قالب تونلی سیستمی ایدهآل برای سازههای بتن آرمه تحت زلزلههای متوالی

وحيد محسنيان '، سيّدبهرام بهشتى اول * و رضا دربانيان "

^۱کارشناس ارشد زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ تهران ^۲دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی ^۳ دانشجوی دکترای سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شاهرود

(دريافت: ۹۵/۶/۱۴، پذيرش: ۹۵/۱۲/۲۲، نشر آنلاين: ۹۵/۱۲/۲۳)

چکیدہ

وجود پتانسیل آسیب پذیری تحت پس لرزهها، حتی در بسیاری از ساختمانهایی که بر اساس آیین نامه های طراحی لرزهای معتبر طراحی شده اند، لزوم توجه به استفاده از یک سیستم مطمئن، بخصوص در مناطق لرزه خیز را آشکار می سازد. تجارب زلزله های پیشین و نتایج مطالعات صورت گرفته روی سیستم قالب تونلی مبین مقاومت بسیار قابل توجه این قبیل سازه ها در برابر زلزله های قوی می باشد. تاکنون مطالعهای جهت بررسی مقاومت این سازه ها تحت زلزله های متوالی انجام نشده است. به نظر می رسد که این سیستم سازه ای، تحت زلزله های متوالی از اطمینان سلامت قابل قبولی برخوردار است. هدف این مطالعه، بررسی ظرفیت باقی مانده ساختمان های قالب تونلی آسیب دیده بعد از وقوع لرزش اصلی و نحوه عملکرد آنها تحت زلزله های متوالی حوی لرزش اصلی و پس لرزه بوده است. بدین منظور، بعد از اعمال لرزش اصلی معادل با زلزله طرح استاندارد ۲۰۰۰ ایران، ساختمان های آسیب دیده، تحت تحلیل های دینامیکی افزایشی ناشی از پس لرزه ها و بارافزون قرار گرفته اند. ارائه منحنی های شکنندگی برای سطوح مختلف خرابی به وجود آمده در تحت تحلیل های دینامیکی افزایشی ناشی از پس لرزه ها و بارافزون قرار گرفته اند. ارائه منحنی های شکنندگی برای سطوح مختلف خرابی به وجود آمده در زلزله های متوالی و تأمین سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه در زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ می این سیند و بالی سیستم قالب تونلی در زلزله های متوالی و تأمین سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه در زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ می باشد. با استانه به نتایج حاصل از این مطالعه، نتیجه زلزله های متوالی و تأمین سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه در زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ می باشد. با استانه برای این سیستم وظهور زلزله های متوالی و تأمین سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه در زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ می باشد. با استانه برای این سیستم نوظهور زلزله های متوالی و تأمین سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه در زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ می باشد. با استانه برای این سیستم نوظهور زلزله های متوالی و تأمین توجه بحت لرزش اصلی متناظر به خطر طراحی ساختگاه، بیشترین شانس را جهت تحمل پس لرزه ها رای این سیستم فراه و فره مردی فراهم کرده است.

کلیدواژهها: سیستم قالب تونلی، پسلرزه، نگاشتهای پی در پی، تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنیهای شکنندگی.

۱– مقدمه

بعد از وقوع زلزلههای قوی، معمولاً تا مدتی لرزشهای متعددی در منطقه اتفاق میافتد. بیشتر این لرزشها که غالباً ضعیفتر از زلزله اصلی هستند، در همان گسلی اتفاق میافتند که زلزله اصلی را سبب شده است. به عنوان مثال بعد از وقوع زلزلههای مرداد ماه سال ۱۳۹۱ در غرب اهر، با بزرگای ۵/۶ و ۶/۶، تعداد ۲۲۷۶ پسلرزه نسبتاً بزرگ، طی ماههای بعدی در این منطقه ثبت گردید (آقایی و رضاپور، ۱۳۹۳). بعد از زلزله با بزرگای ۸/۸ در شیلی (۲۷ فوریه ۲۰۱۰)، ظرف مدت دو ماه، ۳۰۶ پسلرزه با بزرگای بیش از ۵ در این منطقه ثبت شد که در این بین، بزرگای ۲۱ پ-سلرزه بیشت-ر از ۶ بوده است (۲۰۱۱، Rigrete-Manriquez).

بعد از زلزله با بزرگای گشتاوری ۷/۲ در شهر وان ترکیه (۲۳ اکتبر ۲۰۱۱)، در هفت روز نخست، ۶۰۰ پس لرزه با بزرگای بیش از ۳ در منطقه ثبت شد. مهمترین آنها دارای بزرگای ۶ بود که در شبهای اول و دوم بعد از این حادثه رخ داد و موجب تشدید خسارتها در پهنه زلزلهزده شد. پس لرزه ۹ نوامبر، بزرگایی برابر ۸/۵ داشت و سبب خرابی و فروریزش کلی دو ساختمان (هتل بایرام و والی) در این شهر شد (زارع، ۱۳۹۳). تحت این پس لرزه، چند ساختمان بتن آرمه که ظاهراً در زلزله اصلی دچار خسارت جدی نشده بودند، به طور کامل فروریختند. طبق گزارشات میدانی ارائه شده، بیشتر فروریزشهای کلی، مربوط به ساختمانهای ۶ تا ۶ طبقه بتنی و ناشی از پدیده تشدید بوده است.

^{*}نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۸۸۷۸۶۲۱۵-۲۱

در خصوص بررسی توانایی پس لرزهها در افزایش سطح خسارات و یا تخریب ساختمانها، مطالعات بر روی سیستمهای سازهای و سیستمهای چند درجه آزادی محدود بوده و نیاز به بررسی اثر زلزلههای متوالی (نگاشت اصلی و پس لرزه) بر عملکرد انواع سازه، احساس می شود. Mahin (۱۹۸۰)، ضمن بررسی پاسخ سیستم یک درجه آزادی در محدوده غیر خطی، تحت نگاشتهای شامل لرزش اصلی و پس لرزه زلزله ماناگا (۲۳ دسامبر ۱۹۷۲)، نتیجه گرفت که پس لرزه، نیاز شکل پذیری (نسبت بیشینه تغییر مکان غیر ارتجاعی به تغییر مکان حد تسلیم) سیستم را افزایش می دهد.

Lee و Foutch (۲۰۰۴)، دو قاب فولادی با تعداد طبقات ۹ و ۲۰ را تحت نگاشتهای مصنوعی پی در پی با احتمال فراگذشت ۵۰، ۳۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال قرار دادند. طی این مطالعه مشخص شد که به ازای بحرانی ترین حالت برای زلزله اصلی با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، آسیبهایی به صورت موضعی در سازه ایجاد میشود که ایمنی کلی آن را چندان تهدید نمی کند. بعد از اعمال همین زلزله به عنوان پسلرزه بر سازه آسیبدیده، خرابیهای قابل توجهی در آن رخ داد که موجب فروریزش تعدادی از طبقات و در نهایت خرابی کل قاب شد.

برآورد ظرفیت باقیمانده در ساختمانهای آسیبدیده ناشی از زلزلههای اصلی توسط Luco و همکاران (۲۰۰۴)، نشان داد که در حالت ارتجاعی، ظرفیت محاسبه شده توسط دو روش استاتیکی و دینامیکی تاریخچه زمانی یکسان هستند و در محدوده غیر ارتجاعی، روش استاتیکی در مقایسه با روش دینامیکی، تخمین کم و در نتیجه نادرستی از ظرفیت باقیمانده در ساختمان ارائه میدهد.

استفاده از پس لرزههای مشابه با زلزله اصلی، انجام تحلیل دینامیکی افزایشی روی سیستم تک درجه آزادی معادل و ترسیم منحنی ظرفیت با استفاده از تحلیل بارافزون برای سازه واقعی و تعریف حالات حدی خسارت برای آن و تعمیم این حالات حدی به روش دینامیکی افزایشی، از ایرادات وارد بر این مطالعه می باشند.

با روشی مشابه، Sunasaka و Kiremidjian (۱۹۹۳)، با استفاده از پسلرزه اروکای کالیفرنیا، ضریب مقیاسی را برای تولید نگاشتهای مصنوعی ایجاد نمودند. ایشان به منظور شبیهسازی وابستگی بین نگاشتهای تولید شده و نگاشتهای طبیعی، از بین نگاشتهای موجود شامل لرزش اصلی و پسلرزه، گروهی را به صورت تصادفی انتخاب کردند. نتایج این مطالعه نشان داد که روش تکرار لرزشهای اصلی به عنوان پسلرزه، نیاز جابجایی نسبی را در حد بالایی تخمین میزند.

و همکاران (۲۰۰۸)، پاسخ ۹ نمونه پل بتنی کوتاه را تحت ۲۶ نگاشت طبیعی شامل زلزله اصلی و پسلرزه، در

محدوده غیر خطی مورد بررسی قرار دادند. طی این مطالعه مشخص شد، از آنجایی که طراحی اولیه پلها با مقاومت بالا صورت میگیرد و در زلزلههای متوسط و بالا رفتار غیر خطی از آنها انتظار نمی رود، پس لرزهها تأثیر چندانی بر تقاضای جابجایی نسبی ندارند. به علاوه، ضمن تحلیل دینامیکی افزایشی معلوم شد، هرگاه تحت لرزش اصلی پل وارد محدوده غیر خطی شود، پس لرزهها تأثیر بیشتری بر تقاضاهای حداکثر جابجایی نسبی و جابجایی نسبی ماندگار خواهند داشت. ایشان اظهار داشتند، سطح شدت لرزش های زمین و رفتار هیسترزیس ستونها نیز بر پاسخها مؤثر است.

Hatzigeorgiou و همکاران (۲۰۱۹ و ۲۰۱۰) و همچنین Faisal و همکاران (۲۰۱۳)، طی مطالعاتی با بررسی پاسخ ۴ قاب بتنی منظم و نامنظم تحت ۵ نگاشت طبیعی ثبت شده و ۴۰ نگاشت مصنوعی تولید شده شامل لرزش اصلی و پس لرزه، نتیجه گرفتند که بعد از وقوع لرزش اصلی، در محدوده رفتار غیر ارتجاعی، پس لرزهها موجب افزایش تقاضای شکل پذیری، افزایش خسارت و تغییر در نحوه گسترش و توزیع مفاصل پلاستیک میشوند. این در حالی است که در هیچ آیین نامه ای، در طراحی سازهها به اثر پس لرزهها اشاره نشده است.

Song و Li و همچنین Li و همکاران (۲۰۱۴)، اثر محتوای فرکانسی و مدت دوام پسلرزهها بر احتمال فروریزش ساختمانها در چهار سطح خرابی به وجود آمده بعد از وقوع زلزله اصلی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعات آنها نشان میدهد که پارامترهای نامبرده، نقش مؤثری بر ظرفیت فروریزش ساختمانها ایفا میکنند به گونهای که، پسلرزههایی با مدت دوام بالا و محتوای فرکانسی پایین، اثرات مخربتری بر ساختمان آسیبدیده تحت زلزله اصلی دارند. به علاوه، درجه تأثیر پسلرزه در فروریزش ساختمان، وابستگی زیادی به سطح خرابی ایجاد شده بعد از لرزش

قالب تونلی از سیستمهای نوین ساختمانی است که به جهت نداشتن المانهای تیر و ستون از سایر سیستمهای بتنی متعارف تفکیک میشود. در این سیستم ساختمانی، تنها از المانهای دال و دیوار به عنوان عناصر باربر قائم و جانبی استفاده میشود که در هر طبقه به صورت همزمان بتنریزی میشوند. با این نحوه اجرا، ضمن این که درزهای اجرائی بتنریزی و اتصالات سرد در مقایسه با سایر سیستمهای بتنی متعارف به حداقل میرسد، رفتار لرزهای مجموعه سازه از نظر یکپارچگی اعضا و اتصالات آنها نیز به نحو چشمگیری بهبود مییابد.

طی دو زلزله کوجالی (Mw=7.4) و دوزجه (Mw=7.2) در سال ۱۹۹۹ در ترکیه، عملکرد لرزهای مطلوب این سیستم سازهای در

مقایسه با سیستمهای قاب خمشی بتنی و یا قاب خمشی همراه با دیوار برشی به اثبات رسیده است (Balkaya و Kalkan، ۲۰۰۴).

مرور ادبیات فنی و تحقیقات پیشین، حاکی از آن است که تاکنون مطالعات تجربی و عددی به منظور بررسی تأثیر پس لرزهها بر عملکرد سازههای ساخته شده با تکنیک اجرایی نامبرده صورت نپذیرفته است.

با توجه به اثبات مقاومت بالای این سیستم و قرار گرفتن میزان آسیبها در محدوده سطح عملکردی خدمت پذیری بی وقفه تحت لرزشهای اصلی طی مشاهدات و مطالعات پیشین (محسنیان، ۱۳۹۱)، این تحقیق در چارچوب مطالعه رفتار غیر خطی و قابلیت اعتماد لرزهای، به بررسی حفظ این خصیصه در سازههای قالب تونلی منظم در پلان تحت پس لرزهها اختصاص یافته و طی آن، ضمن تعیین سطح عملکرد مدلهای مورد مطالعه تحت سطح خطر طراحی آیین نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰ ترین امورد بررسی قرار گرفته است. ارائه منحنی های شکنندگی آنها مورد بررسی قرار گرفته است. ارائه منحنی های شکنندگی سازه (شامل دیوارها و تیرهای رابط) قبل و بعد از وقوع لرزش سازه (شامل دیوارها و تیرهای رابط) قبل و بعد از وقوع لرزش اصلی به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی نیز از دیگر

۲- مشخصات مدلهای مورد مطالعه

برای این مطالعه، از پلان با سیستم قالب تونلی ارائه شده در شکل (۱) استفاده شد. مطابق شکل، پلان حاضر منظم و نسبت به هر دو جهت اصلی متقارن است (محسنیان، ۱۳۹۱). خطچینهای داخل پلان معرف تیرهای رابط بالای بازشوهاست که طول و ارتفاعشان به ترتیب ۱ و ۱/۷ متر است. با توجه به ارتفاع ساختمانهای قالب تونلی اجرا شده در ایران، به منظور بررسی اثر ارتفاع بر رفتار، ساختمانهایی با پلان مذکور و تعداد طبقات ۵ و ۱۰ مدل شد.

کاربری پروژهها مسکونی و موقعیتشان در پهنه لرزهخیزی تهران فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر است و خاک منطقه بر اساس طبقهبندی آییننامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰، ۲۰۱۴)، تیپ ۲ در نظر گرفته شده است.

ساختمانهای مورد مطالعه در ابتدا بر اساس آییننامه بتن آمریکا (ACI318، ۲۰۱۴) و با استفاده از نرمافزار ETABS (۲۰۱۵) طراحی شده و تمامی الزامات طراحی تحت زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ (دوره بازگشت ۲۷۵ سال)، تقاضای بیشینه تغییر شکلهای ایجاد شده در المانهای واقع در طبقات و نیز بیشینه تغییر شکلهای ماندگار در آنها ناچیز بوده و مدلهای مورد مطالعه، در سطح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه قرار می گیرند.

ارائه شده توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در خصوص قالب تونلیها (۱۳۸۶) نیز رعایت شده 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 تأمین شکلپذیری و افزایش مقاومت برشی، مطابق شکل (۱) میلگردهای قطری نیز طراحی شد (yaulay و Binney با میاگردهای قطری نیز طراحی شد (ناحی اعضای سازهای، مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۲۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده بر ساختمانها نیز مطابق موارد مندرج در جدول (۱) میباشد.



شکل ۱- پلان ساختمانهای قالب تونلی مورد مطالعه، نمونه شبکهبندی المانها و جزئیات میلگردگذاری برای تیرهای رابط

طراحي اوليه				
بام	طبقات	نوع بار *		
54.	۶۴.	بار مردہ		
۱۵۰	7	بار زنده		
		حد کیلوگرم بر متر مربع است.	* وا	

جدول ۱- مقادیر بارهای مرده و زنده در نظر گرفته شده برای

۳- مدلسازی رفتار غیر خطی، تعیین پارامترهای مقاومتی و تغییر شکلی المانها

برای مدلسازی و تحلیل غیر خطی ساختمانهای مورد مطالعه از نرم افزار PERFORM-3D (۲۰۰۷) استفاده شد.

با توجه به تأثیر پارامترهای ($\beta = M_u / (V_u.l_w)$) و () بر نوع رفتار ديوارهاى برشى (رفتار خمشى و $(\alpha = h_W / l_W)$ تيرگونه برای $3 \leq \alpha \leq 3$ و يا $1 \leq \beta$ ، رفتار برشی برای $3 \leq \alpha \leq \alpha$ و يا) و این که اکثر دیوارهای موجود در پلان سازههای مورد $\beta \leq 0.5$ مطالعه طویل بوده و تلاش برای برآورده کردن حداقلهای گزارش ابلاغی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در تأمین درصد دیوارها در پلان و به دنبال آن انتخاب ضخامت مناسب برای این المانها، منجر به حاکم شدن حداقل ضوابط آیین نامه طراحی برای برش در مقاطع المانها شده است، برش به عنوان پارامتر کنترل شونده توسط تغییر شکل در اکثر دیوارها و تمام تیرهای رابط بینشان لحاظ گردید. بدین ترتیب، مطابق شکل (۲) برای دیوارها (جز تعدادی محدود که به صورت خمش- کنترل در نظر گرفته شدهاند) و تیرهای رابط، رفتار برشی غیر خطی تعریف شد. لازم بذکر است که در پارامترهای نامبرده، منظور از M_u و M_u به ترتیب لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در دیوارها بوده و h_w و *Iw* نيز معرف ارتفاع و طول اين المانها مي باشند.

معیارهایی که برای بیان شکلپذیری المانهای سازه به کار میروند، بسته به رفتار آنها متفاوت است.

برای دیوارها و تیرهای برش- کنترل که شکل پذیری در آنها از طریق گسیختگی برشی ایجاد می گردد، به ترتیب، تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش وتری به عنوان معیار انتخاب می شوند (نشریه ۳۶۰، ۱۳۹۲). در این مطالعه، برای مدل سازی رفتار برشی غیر خطی المانها، مطابق توصیههای ASCE41-13 (۲۰۱۴)، غیر خطی اسمی مقطع المان به عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته شده است.

لازم به ذکر است، با توجه به نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع (کمتر از ۲)، جهت برآورد مقاومت برشی اسمی تیرهای رابط بین دیوارها، از روابط مربوط به تیرهای عمیق استفاده شده است. سایر پارامترهای لازم برای مدلسازی رفتار غیر خطی، از رابطه کلی بار- تغییر مکان مطابق شکل (۳) و جدول مربوط به

پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش در محدوده غیر خطی برای اعضای کنترل شونده با برش برداشت شده است.

در مدلسازی دیوارهای خمش- کنترل نیز، به منظور عبور از سطح مفهوم پلاستیسیته متمرکز به سطح دقیق تری از رفتار غیر خطی که در آن رابطه تنش- کرنش مصالح منجر به رفتار غیر خطی میشود، از المانهای "رشتهای" استفاده شده است.









مدلسازی دیوارها و تیرهای رابط بینشان در نرم افزار، با کمک المان "دیوار برشی" انجام شد. رفتار برون صفحه الاستیک برای دیوارها، دیافراگم صلب برای سقفها، اتصالات گیردار پای دیوارها، عدم بلندشدگی پی و صرف نظر از لغزش میلگردها در بتن، از دیگر فرضیات این تحقیق میباشند.

۴- تحلیلهای غیر خطی

با بررسی درصد دیوارها در پلان، مشخص می شود که سختی و سطح مقاومت ساختمانها، در جهت x پلان بیشتر از جهت y آن است. بر این اساس، رفتار ساختمانهای مورد مطالعه تنها در راستای y پلان مورد بررسی قرار گرفته است. مطابق جدول (۲)، کنترل ترتیب مودهای انتقالی نیز بر این مورد صحه میگذارد. همان گونه که در این جدول ملاحظه می شود، مود اول برای هر دو ساختمان فاقد مولفه انتقالی بوده و کاملاً پیچشی است. این مورد را می توان به فقدان دیوارهای سازهای در وجههای پیرامونی پلان ناشی از شرایط اجرایی ویژه سیستم و لزوم خروج قالبها از

این قسمتها نسبت داد. به علاوه، مشخص می شود که افزایش ارتفاع ساختمان تأثیری بر ترتیب مودهای نوسانی ندارد.

مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده در مدلسازی این مرحله و همچنین شبکهبندی المانها، عیناً همان مقادیر در نظر گرفته شده برای مرحله طراحی اولیه ساختمانها بوده و در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی نیز، مطابق رابطه (۱)، حد بالای اثرات بار ثقلی لحاظ گردیده است.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \tag{1}$$

در این رابطه، $Q_{
m D}$ بار مرده و Q_L ، بار زنده مؤثر میباشد.

جدول ۲- ضرایب جرم مؤثر انتقالی (M) و زمان تناوب (T) مددهای نمسانی مدا های مدرد مطالعه

مودهاي توساني مدارهاي مورد مطالعة					
M (%)	ساختمان ۵ طبقه		ساختمان ۱۰ طبقه		
T (Sec)	Т	М	Т	М	
مود اول	۰/۲۲۳۵	•	۰/۲۴۸۵	•	
مود دوم	•/١٣٩٧	४९/۶۰	•/۴۴۵۳	۲۵/۴۱	
مود سوم	•/1847	۲۴/ ۰ ۲	٠/٣١٨٧	۶۷/۳۵	

۴-۱- تحلیل تاریخچه زمانی

جهت انطباق هر چه بیشتر زلزلههای به کار برده با سطح خطر طراحی آیین نامه، تصمیم گرفته شد که از نگاشتهای مصنوعی متناظر بر طیف طرح آیین نامه استفاده گردد. ترمیم و تصحیح نگاشتهای موجود، روشهای میدان زمانی و روشهای دامنه فرکانسی از جمله روشهای موجود برای تولید نگاشتهای مصنوعی جنبش زمین هستند که عموماً برای تولید نگاشتهایی که در حالت متوسط بر طیف پاسخ طراحی هدف پروژه منطبق میباشند، استفاده می شوند (بهشتی اول، ۱۳۹۱).

در تبدیل موجک، با بردن شتابنگاشت انتخابی به فضای ضرایب موجک و اصلاح توابع جزئیات آن با نسبت طیف هدف به طیف پاسخ این حرکت و بازگشت مجدد به فضای زمان، می توان حرکتی با طیفی نزدیکتر به طیف هدف به دست آورد و این عملیات تا رسیدن به نتیجه مطلوب تکرار می شود. ضمن این مطالعه، هفت نگاشت زلزله به صورت مصنوعی و بر اساس تبدیل موجک از روی طیف طلب منطقه که بر اساس آیین نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰، ۲۰۱۴)، برای خاک تیپ II و سطح خطر I (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) تنظیم شده است، استخراج شد.

برای این منظور، از مؤلفه اصلی زلزلههای معرفی شده در جدول (۳) استفاده شد (*R* الی *R*). در شکل (۴)، طیف این نگاشتها با طیف طلب منطقه مقایسه شده است (محسنیان، (۱۳۹۱). سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزهای ایران (نشریه ۳۶۰، ۱۳۹۲)، به عنوان معیار خرابی در

المانهای ساختمان لحاظ گردید و از مقادیر کمی متناظر به این حالات حدی، جهت بررسی سطح عملکردی استفاده شد.

در ادامه، پاسخهای حداکثر جابجایی مراکز جرم و تغییر شکلهای ایجاد شده در دیوارها و تیرهای رابط واقع در هر طبقه به همراه مقادیر ماندگار هر کدام برداشت شد و میانگین مقادیر جهت انجام مقایسه ملاک قرار گرفت.

مطابق شکلهای (۵) و (۶)، در سطح خطر طراحی آییننامه، تغییر شکل ساختمانها به حالت خطی نزدیک بوده و تمامی المانهای ساختمانهای مورد مطالعه، در سطحی بالاتر از سطح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه قرار گرفتهاند. به علاوه، همان گونه که در این شکلها مشخص است، تحت این سطح از شدت، مقادیر ماندگار برای جابجایی مراکز جرم و تغییر شکل المان طبقات نیز بسیار کم است. این مورد به خصوص در ساختمان کوتاهتر بارزتر است.





شکل ۵- میانگین حداکثر جابجایی و جابجایی ماندگار مراکز جرم طبقات در زلزله طرح آییننامه ایران



شکل ۶- میانگین حداکثر تغییر شکل و تغییر شکل ماندگار در المانهای هر طبقه تحت زلزله طرح و حالت حدی متناظر با سطح عملکرد قابلیت استفاده بیوقفه

۴–۲– تحلیل بار افزون

مطابق شکل شماتیک (۷)، بعد از اعمال زلزله سطح خطر طراحی آییننامه ایران به هر یک از مدلهای مورد مطالعه (گام ۱)، ساختمانهای آسیب دیده، تحت تحلیل بارافزون با الگوی توزیع بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارتعاش در راستای عرضی پلان (برای ساختمانهای آسیب دیده، زمان تناوب اولین مود انتقالی در این جهت کمتر از ۱ ثانیه و ضریب جرم مؤثر برای آن نیز بیشتر از ۲۵ درصد است) قرار گرفتهاند (گام ۲).

لازم به ذکر است، جهت تحلیل به گونهای انتخاب شده است که بر میزان تغییر شکل المانها و تغییر مکانهای ماندگار

ساختمانها می افزاید. در ادامه به مشاهده خرابی مدلها تحت آنالیز بار افزون پرداخته و مقدار گریز بام هر ساختمان آسیب دیده (نسبت جابجایی مرکز جرم بام به ارتفاع کلی ساختمان)، درست زمانی که اولین دیوارها و تیرهای رابط بینشان به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه (OI)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فرو ریزش (CP) رسیدند برداشت شد. به منظور بررسی میزان افت در مقاومت و سختی ساختمانها بعد از لرزش اصلی، تحلیل بارافزون برای هر ساختمان قبل از اعمال لرزش اصلی (ساختمان سالم) نیز انجام شد و منحنی ظرفیت حاصل استخراج گردید.

در شکل (۸) و (۹)، منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بارافزون برای ساختمانها در دو حالت سالم و آسیب دیده در زلزله طرح و همچنین مقادیر گریزهای نامبرده نمایش داده شدهاند. شایان ذکر است که در این نمودارها، منظور از W و SP، به ترتیب دیوار و تیر رابط بوده و Target Drift نیز، حداکثر گریز بام ساختمان سالم در زلزله طرح است.

ضمن این تحلیل مشخص شد که ساختمان آسیبدیده در زلزله متناظر بر سطح خطر طراحی آییننامه، از ظرفیت و مقاومت قابل قبولی برخوردار است و با افزایش ارتفاع ساختمان، میزان افت در مقاومت و سختی سازه بعد از لرزش اصلی نیز افزایش مییابد. با توجه به این که حداکثر گریز بام تحت زلزله سطح خطر

ب توجد به این که صاحر کریز به کعب زرک سطح کمر طراحی آییننامه، به مراتب از گریز لازم برای رسیدن المانها به سطح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه کمتر است، میتوان گفت که هر دو ساختمان، در این سطح از شدت، به سطح عملکردی نامبرده پاسخ داده و حتی در سطحی بالاتر از آن قرار میگیرند. به علاوه، مقدار ماندگار تغییر مکان مرکز جرم بام، در ساختمان کوتاهتر ۱/۵۴ سانتیمتر و در ساختمان بلندتر ۱/۵۴ سانتیمتر استخراج شد.



شکل ۷- استخراج منحنی ظرفیت ساختمان آسیبدیده با کمک تحلیل بار افزون (شماتیک)



شکل ۸- مقایسه منحنی ظرفیت ساختمان ۵ طبقه قبل و بعد از اعمال زلزله طرح



شکل ۹- مقایسه منحنی ظرفیت ساختمان ۱۰ طبقه قبل و بعد از اعمال زلزله طرح

۴-۳- تحلیل دینامیکی افزایشی

در این قسمت، جهت بررسی قابلیت اعتماد لرزهای ساختمانهای مورد مطالعه تحت پس لرزههای احتمالی بعد از وقوع زلزله طرح (دوره بازگشت ۴۷۵ سال)، از نگاشتهایی مانند نمونه ارائه شده در شکل (۱۰) استفاده شد. مطابق شکل، هر نگاشت شامل دو قسمت است. قسمت اول لرزش اصلی می باشد که همواره ثابت خواهد بود.

برای ساختمانهای قالب تونلی مورد مطالعه، نظر به سختی و مقاومت بالای سیستم و همچنین زمان بالای تحلیلها (محسنیان و همکاران، ۱۳۹۶)، به منظور تحمیل آسیب ناشی از زلزله طراحی، در هر دو بخش (۴–۲) و (۴–۳) تنها از یک نگاشت زلزله استفاده شده است. بدین ترتیب، از بین نگاشتهای مصنوعی تولید شده در بخش (۴–۱)، نگاشتی که پاسخهای آن به مقدار میانگین پاسخ حاصل از هر ۷ نگاشت نزدیکتر بود (*R*۱)، به عنوان سطح خطر طراحی انتخاب شد.

قسمت دوم از شتابنگاشت معرفی شده در شکل (۱۰)، پس-لرزهای است که مشخصات آن هیچ ارتباطی با لرزش اصلی نداشته و از یک نگاشت به نگاشت دیگر متفاوت است. در این تحقیق، جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، دوازده زوج شتاب نگاشت که جزو زلزلههای دور از گسل به شمار میروند از پایگاه دادههای سایت PEER برداشت شد. نگاشتهای انتخابی دارای بزرگای بین ۶ تا ۷/۶ ریشتر بوده و با شرایط خاک محل (نوع B از طبقهبندی (USGS) همخوانی دارند (جدول (۳)).

بعد از رسم پاسخ طیفی هر زوج شتابنگاشت و مقایسه آنها، مؤلفه نگاشت اصلی بر اساس مقادیر طیفی بزرگتر در محدوده فرکانسی ارتعاشی ساختمان انتخاب و به عنوان پس لرزه، گام به گام قویتر شد و در راستای عرضی پلان (۷)، بر ساختمان آسیب دیده تحت لرزش اصلی متناظر بر سطح خطر طراحی آییننامه، اعمال گردید (شکل شماتیک (۱۱)).



شکل ۱۰- تشریح نگاشتهای شامل زلزله اصلی و پسلرزه استفاده شده جهت تحلیل دینامیکی افزایشی

نام زلزله	ایستگاه ثبت نگاشت و سال وقوع	مؤلفه	بزرگا (Ms)	PGA(g)
Cape Mendocino	Eureka-Myrtle & West, 1992	٩٠	٧/١	•/\YXY
Northridge	Hollywood-Willoughby Ave, 1994	۱۸۰	۶/Y	۰/۲۴۵۵
Northridge	Lake Hughes #4B-Camp Mend, 1994	٩٠	۶/۷	•/•۶۲۹
Cape Mendocino	Fortuna-Fortuna Blvd, 1992	•	٧/١	•/1181
Northridge	Big Tujunga, Angeles Nat F, 1994	۳۵۲	۶/Y	•/2401
Landers	Barstow, 1992	٩٠	۷/۴	•/1808
San Fernando	Pasadena-CIT Athenaeum, 1971	٩٠	8/8	•/11•٣
Hector Mine	Hector, 1999	٩٠	٧/١	• /۳۳۶۷
Kobe	Nishi-Akashi, 1995	•	۶/٩	۰/۵۰۹۳
Kocaeli	Arcelik, 1999	•	۲/۵	•/Y\&&
Chi Chi	TCU045, 1999	٩٠	۷/۶	·/۵۱۲·
Friuli	Tolmezzo, 1976	•	۶/۵	•/٣۵١٣
	نام زلزله Cape Mendocino Northridge Cape Mendocino Northridge Landers San Fernando Hector Mine Kobe Kocaeli Chi Chi Friuli	ایستگاه ثبت نگاشت و سال وقوعنام زلزلهCape MendocinoEureka-Myrtle & West, 1992NorthridgeHollywood-Willoughby Ave, 1994NorthridgeLake Hughes #4B-Camp Mend, 1994Cape MendocinoFortuna-Fortuna Blvd, 1992NorthridgeBig Tujunga, Angeles Nat F, 1994LandersBarstow, 1992San FernandoPasadena-CIT Athenaeum, 1971Hector MineHector, 1999KobeNishi-Akashi, 1995KocaeliArcelik, 1999Chi ChiTCU045, 1999FriuliTolmezzo, 1976	مؤلفهایستگاه ثبت نگاشت و سال وقوعنام زلزلهCape MendocinoEureka-Myrtle & West, 1992۹۰NorthridgeHollywood-Willoughby Ave, 1994۱۸۰NorthridgeLake Hughes #4B-Camp Mend, 1994۹۰Cape MendocinoFortuna-Fortuna Blvd, 1992۰NorthridgeBig Tujunga, Angeles Nat F, 1994۳۵٢LandersBarstow, 1992۹۰San FernandoPasadena-CIT Athenaeum, 1971۹۰Hector MineHector, 1999۹۰KobeNishi-Akashi, 1995۰KocaeliArcelik, 1999۹۰Chi ChiTCU045, 1999۹۰FriuliTolmezzo, 1976۰	مؤلفهایستگاه ثبت نگاشت و سال وقوعفراز لهCape MendocinoEureka-Myrtle & West, 1992۹۰۷/١NorthridgeHollywood-Willoughby Ave, 1994۱۸۰۶/٧NorthridgeLake Hughes #4B-Camp Mend, 1994۹۰۶/٧Cape MendocinoFortuna-Fortuna Blvd, 1992۰۷/١NorthridgeBig Tujunga, Angeles Nat F, 1994۳۵۲۶/٧LandersBarstow, 1992۹۰۷/۴San FernandoPasadena-CIT Athenaeum, 1971۹۰۶/۶Hector MineHector, 1999۹۰۷/١KobeNishi-Akashi, 1995۰۶/٩KocaeliArcelik, 1999۹۰۷/۵Chi ChiTCU045, 1999۹۰۷/۶FriuliTolmezzo, 1976۰۶/۵

جدول ۳- نگاشتهای انتخابی جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی

هر ساختمان، بعد از وقوع زلزله طرح (دوره بازگشت ۴۷۵ سال)، بیشینه شتاب مورد نیاز برای رسیدن دیوارها و تیرهای رابط به سطوح عملکردی مختلف، چندین برابر بیشتر از شتاب زلزله طرح است (جدول (۴)). تیرهای رابط نسبت به دیوارها، در شدتهای پایین تری به سطوح عملکردی میرسند. این مورد را می توان به نیاز لرزهای بیشتر تیرهای رابط نسبت به دیوارهای برشی نسبت داد. از طرفی، شدت متناظر با یک سطح عملکردی مشخص، در سازه بلندتر کمتر است. به علاوه، مشخص شد که در ساختمانهای مورد مطالعه، خرابی المانهای واقع در محورهای ۲ و ۳ پلان (شکل (۱))، زودتر از سایر المانها آغاز می گردد. این مورد را نیز می توان به درصد بیشتر دیوارها در این قسمت از پلان نسبت داد.

در تحلیل دینامیکی افزایشی از مفهوم دیرینه مقیاس کردن نگاشتهای 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 پوشش داد، بهره گرفته شده است Vamvatsikos و Vamvatsikos، ۲۰۰۲). شدت نگاشتها به صورت منظم اضافه می گردد و هر بار، خروجی تحلیلها که پاسخ سازه به تحریک ورودی است برداشت می شود. در این مطالعه، بیشینه شتاب زمین (PGA) جهت تعریف پارامتر شدت پس لرزهها و حداکثر گریز بام ساختمانهای آسیب دیده، به عنوان پارامتر پاسخ انتخاب گردید. برای ساختمانهای آسیب دیده در زلزله طرح، منحنیهای حاصل از این تحلیل مطابق شکلهای (۱۲) و (۱۳)

جدول ۴- میانگین شدت لازم برای حصول به سطوح عملکردی در المانهای سازه آسیبدیده (g)

طبقه	o 1 ·	لبقه	۵ ط	مدل
LS	IO	LS	IO	سطوح عملکردی مورد نظر
• 89	•/۴٩	۰/Y۲	۰/۵۶	تیرهای رابط
•/97	• /VY	١/١۶	٠/٩۴	ديوارها



(۲)

شکل ۱۲- منحنیهای حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و حالات حدی خرابی از تحلیل بار افزون (سازه آسیب دیده ۵ طبقه)

۵- استخراج منحنیهای شکنندگی به روش تحلیل دینامیکی افزایشی

در تعیین این که دریک منطقه خاص، زلزلهای با شدت مشخص، یک سازه را به چه سطحی از عملکرد میرساند، با عدم قطعیتهای زیادی مواجه می شویم. این عدم قطعیتها را می توان به دو دسته کلی تقسیم کرد:

دسته اول، عدم قطعیتهایی هستند که به صورت ذاتی در طبیعت موجودند، مانند تفاوتهای موجود در خواص و مقاومت مواد، اثرات محیطی و ... دسته دوم عدم قطعیتها، منابع خطا را شامل میشوند، مانند خطاهای موجود در روشهای محاسباتی، مدلسازی و ...(Berahman و Berahmar، ۲۰۰۷). بنابر این بیان عملکرد سازه به فرم احتمالاتی، منطقی ترین راهی است که بیان عملکرد یا حالت حدی مرتبط با پارامتر R باشد، *IN* نیز یکی از پارامترهای بیانگر شدت زلزله و S مقدار شدت مورد نظر، آنگاه تابع شکنندگی به فرم ریاضی ارئه شده در رابطه (۲) تعریف می شود.

 $Fragility = P[R > LS_i | IM = S]$

حالات حدى خرابي از تحليل بار افزون (سازه آسيبديده ۱۰

در واقع منحنیهای شکنندگی، توزیع احتمال تجمعی از خسارت را بیان میکنند (Cimellaro و همکاران، ۲۰۰۶). در این روش میتوان توزیع پاسخ سازه را در شدتهای مختلف زلزله نشان داد. از منحنیهای شکنندگی میتوان جهت بیان پارامترها و اطلاعات آسیب پذیری برای هر دو سیستم سازهای و غیر سازهای در ساختمان استفاده نمود. مقایسه عملکرد لرزهای قبل و بعد از مقاومسازی و مقایسه روشهای مختلف مقاومسازی نیز از دیگر کاربردهای این منحنیهاست. همان گونه که بیان شد تهیه منحنیهای شکنندگی نیازمند یک تحلیل احتمالاتی است و بسته به میزان دقت مورد نظر، از روشهای مختلفی نیز میتوان به این منحنیها رسید (ندامالاتی است و بروشهای مختلفی نیز میتوان به این منحنیها رسید (ندار از موشهای مختلفی نیز میتوان به این منحنیها رسید (نمارمان و روش ترکیبی.

در این مطالعه، منحنیهای شکنندگی به روش تحلیلی و با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی تهیه شدهاند.

سالم و آسیبدیده در زلزله طرح مطابق شکل (۱۵)، برای سطوح مختلف عملكردي در المانها تعريف گرديد. بررسي منحنيها و مقادیر کمی ارائه شده در جداول (۵) تا (۸) مشخص می سازد که تيرهاي رابط بين ديوارها، اولين قسمتهاي آسيب پذير سازه هستند چرا که احتمال رسیدنشان به سطوح عملکردی، همواره بیشتر از دیوارهاست. در ساختمان آسیبدیده ۵ طبقه، تحت پس-لرزه با بیشینه شتاب ۰/۳۵g (معادل با شتاب زلزله طرح)، احتمال رسيدن المانها به سطح عملكردي قابليت استفاده بيوقفه تقريباً صفر است. در همین مدل و تحت پسلرزه با بیشینه شتاب ۵g/۰ (معادل تقريبی شتاب بيشينه زلزله محتمل)، احتمال رسيدن تیرهای رابط و دیوارها به سطح عملکردی نامبرده به ترتیب کمتر از ۲۴ و ۱ درصد است. در ساختمان آسیب دیده ۱۰ طبقه، تحت پس لرزه با بیشینه شتاب ۳۵g/۰، احتمال رسیدن تیرهای رابط و ديوارها به سطح عملكردي قابليت استفاده بيوقفه به ترتيب كمتر از ۹ و ۲ درصد است. در همین مدل و تحت پسلرزه با بیشینه شتاب o/۵g، احتمال رسیدن تیرهای رابط و دیوارها به سطح عملکردی نامبرده به ترتیب کمتر از ۴۲ و ۱۶ درصد است. می توان گفت سازههای آسیبدیده مورد بررسی در پسلرزهها با شدتهای نامبرده، در سطح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه قرار می گیرند. برای سازههای آسیبدیده تحت زلزله طرح، با در نظر گرفتن میزان تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش وتری به ترتیب در دیوارها و تیرهای رابط بینشان به عنوان پاسخ، سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزهای ایران (نشریه ۳۶۰، ۱۳۹۲) را به عنوان معیار خرابی در آنها لحاظ نموده و به این حالات حدی، مقادیر کمی مطابق با آنچه در دستورالعمل تعریف شده است، نسبت داده شد (شکلهای (۱۲) و (۱۳)). جهت رسم منحنیهای شکنندگی، مطابق شکل (۱۴)، برای هر حالت حدی (سطح عملکردی)، مقادیر بیشینه شتاب زمین از روی منحنیهای حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی برداشت می شود. در گامی دیگر، با فرض این که لگاریتم طبیعی مقادیر حاصل دارای توزیع (F(x)) نرمال باشد، برای هر حالت حدی یک تابع چگالی احتمال استخراج می گردد. با جایگزینی مقداری برای X0 به عنوان یک سطح از شدت، سطح زیر منحنی تابع چگالی احتمال از ∞– تا Х0، احتمال گذشتن سازه از حالت حدی مورد نظر در این سطح از شدت را نشان می دهد. تکرار این رویه و استخراج مقادیر احتمال برای شدتهای مختلف، منجر به استخراج منحنی شکنندگی برای سطح عملکردی مورد نظر خواهد شد (بهشتی اول و همکاران، ۱۳۹۴). برای سازههای مورد مطالعه، این منحنیها در دو حالت



شکل ۱۴– محاسبه احتمال گذشتن سازه از یک سطح عملکردی فرضی ثابت در سطح خطر مورد نظر (شماتیک)



الف) سازه ۵ طبقه، ب) سازه ۱۰ طبقه

در ساختمان کوتاهتر، زلزله طرح به عنوان زلزله اصلی، بر احتمال رسیدن تیرهای رابط و دیوارها به سطح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه تحت پسلرزهها با بیشینه شتاب ۸/۳۵g تقریباً بی تأثیر بوده است لکن، به ازای بیشینه شتاب ۸/۵g، در سطح عملکردی نامبرده، ضمن تأثیر ناچیز برای دیوارها، افزایش ۱۴ درصدی احتمال برای تیرهای رابط را به دنبال دارد.

در ساختمان بلندتر نیز تأثیر رخداد زلزله طرح به عنوان زلزله اصلی بر افزایش احتمال رسیدن تیرهای رابط به سطح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه تحت پسلرزهها با بیشینه شتاب ۳۵g/۰ تقریباً ۵ درصد است و برای دیوارها این مقدار افزایش کمتر از یک درصد میباشد. در بیشینه شتاب ۵۶/۰۰ افزایش احتمال برای تیرهای رابط و دیوارها در سطح عملکردی نامبرده به ترتیب تقریباً ۱۵ و ۴ درصد برآورد می گردد.

جدول ۵– احتمال رسیدن المانهای ساختمان آسیبدیده به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه (IO) و ایمنی جانی (LS) در پسلرزه با بیشینه شتاب ۰/۳۵g (%)

سطوح عملکردی مورد نظر		10	LS
	تير رابط	۰/٣	•
ساره ۵ طبقه	ديوار	•	٠
سطوح عملکردی مورد نظر		IO	LS
	تير رابط	λ/۲	۲/۷
ساره ۱۰ طبقه	ديوار	۱/۶	٠/١١٥

جدول ۶- احتمال رسیدن المانهای ساختمان سالم به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه (ID) و ایمنی جانی (LS) در زان له اصلی با بیشینه شتاب ۰/۳۵g (%)

سطوح عملکردی مورد نظر		IO	LS		
	تير رابط	۰/۰۱۴	•		
··· ساره ۵ طبقه	ديوار	•	•		
سطوح عملکردی مورد نظر		10	LS		
	تير رابط	۳/۳۴	۱/۹۵		
··· ساره ۱۰ طبقه	ديوار	۱/۲۵	۰/۰۵		

جدول ۷- احتمال رسیدن المانهای ساختمان آسیبدیده به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه (ID) و ایمنی جانی (LS) در بسرلده با بیشینه شتاب ۲/۵۳(%)

سطوح عملکردی مورد نظر		10	LS	
	تير رابط	22/26	۲/۴۵	
··· ساره ۵ طبقه	ديوار	•/•۶٨	۰/۰۶۵	
سطوح عملکردی مورد نظر		10	LS	
	تير رابط	41/2	22/28	
···· ساره ۱۰ طبقه	ديوار	۱۵/۷	۲/۲۱	

جدول ۸- احتمال رسیدن المانهای ساختمان سالم به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه (IO) و ایمنی جانی (LS) در زلزله اصلی با بیشینه شتاب ۰/۵g (%)

سطوح عملکردی مورد نظر		10	LS
سازه ۵ طبقه	تير رابط	۹/۲	١/٩٢
	ديوار	•/•۶	٠
سطوح عملکردی مورد نظر		IO	LS
	تير رابط	۲۵/۹۸	۱۸/۰۵
سازه ۱۰ طبقه	ديوار	۱۳/۷۶	1/88

مطابق شکلهای (۱۵) و (۱۶) و نیز مقادیر مندرج در جداول (۵) تا (۸)، با افزایش ارتفاع ساختمان (سالم و آسیبدیده) و شدت لرزشها، احتمال رسیدن المانها به سطوح عملکردی مختلف نیز افزایش مییابد. این مورد به خصوص در مورد تیرهای رابط بین دیوارها مشهودتر است. در واقع، تیرهای رابط نسبت به زلزله اصلی و پسلرزههای بعد از آن، از پتانسیل آسیب بیشتری برخوردارند.



مورد اخیر را میتوان با مقایسه نیاز تغییر شکل در المانهای تیر رابط و دیوار توجیه نمود (با فرض رفتار برشی). مطابق شکل شماتیک (۱۷)، نظر به این که طول دیوار (Lw) از طول آزاد تیر رابط (Ls) بیشتر است، تغییر شکل جانبی نسبی آن (γ) نسبت به تغییر شکل تیر رابط (γ) به مراتب کمتر خواهد بود (در تغییر شکلهای کوچک همواره داریم: $\theta \approx \theta \, asm$

در چنین شرایطی، بدیهی است که تغییر شکل تیرهای رابط زودتر از دیوارها به مقادیر کمی متناظر با سطوح عملکردی خواهد رسید. با افزایش ارتفاع سازه نیز اختلاف تغییر شکل محوری دیوارهای مجاور تیر رابط خود سبب افزایش نیاز تغییر شکل برشی در تیر شده و لذا میزان آسیب بر این المانها نسبت به ساختمان کوتاهتر بیشتر می گردد. شایان ذکر است، در خصوص نحوه توزیع خرابی در دیوارها و تیرهای رابط و میزان تغییر شکل آنها در طبقات، اثر مودهای بالای ارتعاشی و طراحی اولیه مقاطع را نیز نباید نادیده گرفت (به خصوص برای ساختمانهای بلند مرتبه).



شکل ۱۷– مقایسه نیاز لرزهای در دیوارها و تیرهای رابط

مقایسه منحنیهای شکنندگی ساختمانهای سالم و آسیبدیده (شکل (۱۶)) و همچنین بررسی توزیع حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش وتری ایجاد شده به ترتیب در دیوارها و تیرهای رابط بینشان تحت پسلرزهها با بیشینه شتاب ۵۶/ (شکلهای (۱۸) و (۱۹)) نشان میدهد که وقوع زلزله طرح به عنوان زلزله اصلی، سبب پایین آمدن سطح عملکردی در المانهای سازه (به خصوص دیوارها) تحت پسلرزههای بعدی نخواهد شد. همان گونه که ملاحظه می گردد، المانها در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه (0.004 /) قرار دارند.

هر دو مدل، بعد از اعمال زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ (زلزله اصلی)، تحت پس لرزهها با بیشینه شتاب نامبرده (حتی بالاتر از آن) به خوبی سطح عمل کردی ایمنی جانبی را پوشش میدهند (۵۰۵۵ > ۲). این مشاهدات گواه بر کارایی قابل قبول سیستم اجرایی قالب تونلی در تحمل لرزه و پس لرزه است.

نظر به این که محورهای میانی پلان (محورهای ۲ و ۳) دارای سطح نسبی دیوار و لذا سختی بیشتری هستند، نیروی زلزله بیشتری را دریافت می کنند. بر این اساس، در هر سطحی از شدت (شکل (۱۸) و (۱۹))، میزان تغییر شکل در المانهای واقع در محورهای میانی پلان نسبت به المانهای واقع در محورهای پیرامونی (محورهای ۱ و ۴) بیشتر است.

در ساختمان کوتاهتر، دیوارها و تیرهای رابط در طبقات پایینتر (طبقات ۱ و ۲) بیشترین تغییر شکلها را تجربه میکنند.

در ساختمان بلندتر نیز، بیشترین تغییر شکلها در دیوارهای طبقات پایینتر (طبقات ۱ و ۲) و تیرهای رابط طبقات میانی (طبقات ۳ تا ۶) اتفاق میافتد. ملاحظه می گردد که با افزایش

ارتفاع سازه، خرابی به سمت تیرهای رابط طبقات بالاتر منتقل میشود.

این مشاهدات با نتایج حاصل از تحلیلهای بار افزون و تاریخچه زمانی مطابقت دارد. به نظر می سد که طراحی شکل پذیر تیرهای رابط، به خصوص در ساختمانهای بلندتر و در امتداد محورهای با دیوار نسبی بالاتر، می تواند فیوز سازهای مناسبی برای جذب انرژی زلزلههای متوسط باشد. بدیهی است که در زلزلههای قوی، سختی و مقاومت لازم توسط عملکرد دیوار تأمین خواهد شد.

در نهایت باید اذعان نمود، نامعینی بالا ناشی از تعدد دیوارها، طول قابل ملاحظه اتصالات و همچنین تأثیر متقابل دیوارهای متقاطع و اندرکنش دالها و دیوارها و لذا عملکرد سه بعدی، از جمله عواملی هستند که منجر به مقاومت و ظرفیت بالای سیستم قالب تونلی می شوند.

البته ذکر این نکته ضروری است که طراحی اولیه سازههای متعارف نیز دست بالاست. چرا که تلاش برای برآورده نمودن الزامات ارائه شده در گزارش ابلاغی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (۱۳۸۶) در تأمین حداقل سطح مقطع اسمی دیوارهای سازهای طبقات در هر راستا از پلان (بندهای ۷ و ۸)، سبب حاکم شدن حداقلهای آییننامه بر طراحی اولیه مقاطع میشود که بسیار بیشتر از مقادیر مورد نیاز است و ماحصل آن افزایش مقاومت در سیستم خواهد بود.

در این بین، تحت زلزلههای متوالی، ساختمان کوتاهتر از ظرفیت و مقاومت بالاتر و بالتبع از قابلیت اعتماد بیشتری برخوردار است.

نظر به نتایج حاصل از این مطالعه و دیگر مطالعات صورت پذیرفته در خصوص سیستم سازهای قالب تونلی، بازنگری و تجدید نظر در بسیاری از بندهای گزارش ابلاغی از جانب مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در خصوص طراحی سیستم مذکور لازم و ضروری است.

۶- نتیجهگیری

در محدوده مدلهای مورد بررسی و فرضیات اتخاذ شده، نتایج بیانگر عملکرد لرزهای مطلوب ساختمانهای بتنی با شیوه اجرائی قالبتونلی تحت زلزله طرح و پسلرزههای احتمالی بعد از آن میباشد.

با استناد به نتایج تحلیل تاریخچه زمانی:

 تحت زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ (دوره بازگشت ۴۷۵ سال)، تقاضای بیشینه تغییر شکلهای ایجاد شده در المانهای واقع در طبقات و نیز بیشینه تغییر شکلهای ماندگار در آنها ناچیز بوده و مدلهای مورد مطالعه، در سطح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه قرار می گیرند.



۰/Δg شکل ۱۸– بیشترین تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش وتری ایجاد شده در دیوارها و تیرهای رابط بعد از پسلرزه با شدت (محورهای ۲ و ۳)



شکل ۱۹– بیشترین تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش وتری ایجاد شده در دیوارها و تیرهای رابط بعد از پسلرزه با شدت ۰/۵g (محورهای ۱ و ۴)

> ضمن تحلیل بار افزون روی ساختمانهای آسیبدیده در زلزله طرح استاندرد ۲۸۰۰ مشخص شد:

> بعد از اعمال زلزله طرح و در نتیجه ایجاد تغییر مکانها و تغییر شکلهای ماندگار، ساختمانها همچنان دارای ظرفیت و مقاومت بالایی بوده و رسیدن المانها به سطوح عملکردی، مستلزم تحمیل تغییر مکانهای جانبی قابل توجهی میباشد.

> با افزایش ارتفاع، مقدار تغییر شکلها و تغییر مکانهای ماندگار و نیز میزان افت در مقاومت و سختی ساختمان بعد از لرزش اصلی، افزایش مییابد.

با توجه به نتایج تحلیلهای شکنندگی و دینامیکی افزایشی:

 سطح شدت لازم برای رسیدن دیوارها و تیرهای رابط بینشان به سطوح عملکردی مختلف، چندین برابر بیشتر از سطح شدت زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ است.

• تیرهای رابط به خاطر مقاومت برشی کمتر و نیاز تغییر شکلی

بیشتری که نسبت به دیوارها دارند، اولین قسمتهای آسیب پذیر سیستم هستند و نسبت به دیوارها، در شدتهای پایین تری به سطوح عملکردی می رسند و لذا، این اعضا تا شدتی که در آن دیوارهای سازه برای نخستین بار به سطوح عملکردی برسند (۱۹۴۶- برای ساختمان ۵ طبقه و ۱۹۴۷/۰ برای ساختمان ۱۰ طبقه)، به عنوان فیوز سازهای نقش جذب انرژی زلزله را بر عهده دارند.

 برای یک سطح از شدت، با افزایش ارتفاع سازه، احتمال رسیدن المانهای سازه به سطوح عملکردی نیز افزایش مییابد. این مورد به خصوص در مورد تیرهای رابط بین دیوارها، بارزتر است.

 برای سازههای آسیبدیده در زلزله طرح، احتمال رسیدن تیرهای رابط به سطح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه، در زلزله با بیشینه شتاب ۰/۳۵g، کمتر از ۹ درصد و در زلزله با بیشینه شتاب ۵/۰۵g، کمتر از ۴۲ درصد است. برای دیوارها این احتمال در

- Balkaya C, Kalkan E, "Seismic Vulnerability, Behavior and Design of Tunnel Form Building Structures, Engineering Structures", 26(14), 2004, 2081-2099.
- Berahman F, Behnamfar F, "Seismic Fragility Curves for Un Anchored on-Grade Steel Storage Tanks: Bayesian Approach", Journal of Earthquake Engineering, 11, 2007, 166-192.
- Cimellaro GP, Reinhorn AM, Bruneau M, Rutenberg A, "Multi-Dimensional Fragility of Structures: Formulation and Evaluation", Technical Report MCEER-06-0002, 2006.
- Computers and Structures Inc. (CSI), Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear, Version 15.2.2, Berkeley, CA, USA, 2015.
- 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.
- Computers and Structures Inc. (CSI), Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures, Version 4.0.3, Berkeley, CA, USA, 2007.
- Faisal A, Majid TA, Hatzigeorgiou GD, "Investigation of Story Ductility Demands of Inelastic Concrete Frames Subjected to Repeated Earthquakes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 44, 2013, 42–53.
- Hatzigeorgiou GD, "Ductility Demand Spectra for Multiple Near-and Far-Fault Earthquakes", Soil Dynamics Earthquake Engineering, 30, 2010, 170-183.
- Hatzigeorgiou GD, Beskos DE, "Inelastic Displacement Ratios for SDOF Structures Subjected to Repeated Earthquakes", Engineering Structures, 31, 2009, 2744–2755.
- Hatzigeorgiou GD, Liolios AA, "Nonlinear Behaviour of RC Frames Under Repeated Strong Ground Motions", Soil Dynamics Earthquake Engineering, 30, 2010, 1010–1025.
- Khalvati AH, Hosseini M, "A New Methodology to Evaluate The Seismic Risk of Electrical Power Substations", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 October, 2008.
- Lee K, Foutch DA, "Performance Evaluation of Damaged Steel Frame Buildings Subjected to Seismic Loads", Journal of Structural Engineering, 130 (4), 2004, 588-599.
- Li Y, Song R, Van De Lindt J, "Collapse Fragility of Steel Structures Subjected to Earthquake Mainshock-Aftershock Sequences", Journal of Structural Engineering, 140 (12), 2014, 04014095.
- Luco N, Bazzurro P, Cornell CA, "Dynamic Versus Static Computation of The Residual Capacity of Main-Shock-Damaged Building to Withstand an After-Shock", Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering,Vancouver, Canada, 2004, Paper No. 2405.
- Mahin SA, "Effects of Duration and After-Shocks on Inelastic Design Earthquakes", Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake

اولین سطح خطر (PGA=0.35g)، تقریباً ۲ درصد و برای دومین سطح خطر (PGA=0.5g)، کمتر از ۱۶ درصد است.

 اجزای اصلی باربری جانبی در این ساختمانها، حتی تحت پسلرزههای نسبتاً قوی نیز به سطح عملکردی قابلیت استفاده بیوقفه نمیرسند. این مورد مبین مقاومت بالا و ایمنی کافی این سازهها تحت زلزله اصلی و پسلرزههای احتمالی بعد از آن در مناطق با خطر لرزهای بسیار بالا در پهنهبندی لرزهای ایران میباشد.

بدین ترتیب، احتمال پایین آسیب پذیری این سیستم یکپارچه با سختی، مقاومت و نامعینی بالا، حتی پس از سناریو اعمال پس-لرزه نیز قابل توجه است.

۷- مراجع

- آقایی آس، رضاپور م، "بررسی پسلرزههای زمین لرزه اهر-ورزقان"، مجموعه مقالات شانزدهمین کنفرانس ژئوفیزیک ایران،۲۳ تا ۲۵ اردیبهشت، ۱۳۹۳، صفحات ۳۹۳ تا ۳۹۷.
- بهشتی اول سب، "بهسازی لرزهای ساختمانهای موجود"، انتشارات دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی، جلد اول، چاپ اول، ۱۳۹۱، ۱۳۱- ۱۴۶.
- بهشتیاول سب، محسنیان و، نیکپور ن، "مشخصات لرزهای سازههای بتنی قالب تونلی با پلان نامنظم"، مجله علمی-پژوهشی مکانیک سازهها و شارهها، ۱۳۹۴، (۳) ۵، ۱–۱۵.
- زارع م، "کیفیت واکنش به زمین لرزه وان ترکیه با بزرگای ۷/۲"، دانش مخاطرات، دوره ۱، شماره۲، ۱۳۹۳، ۱۸۹–۲۰۲.
- فناوریهای تأیید شده در راستای جزء ۲-۰۶ بند "د"، تبصره ۶، "گامی در صنعتیسازی ساختمان"، ویرایش اول، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۶، صفحات ۲۱ و ۲۲.
- محسنیان و، "تعیین ضریب رفتار برای سازههای بتنی قالب تونلی"، پایاننامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران، گرایش زلزله، دانشگاه علم و فرهنگ تهران، ۱۳۹۱.
- محسنیان و، بهشتی اول سب، دربانیان ر، "روش زمان دوام، جایگزینی مناسب برای روش مرسوم تحلیل دینامیکی در تخمین رفتار لرزهای ساختمانهای بتنی قالب تونلی"، نشریه علمی- پژوهشی عمران شریف، پذیرفته شده و در شرف چاپ، ۱۳۹۶.
- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for structural concrete (ACI318-14) and commentary", American Concrete Institute, 2014.
- ASCE, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE/SEI41-13, American Society of Civil Engineers, 2014.

Engineering, 5, 1980, 677-9.

- Paulay T, Binney JR, "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear-Walls", ACI Special Publications, SP-42, 1974.
- PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Web Site: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_dat abase.
- Permanent Committee for Revising the Standard 2800, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Building and Housing Research Center, Tehran, Iran, 2014.
- Ruiz-García J, Moreno JY, Maldonado, I.A., "Evaluation of Existing Mexican Highway Bridges under Main-Shock-After-Shock Seismic Sequences", Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008, Paper 05-02-0090.
- Ruiz-García J, Negrete-Manriquez J, "Evaluation of Drift Demands In Existing Steel Frames Under As-Recorded Far-Field and Near-Fault Mainshock-Aftershock Seismic Sequences", Engineering Structures, 33(2), 2011, 621-634.
- Song R, Li Y, Van De Lindt J, "Impact of Earthquake Ground Motion Characteristics on Collapse Risk of Post-Mainshock Buildings Considering Aftershocks, Engineering Structures", 81, 2014, 349–361.
- Sunasaka Y, Kiremidjian A, "A Method for Structural Safety Evaluation under Main-Shock–After-Shock Earthquake Sequences", Report No. 105, the John A. Blume Earthquake Engineering Center, 1993, Stanford University.
- Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau, "Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings", No.360, Management and Planning Organization, Iran, 2014.
- Vamvatsikos D, Cornell CA, "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering Structural Dynamics, 31(3), 2002, 491-514.

Web Site:

http://www.iiees.ac.ir/fa/1390-2011-37mw/.



EXTENDED ABSTRACT

Tunnel Form as an Ideal System for RC Constructions under Multiple Earthquakes

Vahid Mohsenian^a, S.Bahram Beheshti-Aval^{b,*}, Reza Darbanian^c

^a Department of Civil Engineering, University of Science & Culture, Tehran

^b K. N. Toosi University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Tehran

^c Department of Civil Engineering, University of Shahrood, Shahrood

Received: 04 September 2016; Accepted: 12 March 2017

Keywords:

Tunnel Form System, Aftershock, Multiple Records, Incremental Dynamic Analysis, Fragility Curves

1. Introduction

In view of potential vulnerability of even exciting buildings designed based on seismic design codes under consecutive strong earthquakes, paying attention to the use of a secure system, especially in earthquake-prone regions is revealed. Tunnel form system is a new industrial construction system in which only the slabs and walls are used as lateral load resisting elements (Balkaya and Kalkan, 2004). Naming this system as the tunnel form is due to the installation of formworks in box manner (Fig. 1) (Mirghaderi et al., 2009).

Previous earthquake experience and the results of laboratory and numerical studies of lateral resistance of tunnel form construction represent a very significant performance against strong earthquakes. So far no study has been conducted to assess the resistance of this construction system subjected to consecutive earthquakes. It seems that this structural system is able to retain safety against successive earthquakes. This study aims to quantify the post-earthquake capacity of the damaged tunnel form buildings after subjecting the main shock and also their performance assessment subjected to multiple earthquakes.



Fig. 1. Tunnel form system

* Corresponding Author

E-mail addresses: mohsenian.vahid@gmail.com (Vahid Mohsenian), beheshti@kntu.ac.ir (S. Bahram Beheshti-Aval), rezadarbanian@shahroodut.ac.ir (Reza Darbanian).

2. Methodology

The 5 and 10-storey tunnel form buildings with regular plan was first designed in accordance with ACI-318 (2014) and then controlled for requirements issued by the Building and Housing Research Center (BHRC) of Iran (2007). The software ETABS (CSI, 2015) was utilized for linear analysis and also considered as design tools. Modeling and nonlinear analysis was performed with software PERFORM_3D (CSI, 2007). To meet the requirement of minimum wall percentage issued by BHRC, the walls' thicknesses were chosen based on minimum standards for designing section elements. Shear was considered as controlling parameter by deformation in most walls and all spandrels. Thus, as Fig.2 for walls (except for a few ones that are considered as flexure-controlled) and the spandrels, shear and flexure was defined as nonlinear and linear behavior, respectively.



Fig. 2. Nonlinear shear and linear flexural behavior defined in software (PERFORM-3D User Guide, 2006)

In the first step of continuation of analysis, an artificial seismic record obtained from wavelet transform of the site-specific design response spectra was applied in the transverse direction of understudied buildings, where the percentage wall was lower in longitudinal direction. The residual capacities and performances of damaged buildings under main shock excitation were determined. After completion of the dynamic analysis, the responses of damaged buildings used as initial conditions for performing pushover analysis and incremental dynamic analysis for selected aftershock records (schematically shown in Fig. 3). Finally, the fragility curves at different levels of damage states were extracted.



Fig. 3. Pushover analysis and incremental dynamic analysis performed on main shock damaged building

3. Results and discussion

Based on the results of the performed analyses:

The maximum deformation demand and the maximum residual deformations caused in structural elements were negligible. The performance level of understudied constructions under design earthquake was immediate occupancy.

After the earthquake and inducing residual displacements and deformations, damaged buildings still have enough resistance. The earthquake intensity to achieve the walls and spandrels to the various performance levels was even much more than the level of earthquake intensity presented in seismic Iranian standard 2800.

Due to the lower shear strength of spandrel beams with respect to those walls, the spandrels were the first vulnerable structural elements and, always reached the specific performance levels at lower earthquake intensity. While walls did not reach the nonlinear deformations, earthquake energy would be absorbed by these elements.

With increasing building height, the deformation and residual displacements as well as the drop in strength and stiffness of the building after the main shock were increased and the probability of exceeding the limit state subjected to aftershocks was increased.

4. Conclusions

In the range of a set of understudied models, the results showed the excellent seismic performance of reinforced concrete tunnel form structures under main shock and aftershock earthquakes. Both buildings under design earthquake remain at immediate occupancy performance level. It has been determined that the lateral load resisting structural elements; even under relatively strong aftershocks were not reach the mentioned performance level. It represents the significant strength and safety of the structures exposed to the high level of aftershock intensity in Iran.

5. References

- ACI Committee 318, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary", American Concrete Institute, 2014.
- Approved technologies in direction of sub-note 2-6, paragraph "D", Note 6, "A step in direction of building industrialization ", first edition, Building and Housing Research Center Press, pages 21 and 22, 2007, [in Persian].
- Balkaya C, Kalkan E, "Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures", Engineering Structures, 2004, 26 (14), 2081-2099.
- Computers and Structures Inc. (CSI), Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear Version 15.2.2, Berkeley, CA, USA, 2015.
- Computers and Structures Inc. (CSI), Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures, Version 4.0.3, Berkeley, CA, USA, 2007.
- 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.
- Mirghaderi R, Moghadam AA, Yousefpour H, Pahlevan H, "Assessment of nonlinear seismic behavior of tunnel form concrete buildings", 1st International Conference on Concrete Technology, Tabriz, Iran, 6-7 November, 2009.