی زلزله، اهمیت رویکرد احتمالاتی به مسئله و ضرورت توسعه منحنی‌های شکنندگی جهت استفاده در فرآیند جدید *PBEE* را آشکار می‌سازند. در این تحقیق، به بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های قالب تونلی ۲، ۵ و ۱۰ طبقه با پلان منظم پرداخته شده و ابتدا سطح عملکرد این ساختمان‌ها در زلزله طرح (دوره بازگشت ۴۷۵ سال)، به روش تحلیل تاریخچه زمانی و بارافزون تعیین و سپس با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی، برای مدل‌های مورد مطالعه، منحنی‌های شکنندگی به ازای سطوح مختلف خرابی در دیوارها و تیرهای رابط بینشان تهیه شده است. نتایج بیانگر ظرفیت و مقاومت بالای سیستم و عملکرد لرزه‌ای مناسب سازه‌هاست. به علاوه هر سه مدل، در زلزله طرح (دوره بازگشت ۴۷۵ سال)، در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار گرفتند.

کلمات کلیدی: سیستم قالب تونلی، سطح عملکرد، تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی‌های شکنندگی.

*نویسنده مسئول: سیدبهرام بهشتی اول

پست الکترونیکی: beheshti@kntu.ac.ir

۱- مقدمه

سیستم نوظهور دال دیوار بتن آرمه قالب‌تولی مانند دیگر روش‌های ساخت صنعتی در چهار معیار کاهش زمان، کاهش هزینه، ارتقاء کیفیت و امنیت کارکنان توجیه‌پذیر است. در این سیستم سازه‌ای، تنها از المان‌های دال و دیوار به عنوان عناصر باربر قائم و جانبی استفاده می‌شود که در هر طبقه بصورت همزمان بتن‌ریزی می‌شوند. با این نحوه اجرا، ضمن بالا رفتن سرعت و کیفیت ساخت، رفتار لرزه‌ای مجموعه سازه از نظر یکپارچگی اعضا و اتصالات آنها نیز به نحو چشمگیری بهبود می‌یابد. علت نامگذاری "قالب‌تولی" برای این سیستم، نحوه اجرای آن است که مطابق شکل ۱، قالب‌های فلزی دیوارها و سقف ضمن اجرا، بصورت جعبه‌های توخالی دیده می‌شود و از این جهت آن را "سیستم جعبه‌ای" نیز می‌نامند [۱]. علی‌رغم استفاده گسترده از سیستم قالب‌تولی در پروژه‌های انبوه‌سازی مسکن، متأسفانه در خصوص تحلیل و طراحی آن آیین‌نامه مدونی موجود نیست. تحقیقات انجام شده بر روی ساختمان‌های قالب‌تولی اگر چه ارزشمند، ولی محدود است. غالب مطالعات صورت پذیرفته، مربوط به تخمین زمان تناوب اصلی این ساختمان‌هاست.

میرقادری و همکاران، مطالعاتی بر روی دو ساختمان قالب‌تولی ۵ و ۱۰ طبقه اجرا شده در ایران انجام دادند [۱]. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که سیستم به کار رفته در دو ساختمان، با توجه به جزئیات اجرایی خاص استفاده شده برای المان‌ها، دارای اضافه مقاومت قابل توجه و در عین حال شکل‌پذیری مناسبی بوده و روند به کار رفته در طراحی این دو ساختمان، قابلیت عملکردی مناسبی را در آنها ایجاد نموده است. ایشان جهت نتیجه‌گیری عمومی در خصوص ضریب رفتار، بررسی‌های انجام شده را کافی ندانسته و به لزوم تحقیقات بیشتر در این زمینه تأکید کردند.

ژول و چوپرا طی مطالعاتی، بانک اطلاعات بدست آمده از زلزله‌های متعدد کالیفرنیا را با نتایج بدست آمده از روابط پیشنهادی آیین‌نامه‌ها مقایسه کردند [۲]. لی و همکاران نیز مطالعاتی را به منظور اندازه‌گیری زمان تناوب سازه‌های پانلی انجام دادند [۳]. طی این بررسی‌ها مشخص شد که استفاده از روابط تجربی موجود در آیین‌نامه‌ها جهت محاسبه زمان تناوب ساختمان‌های قالب‌تولی، منجر به نتایج دقیقی نمی‌شود و این موضوع سبب تخمین نامناسب نیروهای زلزله خواهد شد.

ضمن مطالعات بالکایا و کالکان روی ساختمان‌های قالب‌تولی با تعداد طبقات و پلان‌های مختلف، رابطه‌ای برای محاسبه زمان تناوب ساختمان‌ها با این تکنیک ساخت در شرایطی که تعداد طبقات کمتر از ۱۵ باشد، پیشنهاد شد [۴]. با توجه به پیچیدگی و محدودیت کاربرد این رابطه، بالکایا و کالکان در سال ۲۰۰۴ طی مطالعات دیگری، معادله جدیدی مستقل از جهت، برای تخمین زمان تناوب اصلی این ساختمان‌ها ارائه کردند [۵].

بر اساس مطالعات توافقی و عشقی [۶]، در این سیستم سازه‌ای، زمان تناوب اصلی در هر جهت مستقیماً به ارتفاع کلی ساختمان وابسته است و نسبت ابعاد سازه و درصد دیوارها تأثیر زیادی بر آن ندارد. به علاوه، ترتیب سه مود اول ساختمان‌ها مستقل از ارتفاع کلی و درصد دیوارها در پلان است. طی مطالعات تحلیلی، ایشان برای محاسبه ضریب رفتار، از روش ATC-63 استفاده کردند [۷]. نتایج این مطالعه نشان داد که ضریب رفتار ۴ برای این ساختمان‌ها انتخاب مناسبی است.

بالکایا و همکاران، ضمن مطالعه‌ای به بررسی تأثیر پدیده اندرکنش خاک‌سازه بر مشخصات دینامیکی ساختمان‌های قالب‌تولی با پلان‌ها و ارتفاعات مختلف پرداختند [۸]. بر اساس نتایج آنالیزهای انجام شده، روابطی برای تخمین زمان تناوب اصلی این ساختمان‌ها با احتساب پدیده اندرکنش خاک و سازه پیشنهاد شد.

بالکایا و کالکان مدل‌های دو بعدی و سه بعدی ۲ و ۵ طبقه از این ساختمان‌ها را تحت تحلیل بارافزون قرار دادند. در این مطالعه مشخص شد که رفتار حاکم در این سیستم سازه‌ای به صورت غشایی است و عملکرد کششی-فشاری همبسته دیوارها در سه بعد، نقشی مهم در باربری ساختمان‌های ساخته شده با این تکنیک ایفا می‌کند. در پایان برای ساختمان کوتاه‌تر ضریب رفتار ۵ و برای ساختمان بلندتر ضریب رفتار ۴ پیشنهاد شد [۹ و ۱۰].

به منظور بررسی رفتار سه بعدی سیستم دیوارهای متقاطع، آزمایش‌هایی توسط یوکسل و کالکان بر روی نمونه‌هایی با حداقل آرماتورهای مسلح کننده انجام شد [۱۱ و ۱۲]. با توجه به درصد کم آرماتورهای طولی، مود خرابی نمونه‌ها به صورت ترد گزارش شد. ضمن مدل‌سازی و تحلیل رایانه‌ای نمونه‌هایی با درصد آرماتور طولی مختلف، معلوم شد که افزودن آرماتورهای طولی متمرکز در گوشه دیوارها اثر مثبتی بر رفتار آنها داشته و می‌تواند مود خرابی آنها را در درصد آرماتور کم نیز از حالت ترد خارج کند.

بهشتی‌اول و همکاران [۱۳ و ۱۴]، مطالعاتی به منظور بررسی تاثیر ایجاد نامنظمی در پلان، روی ساختمان‌های بتنی با سیستم قالب‌تولی انجام دادند. با توجه به اینکه مدل‌های مورد بررسی در سطح خطر طراحی آیین‌نامه زلزله ایران در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار گرفتند، ایشان ضابطه ضرورت منظم بودن پلان ساختمان‌ها با این سیستم اجرایی را سختگیرانه و محتاطانه معرفی نمودند.

مطالعاتی توسط بهشتی‌اول و محسنیان به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و برآورد ضریب رفتار ساختمان‌های قالب‌تولی انجام شد [۱۵]. با استناد به نتایج حاصل از این مطالعات، استفاده از ضرایب رفتار ۵ و ۶ برای طراحی اولیه، باقی ماندن سازه‌ها در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه به ازای زلزله طرح آیین‌نامه ایران را تضمین خواهد کرد.

محسنیان و همکاران [۱۶] طی مطالعه‌ای روی سیستم قالب‌تولی، جهت ارزیابی سطح عملکرد، تعیین موقعیت شروع خرابی در المان‌ها و همچنین تخمین نیروهای داخلی آنها در یک سطح خطر مشخص، روش زمان‌دوام را جایگزینی مناسب برای روش‌های مرسوم و البته بسیار وقتگیر تاریخچه‌زمانی و بارافزون معرفی کردند.

محسنیان و همکاران ضمن مطالعه‌ای، حساسیت لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی با شیوه اجرایی قالب‌تولی به خروج از مرکزیت‌های احتمالی جرم در پلان را مورد بررسی قرار دادند [۱۷]. نتایج این مطالعه بیانگر ظرفیت بالا و عملکرد لرزه‌ای مناسب سیستم تحت پیچش‌های ناشی از توزیع نامتقارن جرم در پلان بود.

مرور ادبیات فنی و تحقیقات پیشین حاکی از عدم انجام مطالعات تحلیلی و تجربی بر روی ساختمان‌های بتنی با تکنیک اجرایی قالب‌تولی به منظور توسعه منحنی‌های شکنندگی است. در این مطالعه، عملکرد این سیستم با استفاده از تحلیل‌های بارافزون (با شمای بارگذاری مود اصلی)، تاریخچه‌زمانی و دینامیکی افزایشی، در محدوده تغییرشکل‌های غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته و در قالب مطالعات قابلیت اطمینان نیز با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مشخصات زلزله‌های آتی، منحنی‌های شکنندگی از دیگر مواردی است که بدان پرداخته شده است.



شکل ۱: نمونه ساختمان‌های قالب‌تولی اجرا شده در ایران: (الف) - پروژه ۹۶ واحدی گلپا اراک، (ب) - پروژه ۹۷۲ واحدی گلستان پردیس.

۲- مشخصات مدل‌های مورد مطالعه

برای این مطالعه، از پلان با سیستم قالب‌تولی ارائه شده در شکل ۲ استفاده شد [۱۵]. مطابق شکل، پلان انتخابی منظم و نسبت به هر دو جهت اصلی متقارن است. خط‌چین‌های داخل پلان معرف تیرهای رابط بالای بازشوهاست که طول و ارتفاعشان به ترتیب ۱ و ۰/۷ متر است. به منظور بررسی اثر ارتفاع بر رفتار، ساختمان‌هایی با این پلان و تعداد طبقات ۲، ۵ و ۱۰ مدل شد.

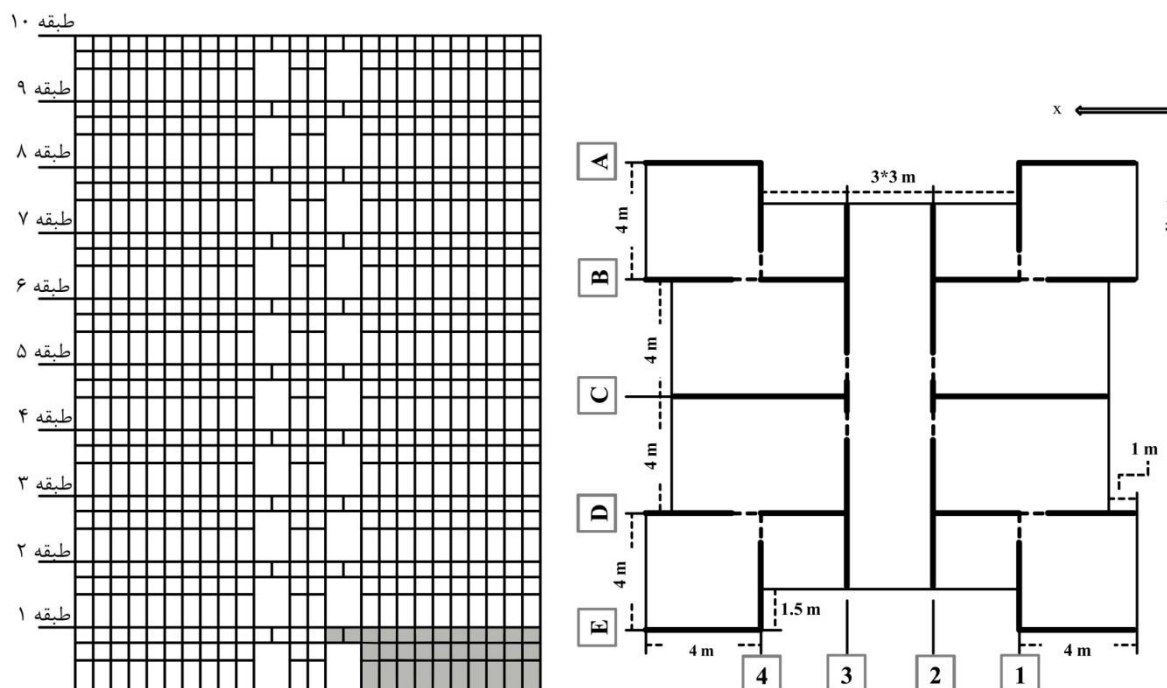
کاربری این ساختمان‌ها مسکونی و موقعیتشان در پهنه لرزه‌خیزی تهران فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر و خاک منطقه بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۸]، تیپ ۲ ($375(m/s) \leq V_s \leq 750(m/s)$) در نظر گرفته شده است.

ساختمان‌های مورد مطالعه ابتدا بر اساس آیین‌نامه بتن آمریکا [۱۹] و با استفاده از نرم‌افزار ETABS (version 9.5.0) [۲۰] طراحی شده و تمامی الزامات طراحی ارائه شده توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در خصوص قالب‌تولی‌ها [۲۱] نیز رعایت شده است.

مقدار ضریب رفتار برای طراحی اولیه ساختمان‌ها، بر اساس مقدار معمول که توسط طراحان برای این سیستم استفاده می‌شود، ۵ انتخاب شده است. در مدلسازی، برای دال‌ها و دیوارها رفتار پوسته (اثر همزمان تغییرشکل‌های درون و برون صفحه) در نظر گرفته شده و مشبندی بهینه برای المان‌ها نیز از سعی و خطا مطابق نمونه ارائه شده در شکل ۲ بدست آمده است.

در نهایت ضخامت کلیه دیوارها ۲۰ سانتی‌متر لحاظ گردید و جهت تسلیحشان، از میلگرد آجدار نمره ۸ به فاصله هر ۲۰ سانتی‌متر در دو راستای قائم و طولی دیوار به صورت دو لایه، استفاده شد (تنها میلگردهای قائم دیوارها در چهار طبقه اول از ساختمان بلندتر، نمره ۱۲ هستند).

برای تیرهای رابط بین دیوارها، به منظور تامین شکل‌پذیری و افزایش مقاومت برشی، آرماتورهای قطری نیز طراحی شد [۲۲]. ضخامت دال‌ها ۱۵ سانتی‌متر است و در طراحی اعضای سازه‌ای، مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد.



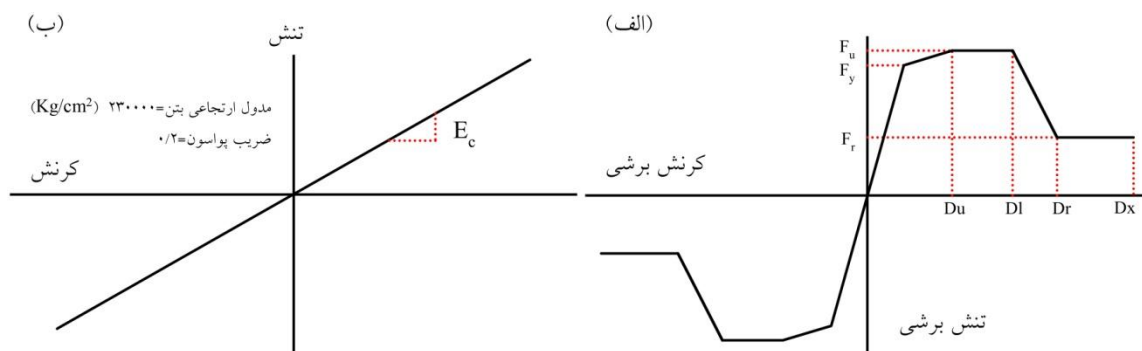
شکل ۲: پلان ساختمان‌های قالب‌تولی مورد مطالعه و نمونه مشبندی المان‌ها (محورهای ۲ و ۳) [۱۵].

۳- مدلسازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای مقاومتی و تغییرشکلی المان‌ها

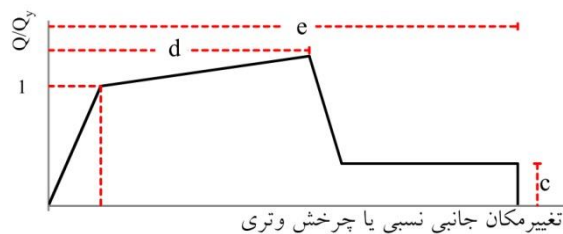
برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی ساختمان‌های مورد مطالعه از نرم‌افزار PERFORM-3D (version 4.0.3) [۲۳] استفاده شد. با توجه به اینکه اکثر دیوارهای موجود در پلان طویل بوده و تلاش برای برآورده کردن حداقل‌های گزارش ابلاغی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در تامین درصد دیوارها در پلان و به دنبال آن انتخاب ضخامت مناسب برای این المان‌ها، منجر به حاکم شدن حداقل ضوابط آیین‌نامه طراحی برای برش در مقاطع المان‌ها شده است، برش به عنوان پارامتر کنترل شونده توسط تغییرشکل در اکثر دیوارها و تمام تیرهای رابط بینشان لحاظ گردید.

بدین ترتیب مطابق شکل ۳، برای دیوارها (جز تعدادی محدود که بصورت خمش-کنترل در نظر گرفته شده‌اند) و تیرهای رابط، رفتار برشی غیرخطی و رفتار خمشی خطی تعریف شد. معیارهایی که برای بیان شکل‌پذیری المان‌های ساختمان به کار می‌روند، بسته به رفتار آنها متفاوت است. برای دیوارها و تیرهای برش-کنترل که شکل‌پذیری از طریق گسیختگی برشی ایجاد می‌شود، به ترتیب، تغییرمکان جانبی نسبی و چرخش وتری به عنوان معیار انتخاب می‌گردد [۲۴].

در این مطالعه، برای مدل‌سازی رفتار برشی غیرخطی المان‌ها، مطابق توصیه‌های ASCE41-06 [۲۵]، مقاومت برشی اسمی مقطع المان را به عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته‌ایم. لازم به ذکر است که جهت برآورد مقاومت برشی اسمی تیرهای رابط بین دیوارها، از روابط مربوط به تیرهای عمیق استفاده شده است. سایر پارامترهای لازم برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی، از رابطه کلی بار-تغییرمکان مطابق شکل ۴ و جدول ۱ برداشت شده است. رفتار برون صفحه الاستیک برای دیوارها، دیافراگم صلب برای سقف‌ها، اتصالات گیردار پای دیوارها، عدم بلند شدگی پی و صرف‌نظر از لغزش میلگردها در بتن، از دیگر فرضیات این تحقیق می‌باشند.



شکل ۳: رفتارهای تعریف شده برای المان‌ها در نرم‌افزار [۲۶]: (الف)-برش غیرخطی، (ب)-خمش خطی



شکل ۴: رابطه کلی بار-تغییرشکل (تعمیم یافته) برای اجزا و اعضای بتنی [۲۴].

جدول ۱: پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی-اعضای کنترل شونده با برش [۲۴]

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل‌سازی			
زاویه دوران خمیری، رادین(°)				نسبت	زاویه دوران خمیری رادین(°)	شرایط	
سطح عملکرد							
نوع عضو				مقاومت باقیمانده	رادین(°)	شرایط	
اصلي		غير اصلي					
CP	LS	CP	LS	IO	c	e	d
الف-دیوارهای برشی یا قطعات دیوار							
۱/۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۶۰	۰/۴۰	۰/۴۰	۲/۰	۰/۷۵
همه دیوارهای برشی یا قطعات دیوار							

۴- تحلیل مقادیر ویژه

مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده و نیز مشبندی المان‌ها در مدل‌سازی غیرخطی، عیناً همان مقادیر در نظر گرفته شده برای مرحله طراحی اولیه بوده و در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی نیز، مطابق رابطه ۱، حد بالای اثرات بار ثقلی لحاظ گردیده است. در این رابطه، منظور از Q_D و Q_L به ترتیب بار مرده و بار زنده موثر می‌باشد.

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (1)$$

بررسی درصد دیوارها در پلان مشخص می‌سازد که سختی و سطح مقاومت ساختمان‌ها، در جهت طولی پلان (X)، بیشتر است. بر این اساس، رفتار ساختمان‌های مورد مطالعه تنها در جهت عرضی پلان (Y) مورد بررسی قرار گرفت.

مطابق جدول ۲، کنترل ترتیب مودهای انتقالی نیز بر این مورد صحنه می‌گذارد. همانگونه که در این جدول ملاحظه می‌شود، مود اول برای هر سه ساختمان فاقد انتقال بوده و پیچشی است. علاوه بر افزایش ارتفاع ساختمان تأثیری بر ترتیب مودهای نوسانی ندارد.

برای ساختمان‌های کوتاه‌تر (۲ و ۵ طبقه)، نظر به اینکه زمان تناوب کوچکتر از واحد بوده و ضرایب مشارکت جرم ساختمان در مودهای انتقالی در هر دو امتداد طولی و عرضی پلان به ۷۵ درصد می‌رسد، فرض توزیع مثلی نیروهای زلزله در ارتفاع و استفاده از روش استاتیکی در تحلیل و طراحی ساختمان‌ها غیرمنطقی به نظر نمی‌رسد. بر اساس نتایج حاصله، برای ساختمان بلندتر (۱۰ طبقه) تحلیل طیفی یا تاریخچه‌زمانی ارجحیت دارد.

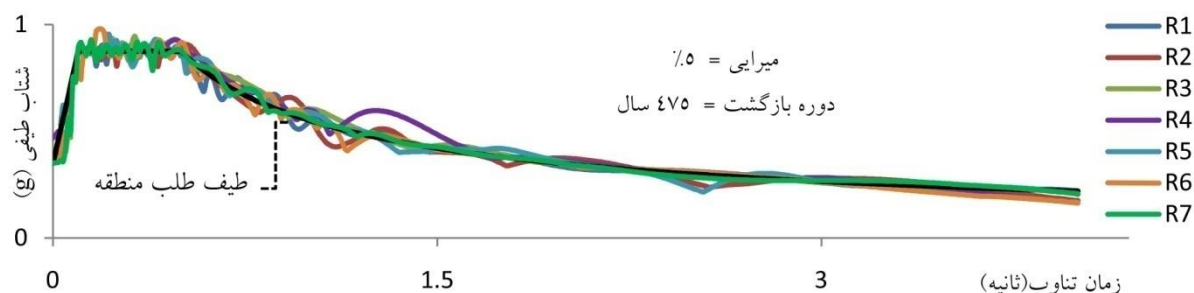
جدول ۲: ضرایب جرم موثر انتقالی و زمان تناوب مودهای نوسانی مدل‌های مورد مطالعه

(T) زمان تناوب(ثانیه)	ساختمان ۲ طبقه		ساختمان ۵ طبقه		ساختمان ۱۰ طبقه	
	T	M	T	M	T	M
(M) ضریب جرم موثر (درصد)						
مود اول (پیچشی)	۰/۰۶۱۲	۰	۰/۲۲۳۵	۰	۰/۷۴۸۵	۰
مود دوم (انتقالی در راستای عرضی پلان)	۰/۰۵۴۱	۸۸	۰/۱۳۹۷	۷۹/۶۰	۰/۴۴۵۳	۷۵/۴۱
مود سوم (انتقالی در راستای طولی پلان)	۰/۰۴۳۳	۸۷	۰/۱۳۴۲	۷۴/۰۲	۰/۳۱۸۷	۶۷/۳۵

۵- تحلیل تاریخچه‌زمانی

جهت انطباق هر چه بیشتر زلزله‌های بکاربرده با خطر ساختمانه، تصمیم گرفته شد که از نگاشت‌های مصنوعی متناظر بر طیف طرح استفاده شود. بدین ترتیب هفت نگاشت زلزله به صورت مصنوعی و با استفاده از روش اصلاح نگاشت‌های موجود، بر اساس تبدیل موجک از روی طیف طلب منطقه که بر اساس آیین‌نامه زلزله ایران [۱۸]، برای خاک نوع (II) و سطح خطر (I) (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) تنظیم شده است، استخراج شد (شکل ۵) و بر ساختمان‌ها اعمال گردید. حداکثر شتاب در این نگاشت‌ها به شتاب زلزله طرح ($PGA = 0.35g$) نزدیک است.

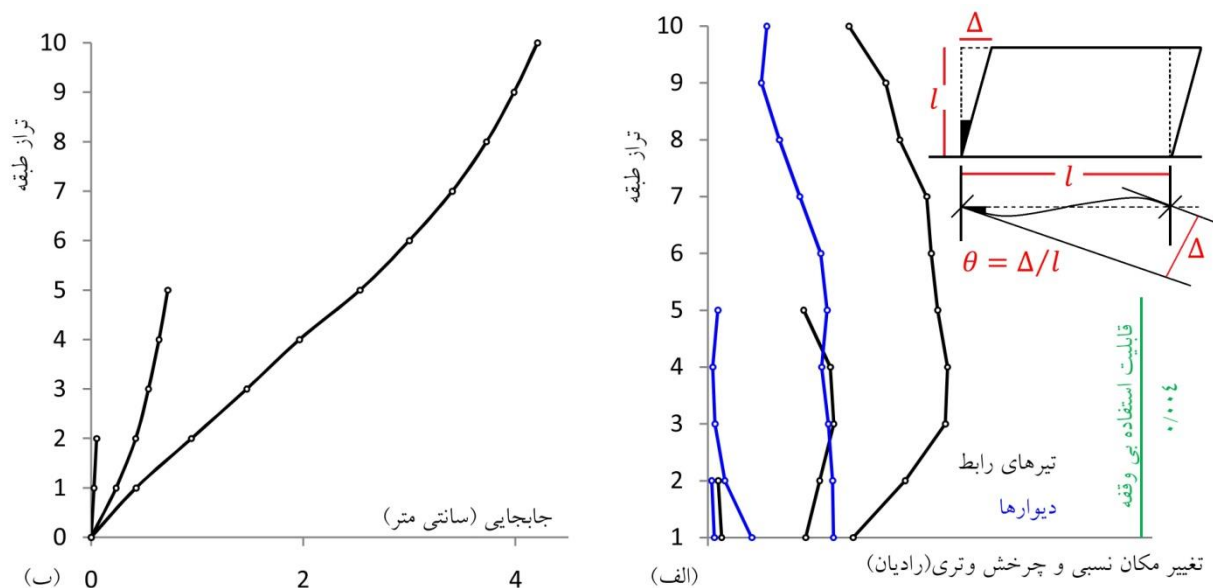
شایان ذکر است که در تبدیل موجک، با بردن شتاب‌نگاشت انتخابی به فضای موجک و اصلاح توابع جزئیات آن با نسبت طیف هدف به طیف پاسخ این حرکت و بازگشت مجدد به فضای زمان، می‌توان حرکتی با طیفی نزدیک‌تر به طیف هدف به دست آورد و این عملیات تا رسیدن به نتیجه مطلوب تکرار می‌شود. در این مطالعه، جهت تولید نگاشت‌های مصنوعی، از مولفه اصلی زلزله‌های حوزه دور معرفی شده در جدول ۵ استفاده شده است. بعد از انجام تحلیل، معیارهای پذیرش برای دیوارها و تیرهای رابط بینشان مورد بررسی قرار گرفت. در این حالت، بیشینه نیروهای داخلی و تغییرشکل دیوارها و تیرهای رابط در تحلیل دینامیکی سازه، ملاک عمل بوده است. سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران (نشریه ۳۶۰) [۲۴]، به عنوان معیار خرابی در المان‌های ساختمان لحاظ گردید و از مقادیر کمی متناظر به این حالات حدی، جهت بررسی سطح عملکردی استفاده شد (جدول ۱). در جدول ۳ نمونه کنترل‌های انجام شده برای المان‌های مشخص شده در شکل ۲ (المان‌های خاکستری رنگ)، ارائه شده است. بررسی‌های انجام شده، صحت فرضیات مرحله مدل‌سازی و رفتار برشی غیرخطی المان‌ها را تایید می‌کند. لازم به ذکر است که در این جدول (و جدول ۴) منظور از Sp ، W و DCR به ترتیب تیر رابط، دیوار و نسبت نیاز به ظرفیت می‌باشد. برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که رفتار غیرارتجاعی آنها توسط برش کنترل می‌شود، نیروی محوری عضو باید کمتر از مقدار حاصل از رابطه $0.15.f_c A_g$ باشد. در غیر این صورت، لازم است برش به عنوان پارامتر پاسخ کنترل شونده توسط نیرو فرض شود [۲۴]. بدین ترتیب، ظرفیت محوری المان‌ها از رابطه نامبرده محاسبه شده که در آن A_g سطح مقطع کلی المان و f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی است. در ادامه، پاسخ‌های حداکثر جابجایی مرکز جرم طبقات و بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی و چرخش و تری به ترتیب در دیوارها و تیرهای رابط بینشان برداشت شده و میانگین آنها جهت مقایسه ملاک قرار گرفته است (شکل ۶).



شکل ۵: مقایسه طیف شتاب نگاشت‌های مصنوعی (R_i) با طیف طلب منطقه.

جدول ۳: کنترل معیارهای پذیرش برای المان‌های معرفی شده

«» المان‌ها	ساختمان ۲ طبقه			ساختمان ۵ طبقه			ساختمان ۱۰ طبقه					
	Sp	DCR	W	DCR	Sp	DCR	W	DCR	Sp	DCR	W	DCR
نیروی محوری (ton)	۵	۰/۰۹۵	۴۸/۷۱	۰/۱۳	۴/۴	۰/۰۸۴	۱۴۱	۰/۳۷۶	۱۹	۰/۳۶۲	۳۵۷/۶	۰/۹۵۳
ظرفیت محوری (ton)	۵۲/۵		۳۷۵		۵۲/۵		۳۷۵		۵۲/۵		۳۷۵	
لنگر خمشی (ton.m)	۵/۹۶	۰/۲۷	۱۵۹	۰/۲۱۳	۸/۸۳	۰/۳۵۳	۳۷۰/۷	۰/۲۹۴	۲۸/۳۲	۰/۷۴۵	۸۸۳/۴	۰/۵۳۲
ظرفیت خمشی (ton.m)	۲۲		۷۴۵		۲۵		۱۲۶۰		۳۸		۱۶۶۰	
تغییرشکل ($\times 10^{-3}$ rad)	۰/۱۲	۰/۰۳	۰/۰۵	۰/۰۱۲	۰/۹	۰/۲۲۵	۰/۴	۰/۱	۱/۳	۰/۳۲۵	۱/۱	۰/۲۷۵
ظرفیت تغییرشکل (rad)	۰/۰۰۴		۰/۰۰۴		۰/۰۰۴		۰/۰۰۴		۰/۰۰۴		۰/۰۰۴	



شکل ۶: میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش و تری ایجاد شده در دیوارها و تیرهای رابط و حداکثر جابجایی مرکز جرم طبقات.

مطابق شکل (۶-الف)، در ساختمان‌های مورد مطالعه، تحت نگاهت‌های متناظر بر زلزله طرح آیین‌نامه، تمامی المان‌ها در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار گرفته‌اند. در همین سطح از شدت، نظر به اینکه المان‌های اصلی باربری جانبی متحمل آسیب‌های اندکی می‌شوند، تغییر شکل ساختمان‌ها به حالت خطی نزدیک است (شکل ۶-ب)). این مورد بخصوص برای مدل‌های کوتاه‌تر (۲ و ۵ طبقه)، مشهودتر است.

۶- تحلیل بار افزون

جهت انجام تحلیل بار افزون، الگوی توزیع بار جانبی در تحلیل سازه، توزیع مودال در نظر گرفته شد. این توزیع متناسب با موده‌های موثر در جهت مورد نظر (راستای عرضی پلان) بوده و تعداد موده‌های ارتعاشی چنان انتخاب شده است که حداقل ۹۰ درصد جرم ساختمان در تحلیل مشارکت می‌کند.

از تحلیل بارافزون نیز برای ارزیابی ساختمان‌ها در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، استفاده شد. برای این منظور، نیروهای داخلی و تغییر شکل دیوارها و تیرهای رابط در تغییر مکان هدف ساختمان برداشت شده است. لازم به ذکر است که تغییر مکان هدف ساختمان با استفاده از تحلیل تاریخچه‌زمانی و از میانگین‌گیری بیشترین تغییر مکان مرکز جرم بام تحت هفت نگاهت مصنوعی در مرحله قبل بدست آمده است. نمونه کنترل‌ها برای المان‌های معرفی شده در بخش قبل، به شرح موارد مندرج در جدول ۴ ارائه شده است.

بررسی‌های انجام شده، بار دیگر صحت فرضیات مرحله مدلسازی و رفتار برشی غیرخطی المان‌ها را تایید می‌کند. در ادامه، به مشاهده خرابی ساختمان‌های مورد مطالعه تحت آنالیز بارافزون پرداخته و گریز بام ساختمان‌ها (نسبت جابجایی مرکز جرم بام به ارتفاع کلی ساختمان)، درست زمانی که اولین دیوارها و تیرهای رابط بینشان به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) رسیدند، تعیین شد.

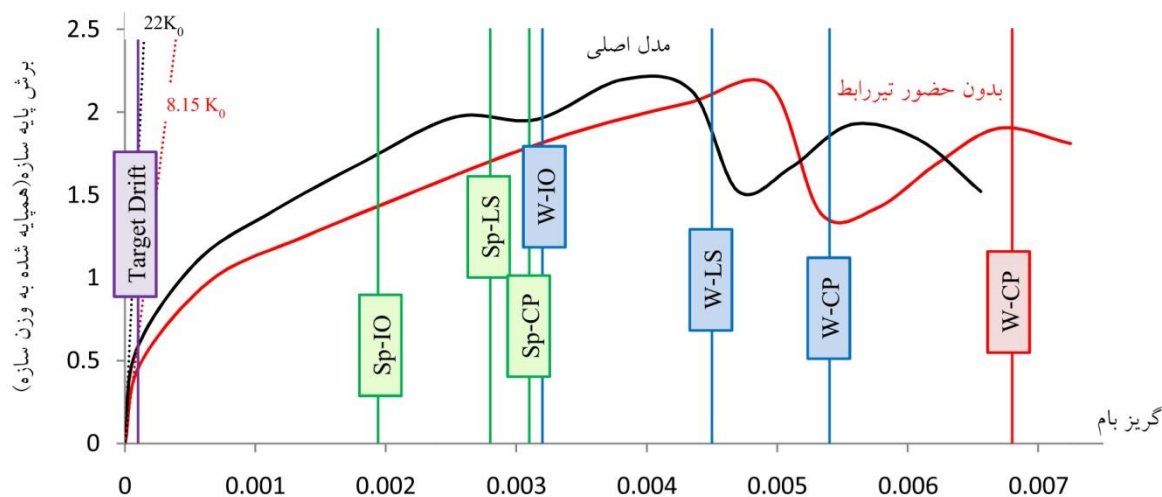
به منظور بررسی تاثیر تیرهای رابط بر سختی و مقاومت جانبی ساختمان‌ها، تحلیل بارافزون در حالتی که تیرهای رابط از ساختمان حذف شده‌اند نیز انجام شد و منحنی ظرفیت حاصل استخراج گردید. در اشکال ۷، ۸ و ۹، مقادیر این گریزها به همراه گریز متناظر با زلزله طرح آیین‌نامه و منحنی ظرفیت ساختمان در دو حالت با و بدون تیرهای رابط نمایش داده شده است. ضمن تحلیل بارافزون معلوم شد، در ساختمان‌های مورد مطالعه، خرابی دیوارها و تیرهای رابط واقع در محورهای ۲ و ۳ پلان (شکل ۲)، زودتر از سایر المان‌ها آغاز می‌گردد. ابعاد

کوچکتر و درصد آرماتورهای برشی کمتر تیرهای رابط نسبت به دیوارهای برشی، منجر به مقاومت برشی کمتر این المان‌ها نسبت به دیوارها شده و لذا این المان‌ها، اولین قسمت‌های آسیب‌پذیر ساختمان هستند.

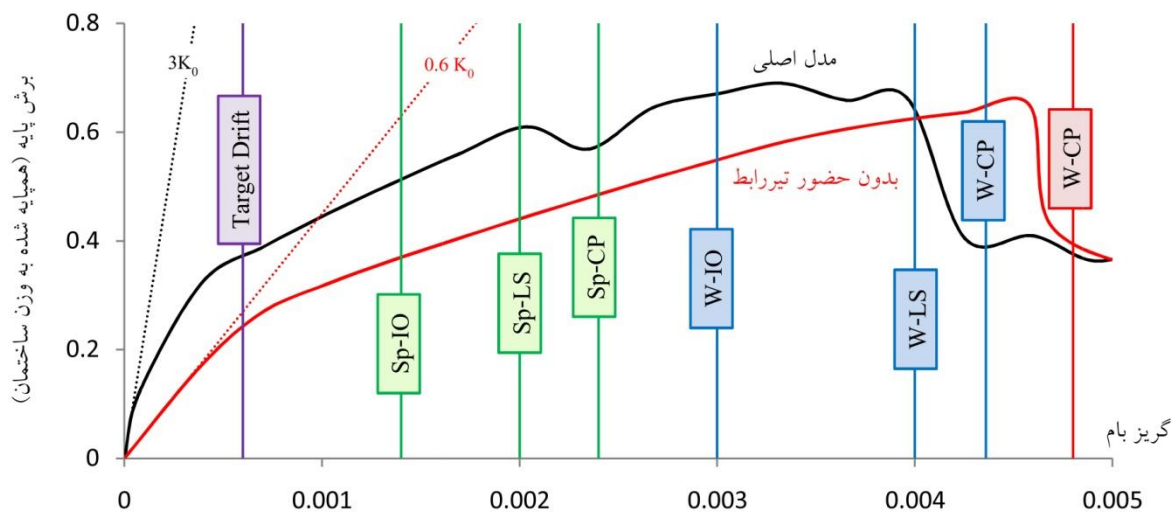
مقایسه منحنی ظرفیت ساختمان‌ها در دو حالت حضور تیرهای رابط (مدل اصلی) و حذف آنها، نشان‌دهنده تاثیر قابل ملاحظه این المان‌ها بر سختی و مقاومت جانبی ساختمان می‌باشد. علت این امر، که با افزایش ارتفاع ساختمان نیز تشدید می‌شود را می‌توان به کوبله شدن دیوارها توسط تیرهای رابط نسبت داد. از طرفی، در سطح خطر طراحی آیین‌نامه، در مدل‌های مورد مطالعه کلیه دیوارها و تیرهای رابط بینشان در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) قرار می‌گیرند. اشکال ۷، ۸ و ۹ به خوبی نشان‌دهنده نزدیکی منحنی‌های ظرفیت ساختمان، در دو حالت با و بدون تیرهای رابط، بعد از رسیدن تعداد کثیری از تیرهای رابط ساختمان به سطح عملکردی آستانه خرابی بر اساس معیار خرابی تیر رابط می‌باشند. همچنین دو منحنی در سطح عملکردی آستانه خرابی بر حسب معیار خرابی دیوار برشی، یک سطح از مقاومت را نشان می‌دهند. این دو مشاهده دلیل مناسبی از صحت مدل‌سازی است. در یک مقایسه، مشخص می‌شود که سختی جانبی ارتجاعي در ساختمان‌های کوتاهتر (۲ و ۵ طبقه) بیشتر است و در مقابل، گریز بام متناظر به یک سطح عملکردی ثابت، در ساختمان بلندتر (۱۰ طبقه) به مراتب بیشتر است.

جدول ۴: کنترل معیارهای پذیرش برای المان‌های معرفی شده

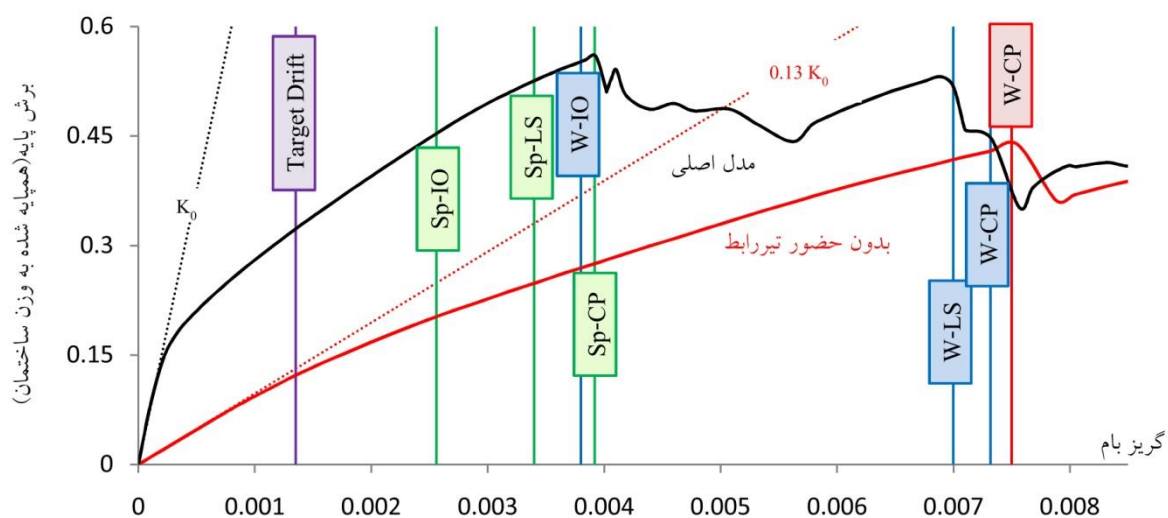
»» المان‌ها	ساختمان ۲ طبقه				ساختمان ۵ طبقه				ساختمان ۱۰ طبقه			
	Sp	DCR	W	DCR	Sp	DCR	W	DCR	Sp	DCR	W	DCR
نیروی محوری (ton)	۵/۷	۰/۱۱	۵۳/۴	۰/۱۴۳	۵/۱	۰/۰۹۷	۱۵۲	۰/۴۰۵	۲۰	۰/۳۸۱	۳۶۴/۲	۰/۹۷۱
ظرفیت محوری (ton)	۵۲/۵		۳۷۵		۵۲/۵		۳۷۵		۵۲/۵		۳۷۵	
لنگر خمشی ($ton.m$)	۶/۵۶	۰/۲۹۸	۱۷۵	۰/۲۳۵	۱۰/۴	۰/۴۱۶	۴۶۰	۰/۳۶۵	۲۹/۶	۰/۷۷۹	۹۰۰	۰/۵۴۲
ظرفیت خمشی ($ton.m$)	۲۲		۷۴۵		۲۵		۱۲۶۰		۳۸		۱۶۶۰	
تغییر شکل (rad) $\times 10^{-3}$	۰/۱۸	۰/۰۴۵	۰/۰۷	۰/۰۱۷	۱/۴	۰/۳۵	۰/۷	۰/۱۷۵	۱/۵	۰/۳۷۵	۱/۲	۰/۳
ظرفیت تغییر شکل (rad)	۰/۰۰۴		۰/۰۰۴		۰/۰۰۴		۰/۰۰۴		۰/۰۰۴		۰/۰۰۴	



شکل ۷: منحنی ظرفیت ساختمان ۲ طبقه.



شکل ۸: منحنی ظرفیت ساختمان ۵ طبقه.



شکل ۹: منحنی ظرفیت ساختمان ۱۰ طبقه.

۷- تحلیل دینامیکی افزایشی

در این تحقیق، جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، متناسب با شرایط خاک محل (نوع B از طبقه بندی USGS)، ۱۴ زوج شتاب نگاشت از پایگاه داده های وبسایت PEER برداشت شد [۲۷]. از بین نگاشت های انتخابی، ۷ مورد جزو نگاشت های دور از گسلند و سایر، بر اساس طبقه بندی FEMA695 [۲۸] در گروه نگاشت های نزدیک به گسل در جهت پیش رونده (با پالس) قرار می گیرند (جدول ۵).

در تحلیل دینامیکی افزایشی از مفهوم دیرینه مقیاس کردن نگاشت های حرکت زمین و توسعه آن به روشی که بتوان با دقت مناسب مقدار طلب و ظرفیت سازه را در محدوده وسیعی از رفتار ارتجاعی تا انهدام آن پوشش داد، بهره گرفته شده است.

در واقع، نبود اطلاعات کافی از زلزله با شدت های مختلف منطبق با شرایط محل جهت بررسی رفتار لرزه ای سازه، محققین را بر آن داشت که با اعمال ضریب ثابت بر مقادیر شتاب نگاشت های موجود، فاصله خالی نگاشت ها با شدت غایب را پر کنند [۲۹ و ۳۰].

با رسم پاسخ طیفی هر زوج شتاب‌نگاشت و مقایسه آنها، مولفه اصلی بر اساس مقادیر طیفی بزرگتر در محدوده فرکانسی ارتعاشی ساختمان‌ها انتخاب و در راستای عرضی پلان (y)، بر آنها وارد شد.

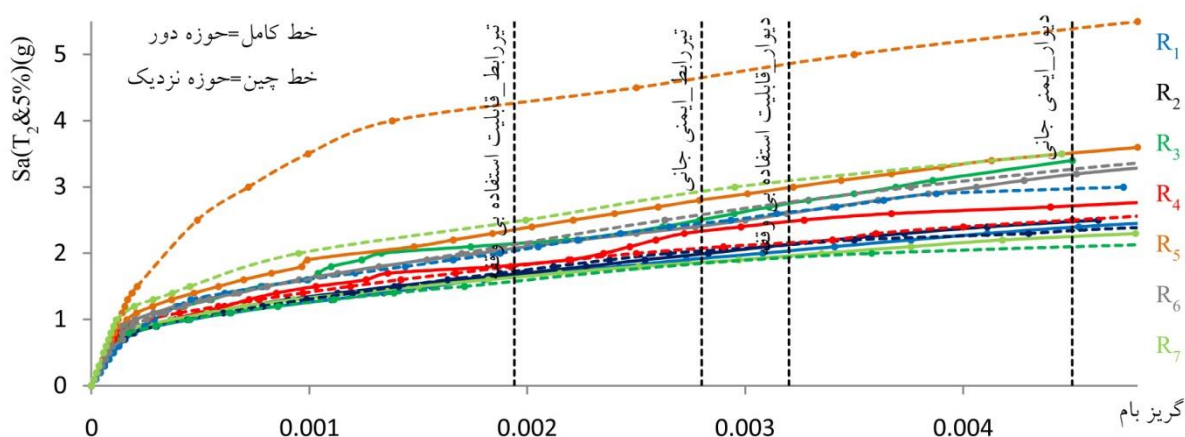
شدت نگاشت‌ها به صورت منظم اضافه می‌گردد و هر بار خروجی تحلیل‌ها که پاسخ سازه به تهییج است برداشت می‌شود. در این مطالعه، شتاب طیفی مود اول انتقالی ساختمان $(Sa(T_2 \& 5\%)(g))$ ، جهت تعریف پارامتر شدت و حداکثر گریز بام ساختمان ($\theta_{Average}$) نیز به عنوان پارامتر پاسخ انتخاب گردید.

رسم رابطه بین پاسخ سازه نسبت به تغییر شدت نگاشت‌ها منجر به استخراج منحنی‌هایی خواهد شد. این منحنی‌های برای هر ساختمان مطابق اشکال ۱۰، ۱۱ و ۱۲ و صدک‌های آماری مربوطه، جهت انجام مقایسه، مطابق شکل ۱۳ رسم شده است.

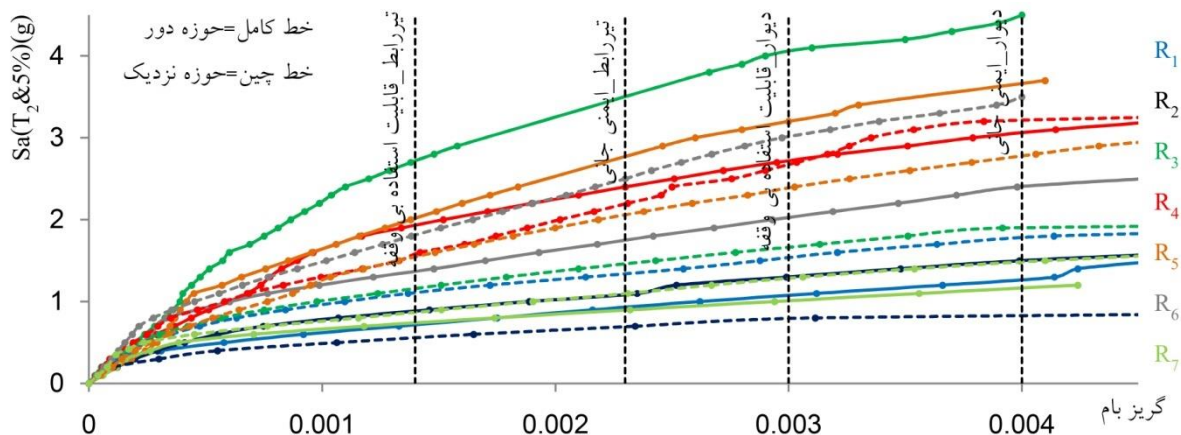
جدول ۵: نگاشت‌های انتخابی جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی

نام	بزرگ (M_S)	بیشینه شتاب (g)	تاریخ وقوع	مولفه	ایستگاه ثبت نگاشت
Cape Mendocino R ₁	۷/۱	۰/۱۷۸۲	۱۹۹۲/۰۴/۲۵	۹۰	Eureka - Myrtle & West
Northridge R ₂	۶/۷	-۰/۲۴۵۵	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۱۸۰	Hollywood - Willoughby Ave
Northridge R ₃	۶/۷	-۰/۰۶۲۹	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۹۰	Lake Hughes #4B - Camp Mend
Cape Mendocino R ₄	۷/۱	-۰/۱۱۶۱	۱۹۹۲/۰۴/۲۵	۰	Fortuna - Fortuna Blvd
Northridge R ₅	۶/۷	-۰/۲۴۵۱	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۳۵۲	Big Tujunga, Angeles Nat F
Landers R ₆	۷/۴	-۰/۱۲۵۲	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	۹۰	Barstow
San Fernando R ₇	۶/۶	-۰/۱۱۰۳	۱۹۷۱/۰۲/۰۹	۹۰	Pasadena - CIT Athenaeum

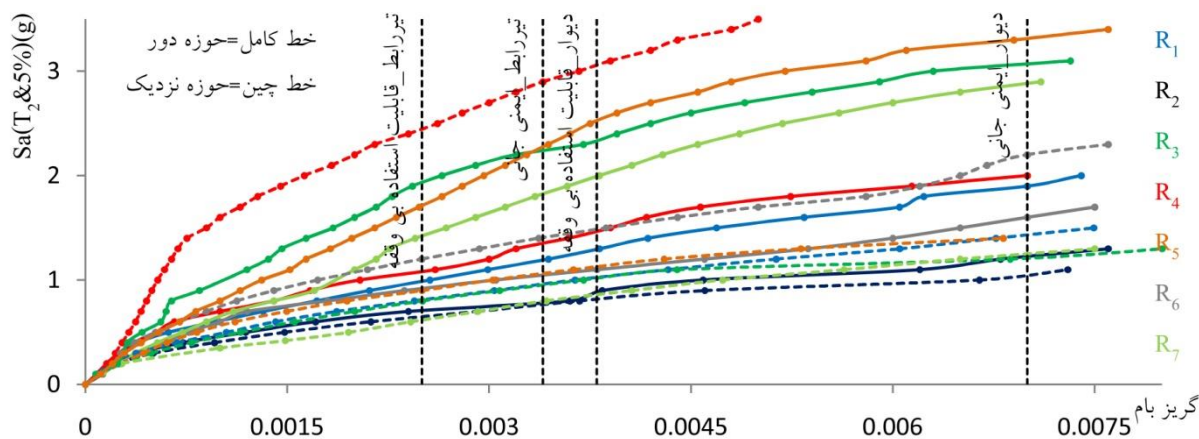
Cape Mendocino R ₁	۷/۰	۰/۶۶۲۴	۱۹۹۲/۰۴/۲۵	۹۰	Petrolia
Chi Chi R ₂	۷/۶	-۰/۲۹۷۸	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	۰	TCU102
Supper station hills-02 R ₃	۶/۵	-۰/۴۵۴۹	۱۹۸۷/۱۱/۲۴	۲۲۵	PTS
Kocaeli R ₄	۷/۵	-۰/۲۱۹۵	۱۹۹۹/۰۸/۱۷	۹۰	Izmit
Landers R ₅	۷/۳	-۰/۷۲۶۸	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	۲۶۰	Lucerne
Lama Perita R ₆	۶/۹	-۰/۵۱۲۵	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	۰	Saratoga Aloha Ave
Northridge-01 R ₇	۶/۷	-۰/۸۴۳۳	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۳۶۰	Sylmar- Hospital



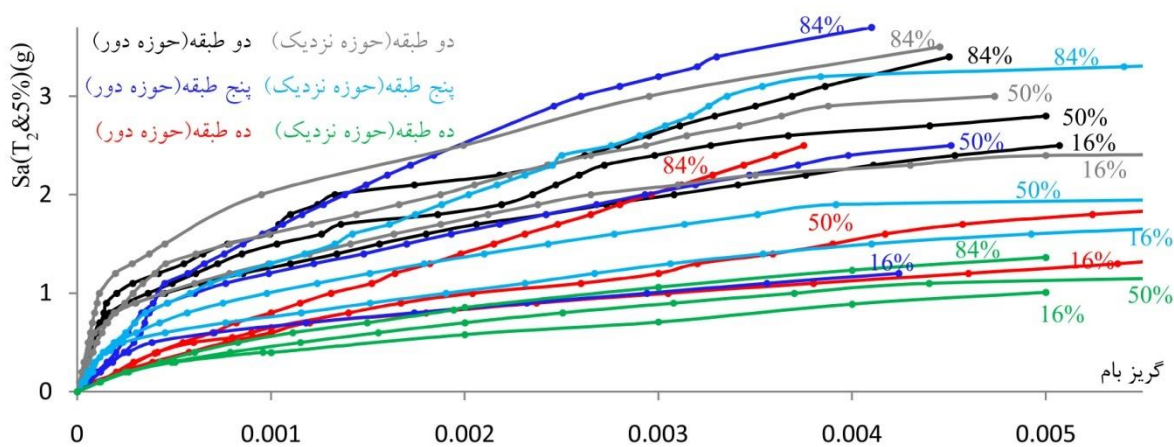
شکل ۱۰: منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و حالات حدی از تحلیل بار افزون (ساختمان ۲ طبقه).



شکل ۱۱: منحنی های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و حالات حدی از تحلیل بارافزون (ساختمان ۵ طبقه).



شکل ۱۲: منحنی های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و حالات حدی از تحلیل بارافزون (ساختمان ۱۰ طبقه).



شکل ۱۳: مقایسه صدک های ۱۶، ۵۰، ۸۴ درصد منحنی های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی.

با استناد به نتایج این تحلیل معلوم می‌شود که در هر ساختمان، شدت لازم برای رسیدن دیوارها و تیرهای رابط به سطوح عملکردی مختلف، چندین برابر بیشتر از شدت متناظر با زلزله طرح است. همانگونه که ملاحظه می‌شود، تیرهای رابط نسبت به دیوارها در شدت‌های کمتری به سطوح عملکردی می‌رسند. بعلاوه، شدت متناظر با یک سطح عملکردی مشخص، در ساختمان بلندتر، کمتر است. با افزایش ارتفاع، زلزله‌های حوزه نزدیک در مقایسه با زلزله‌های حوزه دور، تاثیر بیشتری بر پاسخ داشته و لذا از اهمیت بیشتری برخوردارند (شکل ۱۳).

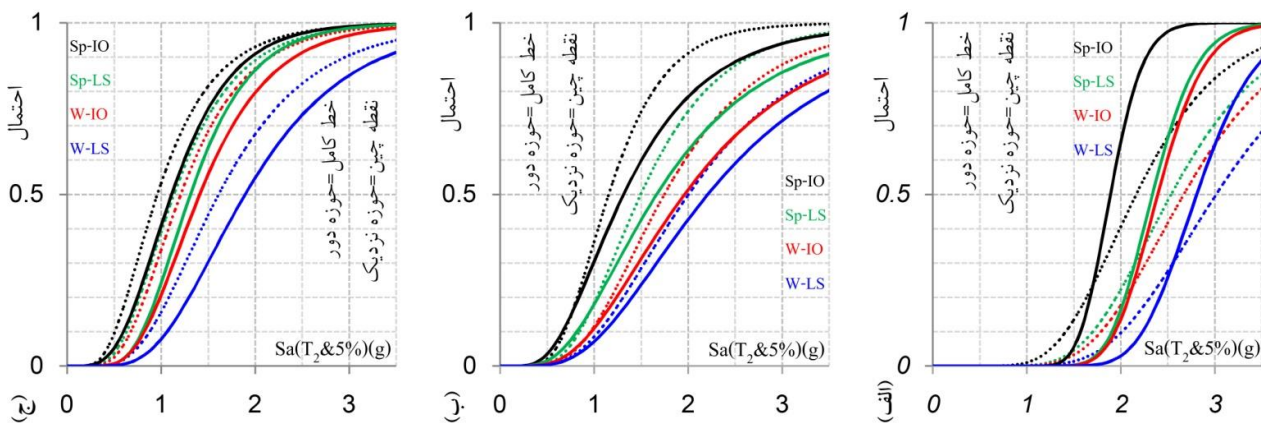
۸- تحلیل شکنندگی

عدم قطعیت‌های شناختی و ماهیت تصادفی زلزله، از جمله عواملی هستند که اهمیت رویکرد احتمالاتی به مسئله تعیین عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها و ضرورت توسعه منحنی‌های شکنندگی جهت استفاده در فرآیند جدید مهندسی بر اساس عملکرد و برآورد متغیرهای تصمیم‌گیری را آشکار می‌سازند.

اگر پارامتر R بیانگر پاسخ سازه و LS_i سطح عملکرد یا حالت حدی مرتبط با پارامتر R باشد، IM نیز یکی از پارامترهای بیانگر شدت زلزله و S مقدار شدت مورد نظر، آنگاه تابع شکنندگی به فرم ریاضی زیر تعریف می‌شود:

$$Fragility = P[R > LS_i | IM = S] \quad (2)$$

در واقع منحنی‌های شکنندگی، توزیع احتمال تجمعی از خسارت را بیان می‌کنند [۳۱]. در این روش می‌توان توزیع پاسخ سازه را در شدت‌های مختلف زلزله نشان داد. همانگونه که بیان شد، تهیه منحنی‌های شکنندگی نیازمند یک تحلیل احتمالاتی است و بر اساس دقت مورد نظر، از روش‌های مختلفی می‌توان به این منحنی‌ها رسید [۳۲]. این روش‌ها عبارتند از: روش مبتنی بر قضاوت کارشناسان، روش تجربی آماری، روش آزمایشگاهی، روش تحلیلی و روش ترکیبی. در این مطالعه، منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی و با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی تهیه شده‌اند. برای ساختمان‌های مورد مطالعه، با در نظر گرفتن بیشینه گریز بام به عنوان پاسخ، سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۲۴] را به عنوان معیار خرابی در ساختمان لحاظ نموده و به این حالات حدی مقادیر کمی مطابق با آنچه در بخش ۶، در تحلیل بار افزون استخراج گردید، نسبت داده شد (شکل‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲). در ادامه، به ازای گذشتن از هر یک از این حالات خرابی، منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های مورد مطالعه، مطابق شکل ۱۴ تعریف گردید.



شکل ۱۴: منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های مورد مطالعه: (الف) ساختمان ۲ طبقه، (ب) ساختمان ۵ طبقه و (ج) ساختمان ۱۰ طبقه.

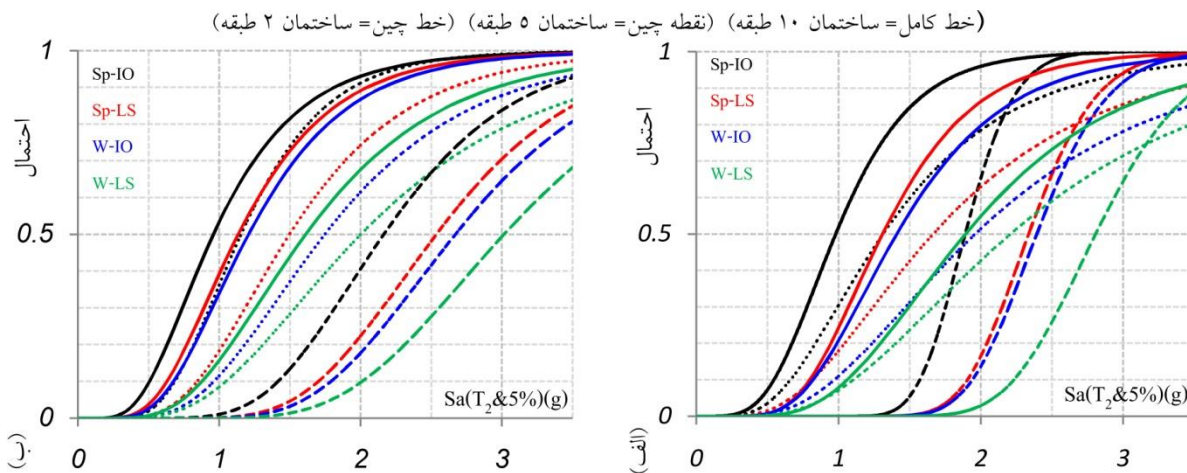
مطابق اشکال ۱۴ و ۱۵ و همچنین موارد مندرج در جدول ۶، احتمال رسیدن تیرهای رابط به سطوح عملکردی همواره بیشتر از دیوارهاست. همانگونه که ملاحظه می‌گردد، احتمال رسیدن المان‌ها به سطوح عملکردی مختلف تحت زلزله‌های حوزه نزدیک، بیشتر بوده و این مورد بخصوص برای ساختمان بلندتر (۱۰ طبقه) مشهودتر است. در واقع با افزایش ارتفاع، احتمال رسیدن المان‌ها به سطوح عملکردی مختلف نیز افزایش می‌یابد.

در شدت متناظر با زلزله طرح آیین‌نامه (دوره بازگشت ۴۷۵ سال)، برای هر سه مدل، احتمال رسیدن تیرهای رابط و دیوارها به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، به ترتیب کمتر از ۴۵ و ۲۶ درصد محاسبه شده است. می‌توان گفت ساختمان‌های مورد مطالعه در این سطح از شدت، در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار می‌گیرند.

جدول ۶: احتمال رسیدن المان‌های ساختمان به سطوح عملکردی مختلف در شدت‌های متناظر با زلزله طرح آیین‌نامه و بیشینه محتمل (%).

سطوح عملکردی	مدل‌ها	حوزه دور از گسل						حوزه نزدیک به گسل					
		ساختمان ۲ طبقه		ساختمان ۵ طبقه		ساختمان ۱۰ طبقه		ساختمان ۲ طبقه		ساختمان ۵ طبقه		ساختمان ۱۰ طبقه	
		IO	LS	IO	LS	IO	LS	IO	LS	IO	LS	IO	LS
تیر رابط	DBE	۰	۰	۲۳/۸۸	۱۳/۴۰	۳۲/۵۰	۱۶/۵۲	۰/۴	۰	۲۷	۱۲/۷۱	۴۴/۹۰	۳۰/۶۷
	MCE	۰/۴۶	۰/۰۲	۴۹/۲۰	۳۲/۷	۶۳/۶۰	۴۹/۱۱	۶/۲۱	۱/۶	۶۱/۵	۳۷/۶۰	۷۲/۹۰	۶۱/۵۷
دیوار	DBE	۰	۰	۷/۷۵	۴/۷۹	۱۴/۳۲	۵	۰	۰	۷/۶۶	۵/۶۷	۲۵/۸۰	۱۰/۹۶
	MCE	۰	۰	۲۲/۶۴	۱۶/۲۷	۴۲/۳۴	۲۰/۲۱	۱/۰۵	۰/۳۸	۲۶/۲	۱۹/۶۲	۵۶/۴۰	۳۲/۵۳

DBE « زلزله طرح آیین‌نامه
MCE « بیشینه زلزله محتمل



شکل ۱۵: مقایسه منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌ها: الف) حوزه دور از گسل و ب) حوزه نزدیک به گسل.

۹- نتایج

نتایج حاصل از این مطالعه محدود به ساختمان‌ها و پلان معرفی شده بوده و بدین شرح است:

- سیستم قالب‌تولی از عملکرد لرزه‌ای قابل قبولی برخوردار است و کل المان‌ها در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه به سطح خطر طراحی آیین‌نامه ایران پاسخ می‌دهند.
- علی‌رغم منظم بودن ساختمان‌ها در پلان و ارتفاع و نیز تقارن کامل در چینش المان‌ها، بارگذاری و توزیع جرم، مود اول برای آنها پیچشی است و ترتیب مودها متأثر از ارتفاع کلی ساختمان نیست.

- تیرهای رابط، به خاطر مقاومت برشی کمترشان نسبت به دیوارها، فیوزهای خرابی در ساختمان هستند و به خاطر کوبه کردن دیوارها، سختی و مقاومت ساختمان را افزایش می‌دهند. با افزایش ارتفاع، تاثیر این المان‌ها بر سختی و مقاومت ساختمان نیز افزایش می‌یابد.
- سیستم سازه‌ای مورد مطالعه از سختی بالایی برخوردار است به گونه‌ای که اعمال زلزله منطبق بر طیف طرح به ساختمان‌های طراحی شده بر اساس حداقل ملزومات آیین‌نامه‌ای، تلاش‌ها و خرابی‌های قابل ملاحظه‌ای بر آنها تحمیل نمی‌کند و لذا تغییر مکان‌ها به حالت خطی نزدیک است.
- شدت لازم جهت رسیدن المان‌ها (بخصوص دیوارها) به سطوح عملکردی مختلف، چند برابر بیشتر از شدت زلزله طرح است، بر این اساس، انتظار رفتار ارتجاعی در خلال حرکات نسبتاً قوی زلزله از این سیستم سازه‌ای، انتظاری دور از واقعیت نیست.
- با افزایش ارتفاع، احتمال رسیدن المان‌های سازه به سطوح عملکردی نیز افزایش می‌یابد. این مورد بخصوص در زلزله‌های حوزه نزدیک مشهودتر است. بررسی مقادیر کمی احتمالات مبین مقاومت بالا و ایمنی کافی این ساختمان‌ها برای سطح خطر شدید در ایران است.
- در ساختمان‌های کوتاه جذب انرژی به کمک مقاومت بالا انجام می‌شود و در ساختمان‌های بلند این امر توسط شکل‌پذیری محقق می‌گردد.
- برای طراحی مقاطع المان‌ها، در ساختمان‌های کوتاه حداقل ضوابط آیین‌نامه حاکم می‌شود که بسیار بیشتر از مقادیر مورد نیاز است. از این رو توصیه می‌شود سیستم قالب‌تولی برای احداث ساختمان‌های متوسط و بلند استفاده شود.

مراجع

- [1] میرقادری، س.ر.؛ سروقدمقدم، ع.؛ یوسف پور، ح.؛ پهلوان، ح.؛ (۶ و ۷ نوامبر ۲۰۰۹)؛ "ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی ساخته شده با کاربرد قالب‌تولی"؛ اولین کنفرانس بین‌المللی تکنولوژی بتن.
- [2] Goel, R.K., Chopra, A.K.; (1998), "Period Formulas for Concrete Shear Wall Buildings"; *Journal of Structural Engineering*, 124(4), 426-433.
- [3] Lee, L.H., Chang, K.K., Chun, Y.S.; (2000), "Experimental Formula for the Fundamental Period of RC Building with Shear Wall Dominant Systems"; *The Structural Design of Tall Buildings*, 9 (4), 295-307.
- [4] Balkaya, C., Kalkan E.; (2003), "Estimation of Fundamental Periods of Shear-Wall Dominant Building Structures"; *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32 (7), 985-998.
- [5] Balkaya, C., Kalkan, E.; (2004), "Relevance of R-Factor and Fundamental Period for Seismic Design of Tunnel-Form Building"; *The 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- [6] Tavafoghi, A., Eshghi, S.; (2008), "Seismic Behavior of Tunnel Form Concrete Building Structures"; *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 12-17 October.
- [7] Tavafoghi, A. and Eshghi, S.; (2011), "Evaluation of Behavior Factor of Tunnel-Form Concrete Building Structures Using Applied Technology Council 63"; *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(8), 615-634.
- [8] Balkaya, C., Yuksel, S.B., Derinoz, O.; (2012), "Soil-Structure Interaction Effects on the Fundamental Periods of the Shear-Wall Dominant Buildings"; *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, DOI: 10.1002/tal.611, 416-430.
- [9] Balkaya, C., Kalkan, E.; (2004), "Seismic Vulnerability, Behavior and Design of Tunnel Form Building Structures"; *Engineering Structures*, 26 (14), 2081-2099.
- [10] Balkaya, C., Kalkan, E.; (2003), "Seismic Design Parameters for Shear-Wall Dominant Building Structures"; *The 14th National Congress on Earthquake Engineering*, Mexico.
- [11] Yuksel, S.B., Kalkan, E.; (2007), "Behavior of Tunnel Form Buildings under Quasi-Static Cyclic Lateral Loading"; *Structural Engineering and Mechanics*, 27 (1), 99-115.
- [12] Kalkan, E., Yuksel, S.B.; (2007), "Pros and Cons of Multi Story RC Tunnel-Form (Box-Type) Buildings"; *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 17 (3), 601-617.
- [13] بهشتی‌اول، س.ب.؛ محسنیان، و.؛ نیکپور، ن.؛ (۱۳۹۴)؛ "مشخصات لرزه‌ای سازه‌های بتنی قالب‌تولی با پلان نامنظم"؛ مجله علمی پژوهشی مکانیک سازه‌ها و شاره‌ها، دوره ۵، شماره ۳، صفحات ۱ تا ۱۵.
- [14] بهشتی‌اول، س.ب.؛ محسنیان، و.؛ نیکپور، ن.؛ (۱۳۹۴)؛ "مطالعه‌ای بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه قالب‌تولی با پلان نامنظم"؛ مجله عمران مدرس، (پذیرفته شده و در شرف چاپ).
- [15] محسنیان، و.؛ (۱۳۹۱)؛ "تعیین ضریب رفتار برای ساختمان‌های بتنی قالب‌تولی"؛ پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه علم و فرهنگ تهران.

- [۱۶] محسنیان، و.؛ بهشتی‌اول، س.ب.؛ دربنیان، ر.؛ (۱۳۹۴)؛ "روش زمان دوام، جایگزینی مناسب برای روش مرسوم تحلیلی دینامیکی در تخمین رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی قالب‌تولنی"؛ مجله علمی پژوهشی شریف، (پذیرفته شده و در شرف چاپ).
- [۱۷] محسنیان، و.؛ رستم‌کلایی، س.؛ سروقدمقدم، ع.؛ بهشتی‌اول، س.ب.؛ (۱۳۹۴)؛ "بررسی حساسیت لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی قالب‌تولنی به خروج از مرکزیت جرم در پلان"؛ مجله علمی پژوهشی شریف، (پذیرفته شده و در شرف چاپ).
- [۱۸] مجموعه استانداردها و آیین‌نامه‌های ساختمانی ایران؛ (۱۳۹۳)؛ "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)"؛ ویرایش چهارم، نشر مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [19] ACI Committee 318; (2007), "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary"; *American Concrete Institute*.
- [20] Computers and Structures Inc. (CSI), Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, (2008), Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear Version 9.5.0, Berkeley, CA, USA.
- [۲۱] فناوری‌های تابید شده در راستای جزء ۲-۶، بند "د"، تبصره ۶، (۱۳۸۶). "گامی در صنعتی‌سازی ساختمان"؛ ویرایش اول، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، صفحات ۱۱ و ۱۲.
- [22] Paulay, T., Binney, J.R.; (1974), "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls"; Shear in reinforced concrete, *ACI Special Publications* 42, 579-598.
- [23] Computers and Structures Inc. (CSI), Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D, (2007), Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures, Version 4.0.3, Berkeley, CA, USA.
- [۲۴] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)"، (۱۳۸۵)، فصل ششم.
- [25] ASCE, (2007), "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE/SEI41-06, *American Society of Civil Engineers*.
- [26] Computers and Structures Inc. (CSI), PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures, User Guide, Version 4, August 2006, Berkeley, CA, USA.
- [27] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Web Site: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database
- [28] FEMA, (2009), Recommended Methodology for Quantification of Buildings Seismic Performance Factors, Report No. FEMA P-695, prepared by Applied Technology Council, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., Part: Ground Motion Record Sets, Appendix A, A20-A24.
- [۲۹] بهشتی‌اول، س.ب.؛ (۱۳۹۱)، "بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"؛ جلد اول، چاپ اول، انتشارات دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، فصل ۱۵.
- [30] Vamvatsikos, D., Cornell, C.A.; (2002), "Incremental Dynamic Analysis"; *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [31] Cimellaro, G.P., Reinhorn, A.M., Bruneau, M., Rutenberg, A.; (2006), "Multi-Dimensional Fragility of Structures: Formulation and Evaluation"; *Multi disciplinary Center for Earthquake Engineering Research* (MCEER).
- [32] Khalvati, A.H., Hosseini, M.; (2008), "A New Methodology to Evaluate the Seismic Risk of Electrical Power Substations", *The 14th WCEE*, Beijing, China, October 12-17.