

مطالعه‌ای بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه قالب تونلی با پلان نامنظم

سیدبهرام بهشتی^{۱*}، وحید محسنیان^۲، نفیسه نیکپور^۲

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲- کارشناسی ارشد عمران گرایش زلزله، دانشگاه علم و فرهنگ تهران

beheshti@kntu.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۴/۱۲/۲۰]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۹/۱۶]

چکیده

قالب تونلی، یکی از روش‌های نوین ساخت مسکن به روش صنعتی است که به سبب کاهش زمان اجرا و عملکرد مناسب طی زلزله‌های گذشته، به عنوان یک روش مناسب برای پروژه‌های انبوه‌سازی مورد تایید قرار گرفته است. با وجود کاربرد گسترده و رفتار متفاوت نسبت به سایر سیستم‌ها، در آیین‌نامه‌های طراحی فعلی، این سیستم هنوز به عنوان یک سیستم مستقل سازه‌ای مد نظر قرار نگرفته است. به علت غلبه مود پیچشی بر مود انتقالی بر اساس نتایج تحلیل مقادیر ویژه روی مدل‌های سازه‌ای با این تکنیک ساخت، کاربرد این سیستم با پلان نامنظم توسط متولیان تهیه استانداردها چون مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ایران غیر مجاز اعلام شده و این در حالی است که هیچ اطلاعاتی در خصوص رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی قالب تونلی با پلان نامنظم از زلزله‌های گذشته موجود نیست. ضرورت منظم بودن سازه‌های بتنی قالب تونلی در پلان و ارتفاع، با وجود مزایایی چون تسریع روند ساخت و تضمین کیفیت بالاتر، محدودیت‌های زیادی از نظر طراحی معماری بدنبال دارد که از مشکلات اساسی کاربرد این سیستم سازه‌ای در مناطق شهری است. در این مطالعه، رفتار لرزه‌ای سازه‌های قالب تونلی ۵ و ۱۰ طبقه با پلان نامنظم که بر اساس آیین‌نامه‌های موجود طراحی شده‌اند در محدوده تغییرشکل‌های غیرخطی بررسی شده و سطح عملکرد این سازه‌ها، در سطح خطر طرحی آیین‌نامه ایران، با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی و بارافزون و با تحریک مدل‌ها در دو راستای طولی و عرضی پلان به صورت همزمان، تعیین شده است. نتایج حاکی از عملکرد لرزه‌ای مناسب این سازه‌ها با وجود نامنظمی در آنهاست. هر دو سازه، در زلزله طرح در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار گرفتند. به نظر می‌رسد که بند پنجم از ضوابط ابلاغی از سوی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ایران در خصوص طرح و اجرای سازه‌های قالب تونلی که بر منظم بودن در پلان تاکید می‌کند، کمینه برای سازه‌های مطالعه شده سختگیرانه است.

واژگان کلیدی: سازه‌های بتنی قالب تونلی، نامنظمی در پلان، سطوح عملکرد لرزه‌ای، آیین‌نامه طراحی.

۱- مقدمه

المان‌های دال و دیوار به عنوان عناصر باربر قائم و جانبی استفاده می‌شود که در هر طبقه به صورت همزمان بتن‌ریزی می‌شوند. این شکل اجرا، ضمن بالا بردن سرعت و کیفیت ساخت، رفتار لرزه‌ای مجموعه سازه را از نظر یکپارچگی اعضا و اتصالات آنها نیز به نحو چشمگیری بهبود می‌بخشد.

قالب تونلی از سیستم‌های نوین سازه‌ای است که به جهت نداشتن المان‌های تیر و ستون از سایر سیستم‌های متعارف بتن‌آرمه تفکیک می‌شود. در این سیستم سازه‌ای، تنها از

شد [4]. در این مطالعات، در بسیاری از موارد مودهای پیشگی بر مودهای انتقالی مقدم بود. در نهایت رابطه‌ای برای محاسبه پریود سازه‌های قالب‌تونلی در شرایطی که تعداد طبقات کمتر از ۱۵ باشد، پیشنهاد شد. با توجه به پیچیدگی و محدودیت کاربرد این رابطه، بالکایا و کالکان در سال ۲۰۰۴ در مطالعات دیگری، معادله جدیدی مستقل از جهت، برای تخمین پریود اصلی این قبیل سازه‌ها ارائه کردند [5]. شایان ذکر است که در این مطالعات نیز، در بسیاری از مدل‌های بررسی شده، مود پیشگی، مود غالب بود. در سال ۲۰۰۲، بالکایا و کالکان دو سازه نمونه ۲ و ۵ طبقه با پلان مشترک را بررسی و مطالعه کردند. این سازه‌ها به صورت دو بعدی و سه بعدی مدل‌سازی شدند و تحت تحلیل بارافزون قرار گرفتند. هر دو سازه در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، به سطح خطر طراحی آیین‌نامه ترکیه پاسخ دادند. در این مطالعه مشخص شد که رفتار حاکم در این سیستم سازه‌ای به صورت غشایی بوده و عملکرد کششی-فشاری همبسته دیوارها در سه بعد، نقشی مهم در برابری سازه‌های ساخته شده با این تکنیک ایفا می‌کند. در پایان برای سازه کوتاه‌تر ضریب رفتار ۵ و برای سازه بلندتر ضریب رفتار ۴ پیشنهاد شد [6, 2]. به منظور بررسی رفتار سه بعدی سیستم دیوارهای متقاطع، آزمایش‌هایی به وسیله کالکان و یوکسل روی نمونه‌هایی با کمینه آرماتورهای مسلح کننده انجام شد [7, 8]. در این مطالعات تجربی، نمونه‌ها در هر دو جهت اصلی، تحت بارگذاری جانبی شبه استاتیکی چرخه‌ای قرار گرفتند. با توجه به درصد کم آرماتورهای طولی، مود خرابی نمونه‌ها به صورت ترد گزارش شد. با استناد به نتایج آزمایش‌های انجام شده، این پژوهشگران با کمک نرم‌افزار روی نمونه‌هایی با درصد آرماتور طولی مختلف، تحلیل‌هایی را در دو جهت اصلی انجام دادند. در ادامه مشخص 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. توافقی و عشقی مطالعاتی را روی چندین سازه قالب‌تونلی با پلان‌ها و ارتفاعات مختلف انجام دادند [9]. در این مطالعات معلوم شد که پریود اصلی در هر جهت مستقیماً به ارتفاع کلی سازه وابسته است و نسبت ابعاد

قالب‌های فولادی استفاده شده در این روش L شکل هستند که ضمن اجرا مطابق شکل (۱)، از کنار هم قرار گرفتن آنها فرمی تونل مانند تشکیل می‌شود [1]. علت نامگذاری "قالب‌تونلی" برای این سیستم نیز به همین علت است. در دو زلزله کوچالی ($M_w=7.4$) و دوزجه ($M_w=7.2$) در سال ۱۹۹۹ در ترکیه، مقاومت و کارایی بالای سازه‌های بتن‌آرمه با دیوار برشی که با تکنیک قالب‌تونلی ساخته شده بودند نشان داده شد و بررسی‌ها معلوم کرد، عملکرد لرزه‌ای این سیستم سازه‌ای در مقایسه با سیستم‌های قاب خمشی بتنی و یا قاب خمشی همراه دیوار برشی بهتر بوده است [2].

شکل ۱. سیستم قالب‌تونلی و کاربرد آن برای احداث سازه



Fig. 1. Tunnel Form system and its application to build structure

با وجود کاربرد گسترده، متأسفانه در آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی فعلی، این سیستم به عنوان یک سیستم مستقل سازه‌ای مد نظر قرار نگرفته است. پژوهش‌های انجام شده روی سازه‌های قالب‌تونلی اگرچه ارزشمند، ولی محدود است. لی و همکاران مطالعاتی را به منظور اندازه‌گیری زمان تناوب سازه‌های پانلی انجام دادند [3]. در این مطالعات، پریود ساختمان‌های مختلف از لحاظ ارتفاع، شکل و نسبت ابعاد پلان، در دو جهت اصلی به روش ارتعاشات محیطی اندازه‌گیری شد. ضمن بررسی معادلات پریود در آیین‌نامه‌های کره جنوبی، ژاپن، استرالیا و UBC مشخص شد که معادلات تجربی پریود، در تمامی این آیین‌نامه‌ها نامناسب بوده و مقدار زمان تناوب سازه‌ها را بسیار کمتر یا بیشتر از مقدار واقعی برآورد می‌نمایند. مطالعاتی به وسیله بالکایا و کالکان، روی ۸۰ ساختمان قالب‌تونلی با تعداد طبقات و پلان‌های مختلف انجام

شکل ۲. پلان سازه‌های قالب‌تولی مطالعه شده

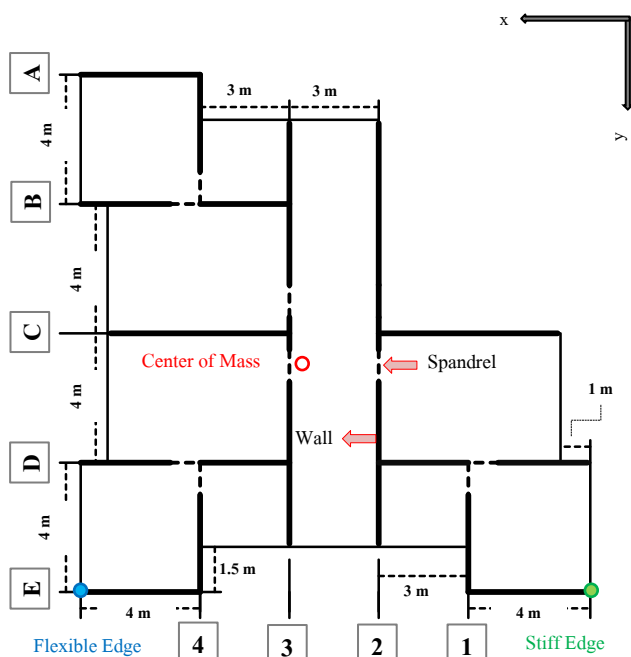


Fig. 2. The structure plan of understudied tunnel form buildings

سازه‌های مطالعه شده در ابتدا بر اساس آیین‌نامه بتن آمریکا [13] و با استفاده از نرم‌افزار ETABS v9.5.0 [14] طراحی شده و تمامی الزامات طراحی ارائه شده توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در خصوص قالب‌تولی‌ها [10] (بجز بند پنجم که بر منظم بودن سازه در پلان و ارتفاع تاکید دارد) نیز رعایت شده است. لازم به ذکر است، ضریب رفتار برای طراحی اولیه ساختمان‌ها، بر اساس مقدار معمول که توسط طراحان برای این سیستم استفاده می‌شود، ۵ انتخاب شده است. در نهایت ضخامت کلیه دیوارها ۲۰ سانتی‌متر لحاظ شد و برای 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 [15]. ضخامت دال‌ها ۱۵ سانتی‌متر و در طراحی اعضای سازه‌ای، مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد.

سازه و درصد دیوارها تاثیر زیادی بر آن ندارد. به علاوه، ترتیب سه مود اول ساختمان‌ها مستقل از ارتفاع کلی و درصد دیوارها در پلان بود. میرقادری و همکاران، مطالعاتی روی دو سازه قالب‌تولی ۵ و ۱۰ طبقه اجرا شده در ایران انجام دادند [1]. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که سیستم بکار رفته در دو سازه با توجه به جزئیات‌بندی خاص مورد استفاده، دارای اضافه مقاومت قابل توجه و در عین حال شکل‌پذیری مناسبی بوده و روند بکار رفته در طراحی این دو سازه، قابلیت عملکردی مناسبی را در آنها ایجاد نموده است.

نتایج تحلیل مقادیر ویژه مبین مستولی مود پیشگی بر مود انتقالی در بسیاری از ساختمان‌های متداول با سیستم قالب‌تولی است، بر این اساس، کاربرد آن با پلان نامنظم توسط متولیان تهیه استانداردها چون مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ایران غیرمجاز اعلام شده است [10]، (بند پنجم الزامات طراحی سازه‌های قالب‌تولی). مرور ادبیات فنی و پژوهش‌های پیشین، حاکی از آن است که تا کنون مطالعات تجربی و عددی به منظور بررسی تاثیر ایجاد نامنظمی در پلان بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های ساخته شده با تکنیک قالب‌تولی صورت نپذیرفته است. پس، این مطالعه با هدف ارزیابی میزان قابلیت اعتماد لرزه‌ای و تعیین سطح عملکرد سازه‌های قالب‌تولی نامنظم در پلان تحت بیشینه سطح شدت زلزله طراحی آیین‌نامه ایران انجام شده است.

۲- مشخصات مدل‌های مطالعه شده

برای این مطالعه، از پلان نامنظم و نامتقارن با سیستم قالب‌تولی مطابق شکل (۲) استفاده شد. این پلان، حاصل حذف بخش‌هایی از یک پلان منظم و متقارن است [11]. خط‌چین‌های موجود در 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، سازه‌هایی با این پلان و تعداد طبقات ۵ و ۱۰ مدل شد. کاربری این سازه‌ها 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) [12]، تیپ ۲ در نظر گرفته شده است.

شکل ۴. رفتار خمشی خطی تعریف شده در نرم افزار

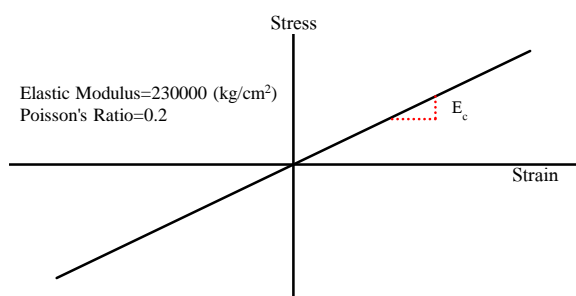


Fig. 4. Linear flexural behavior defined in the software

شکل ۵. رابطه کلی بار-تغییرشکل (تعمیم یافته) برای اعضا و اجزای بتنی

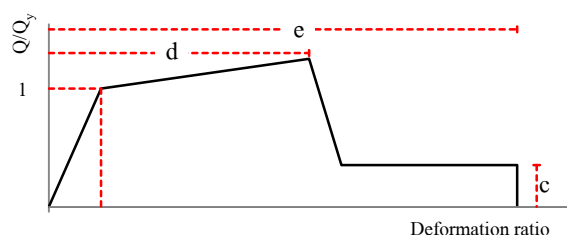


Fig. 5. Generalized force-deformation relationships for concrete elements and components

۴- تحلیل های غیر خطی

با مقایسه مراکز جرم و سختی طبقات و بررسی درصد دیوارها در پلان، مشخص می‌شود که سختی و سطح مقاومت سازه‌ها و نیز میزان خروج از مرکزیت، در جهت X پلان بیشتر از جهت Y آن است. بدین ترتیب، رفتار سازه‌های مطالعه شده، بر اساس اعمال تهیج زلزله اصلی در جهت Y پلان و مقیاس آن برای ۳۰ درصد مقادیر بطور همزمان در جهت X، بررسی شده است. مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده در مدل‌سازی این مرحله، عیناً همان مقادیر در نظر گرفته شده برای مرحله طراحی اولیه سازه‌ها بوده و در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی نیز، مطابق رابطه ۱، حد بالای آثار بار ثقلی لحاظ شده است.

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

در این رابطه Q_D بار مرده و Q_L بار زنده موثر است.

نتایج تحلیل مقادیر ویژه روی هر یک از سازه‌ها و بررسی ضرایب جرم موثر انتقالی مودها در جهات طولی و عرضی پلان مطابق شکل‌های (۶ و ۷)، نشان دهنده همبسته بودن جابه‌جایی‌های انتقالی (در جهت عرضی پلان Y) و پیچشی در مود اول سازه‌هاست.

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

برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌های مطالعه شده از نرم‌افزار Perform_3D (Version 4.0.3) [16] استفاده شد و برش به عنوان پارامتر کنترل شونده توسط تغییرشکل در بیشتر دیوارها و تمام تیرهای رابط بینشان لحاظ شد. بدین ترتیب، مطابق شکل‌های (۳ و ۴) برای المان‌ها رفتار برشی غیرخطی و رفتار خمشی خطی تعریف شد. معیارهایی که برای بیان شکل‌پذیری المان‌های سازه 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 و تری به عنوان معیار انتخاب می‌شود [17]. در این مطالعه، برای مدل‌سازی رفتار برشی غیرخطی المان‌ها، مطابق توصیه‌های ASCE41-06 [18]، مقاومت برشی اسمی مقطع المان را به عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته‌ایم. لازم به ذکر است که برای 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 (۵) و جدول (۱) برداشت شده است.

برای مدل‌سازی دیوارها و تیرهای رابط بینشان از المان "دیوار برشی" استفاده شده است. رفتار برون صفحه الاستیک برای دیوارها، دیافراگم صلب برای سقف‌ها، اتصالات گیردار پای دیوارها، عدم بلندشدگی پی و صرف نظر از لغزش آرماتورها در بتن، از دیگر فرضیات این پژوهش است.

شکل ۳. رفتار برشی غیرخطی تعریف شده در نرم افزار

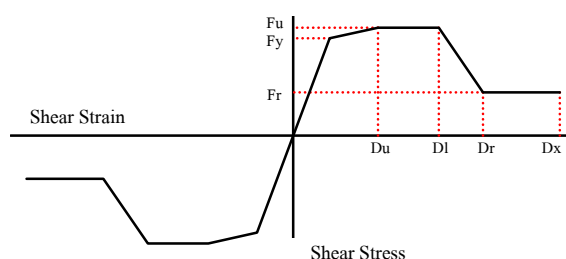


Fig. 3. Nonlinear shear behavior defined in the software

شده زلزله طلب نام دارند و بیشینه شتاب در آنها به شتاب زلزله طرح (PGA=0.35g) نزدیک است. لازم به ذکر است، مطابق شکل (۸)، طیف طرح طلب بر اساس آیین‌نامه زلزله ایران [12]، برای خاک نوع (II) و سطح خطر (I) (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) تنظیم شده است.

شکل ۷. ضریب جرم موثر انتقالی (جهت طولی پلان) و زمان تناوب برای چهار مود اول (%)

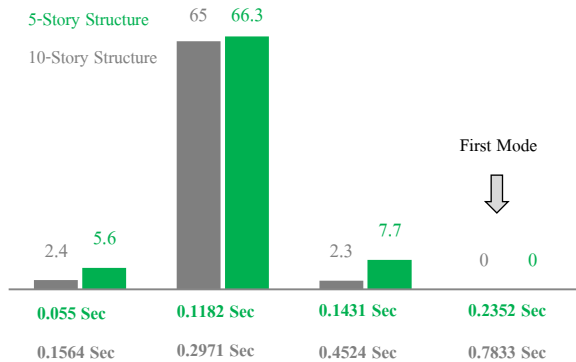


Fig. 7. The effective modal mass coefficient (in longitudinal direction of plan) and periods of four first vibrational modes (%)

شکل ۶. ضریب جرم موثر انتقالی (جهت عرضی پلان) و زمان تناوب برای چهار مود اول (%)

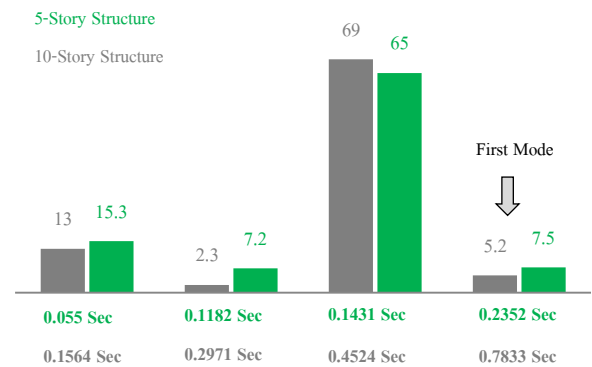


Fig. 6. The effective modal mass coefficient (in transverse direction of plan) and periods of four first vibrational modes (%)

۴-۱- تحلیل تاریخیچه زمانی

برای هماهنگی هرچه بیشتر نگاهت‌های بکاربرده با خطر ساختمانی، تصمیم گرفته شد که از زلزله‌های مصنوعی متناظر بر طیف طرح استفاده شود. بدین ترتیب، هفت نگاهت زلزله به صورت مصنوعی و بر اساس تبدیل موجک از روی طیف طلب منطقه استخراج شد و بر سازه‌ها اعمال شد. نگاهت‌های تولید

شکل ۸. مقایسه طیف شتاب نگاهت‌های مصنوعی (R_i) با طیف طلب منطقه

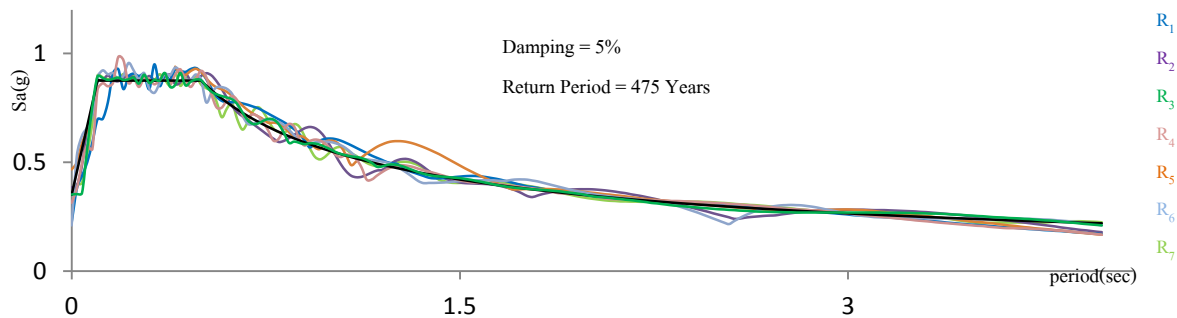


Fig. 8. Comparing artificial acceleration response spectrum (R_i) and site specific design response spectrum

جدول ۱. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی برای اعضای کنترل شونده با برش [۱۷]

Conditions	Total Drift Ratio(%) or Chord Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Total Drift(%) or Chord Rotation(radians)			
	d	e		Performance Level			
			Component Type				
			IO		Primary	Secondary	
		LS	CP	LS	CP		
i. Shear Walls and Wall Segments							
All Shear Walls and Wall Segments							
	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	1.5

Table 1. Modeling parameters and numerical acceptance criteria for nonlinear procedures for members controlled by shear [17]

عنوان پارامتر پاسخ کنترل شونده توسط نیرو فرض شود [17]. بدین ترتیب، در این جداول ظرفیت محوری المان‌ها (P_c) از رابطه فوق محاسبه شده است که در آن A_g سطح مقطع کلی المان و f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی است.

بررسی‌های انجام شده، درستی فرضیه‌های مرحله مدل‌سازی و رفتار برشی غیرخطی المان‌ها را تایید می‌کند. ضمن اینکه مطابق شکل (۹)، تمامی المان‌های سازه‌های مطالعه شده، تحت این نگرش‌ها در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار گرفتند. در ادامه، پاسخ‌های حداکثر دوران طبقات و بیشینه تغییرمکان نسبی مرکز جرم، لبه‌های چپ و راست دیافراگم طبقات بررسی شدند. مطابق شکل (۱۰)، نمودار میانگین بیشینه چرخش دیافراگم طبقات تحت هر یک از نگرش‌ها نشان می‌دهد که در هر مدل، از پایین به بالا چرخش دیافراگم افزایش می‌یابد. این مورد به ویژه در ساختمان بلندتر مشهودتر است.

بعد از انجام تحلیل، تمامی معیارهای پذیرش برای دیوارها و تیرهای رابط بینشان بررسی شد. شایان ذکر است که بیشینه نیروهای داخلی و تغییرشکل المان‌ها در تحلیل دینامیکی سازه ملاک عمل بوده است. سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [17]، به عنوان معیار خرابی در المان‌های سازه لحاظ شد و از مقادیر کمی متناظر به این حالات حدی، برای بررسی سطح عملکردی استفاده شد (جدول ۱).

جدول ۲. کنترل معیارهای پذیرش برای دیوار

Wall	5-Story	DCR	10-Story	DCR
P(ton)	191.6	0.51	357.65	0.95
P_c (ton)	375		375	
M(t.m)	318.34	0.25	690.13	0.41
M_c (t.m)	1260		1660	
γ (rad)	0.0002	0.05	0.0007	0.17
γ_c (rad)	0.004		0.004	

Table 2. Acceptance criteria control for the wall

شکل ۹. میانگین بیشینه تغییرمکان نسبی و چرخش وترتی ایجاد شده در

دیوارها و تیرهای رابط هر طبقه و حالت حدی متناظر به سطح

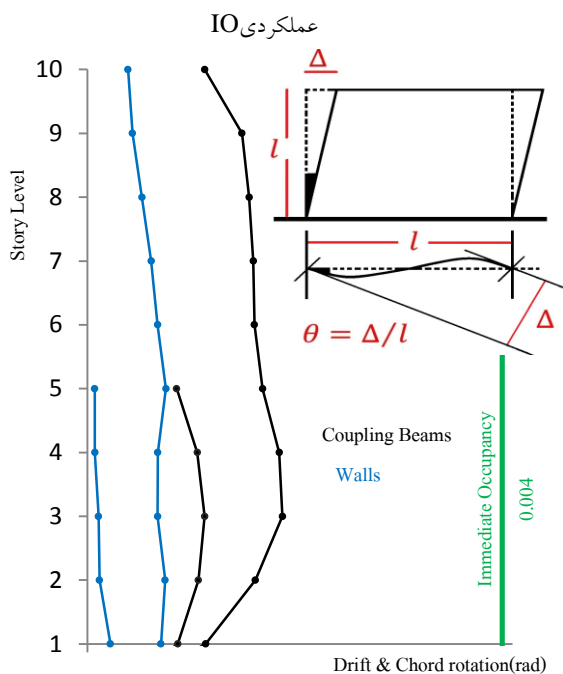


Fig. 9. Mean of maximum drifts and chord rotations in the walls and the coupling beams at each floor and the limit state corresponding to IO performance level

جدول ۳. کنترل معیارهای پذیرش برای تیر رابط

Beam	5-Story	DCR	10-Story	DCR
P(ton)	2.43	0.05	8	0.15
P_c (ton)	52.5		52.5	
M(t.m)	8.77	0.35	24	0.63
M_c (t.m)	25		38	
γ (rad)	0.0008	0.20	0.00114	0.28
γ_c (rad)	0.004		0.004	

Table 3. Acceptance criteria control for the coupling beam

در جداول (۲ و ۳)، نمونه کنترل‌های انجام شده برای المان‌های مشخص شده در محور ۲ پلان (موقعیت المان‌های مذکور، طبقه اول سازه است)، ارائه شده است. لازم به ذکر است که در این جداول P ، M و γ به ترتیب نیروی محوری، لنگر خمشی و تغییرشکل ایجاد شده در المان‌ها، M_c و γ_c نیز به ترتیب ظرفیت خمشی المان و تغییرشکل متناظر به یک سطح عملکردی ثابت است. 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

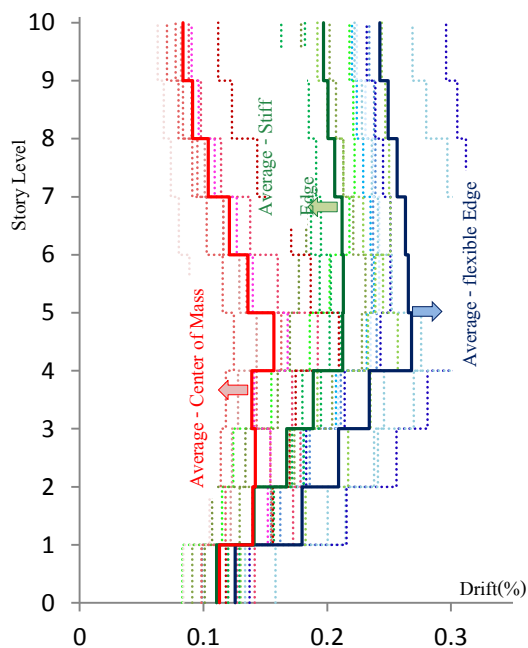


Fig. 11. The maximum relative edge displacements and the center of mass at each floor in each analysis and their averages (5&10-Story Structure)

مطابق شرح نمودارها در شکل (۱۱)، لبه چپ دیافراگم طبقه که در مقایسه با لبه راست به مرکز جرم طبقه نزدیک‌تر است، همواره گریز بیشتری را تجربه می‌کند. با توجه به اینکه در طبقات بالاتر، مقدار گریز برای هر دو لبه چپ و راست به مراتب بیشتر از گریز مرکز جرم طبقه است، به نظر می‌رسد به خصوص زمانی که ارتفاع ساختمان زیاد است استفاده از گریز مرکز جرم، معیار مناسبی برای توزیع خرابی حداکثر در طبقات نباشد.

۴-۲- تحلیل بار افزون

در این مطالعه، تغییر مکان هدف سازه با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی و از میانگین‌گیری بیشترین تغییر مکان مرکز جرم بام سازه، تحت هفت نگاهت مصنوعی در مرحله قبل بدست آمده است. برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، الگوی توزیع بار جانبی در تحلیل سازه توزیع مودال در نظر گرفته شد. این توزیع متناسب با مودهای موثر در جهت مورد نظر است و تعداد مودهای ارتعاشی چنان انتخاب شده است که حداقل ۹۰ درصد جرم سازه در تحلیل مشارکت می‌کند. از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای ارزیابی سازه‌ها در سطح

شکل ۱۰. بیشینه چرخش دیافراگم طبقات در هر تحلیل تاریخچه زمانی و میانگین آنها

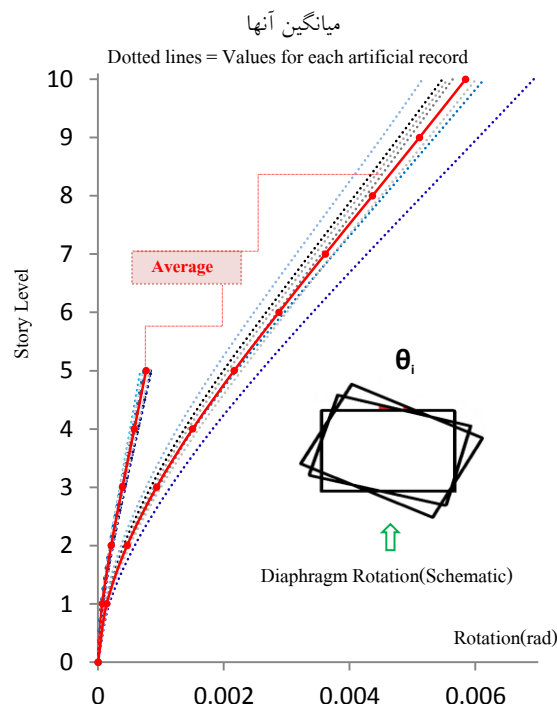
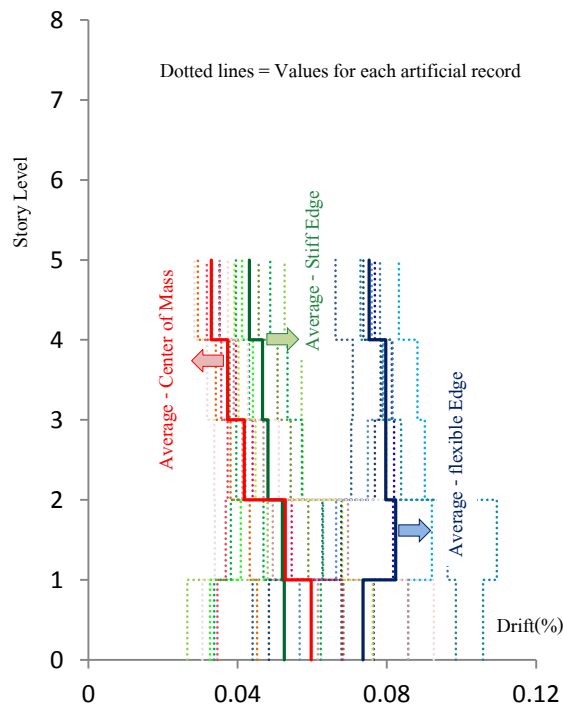


Fig. 10. The maximum floor rotation for each time history analysis and their averages

شکل ۱۱. بیشینه تغییر مکان نسبی لبه‌ها و مرکز جرم طبقات در هر تحلیل و میانگین آنها (سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه)



بررسی‌های انجام شده، بار دیگر درستی فرضیه مرحله مدل‌سازی و رفتار برشی غیرخطی المان‌ها را تایید می‌کند. در ادامه به مشاهده خرابی سازه‌های مطالعه شده تحت آنالیز بارافزون پرداخته و گریز بام سازه‌ها، درست زمانی که اولین دیوارها و تیرهای رابط بینشان به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) رسیدند، برداشت شد (جدول ۶).

در شکل‌های (۱۲ و ۱۳)، مقادیر این گریزها به همراه گریز متناظر با زلزله طرح، روی منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بارافزون نمایش داده شده است. در این نمودارها منظور از W ، SP و Target Drift به ترتیب دیوار، تیر رابط و گریز بام متناظر با زلزله طرح است. به منظور بررسی تاثیر تیرهای رابط بر سختی و مقاومت جانبی سازه‌ها، آنالیز بارافزون در حالتی که این المان‌ها از سازه حذف شده‌اند نیز انجام و منحنی ظرفیت حاصل استخراج شد. ضمن تحلیل بارافزون معلوم شد، در سازه‌های بررسی شده، خرابی دیوارهای واقع در محور ۴ پلان شکل (۲)، زودتر از سایر دیوارها آغاز می‌شود. علت این امر پیچش ناشی از نامنظمی موجود در پلان است که سبب تشدید تغییر مکان‌ها در قسمت‌های محیطی سازه می‌شود. ابعاد کوچکتر و درصد آرماتورهای برشی کمتر تیرهای رابط نسبت به دیوارهای برشی، منجر به مقاومت برشی کمتر این المان‌ها نسبت به دیوارها شده پس این المان‌ها، اولین قسمت‌های آسیب‌پذیر سازه هستند. مقایسه منحنی ظرفیت سازه‌ها در دو حالت حضور تیرهای رابط (مدل اصلی) و حذف آنها، نشان دهنده تاثیر قابل ملاحظه این المان‌ها بر سختی و مقاومت جانبی سازه است. علت این امر، که به ویژه در سازه بلندتر نسبت به سازه کوتاه‌تر مشهودتر است را می‌توان به کوبله شدن دیوارها توسط تیرهای رابط نسبت داد. از طرفی در سطح خطر I (زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال)، کلیه دیوارها و قطعات افقی بینشان در مدل‌های مطالعه شده، به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) جواب می‌دهند چرا که گریز بام سازه‌ها در این سطح خطر، به مراتب کمتر از گریز لازم برای رسیدن المان‌ها به سطح عملکردی نامبرده است (جدول ۶).

عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) استفاده شد و تمامی معیارهای پذیرش برای دیوارها و تیرهای رابط بینشان بررسی شد. برای این منظور، نیروهای داخلی و تغییرشکل دیوارها و تیرهای رابط در تغییر مکان هدف سازه برداشت شده است. نمونه کنترل‌های انجام شده برای المان‌های معرفی شده در بخش قبل، در جداول (۴ و ۵) ارائه شده است.

جدول ۴. کنترل معیارهای پذیرش برای دیوار

Wall	5-Story	DCR	10-Story	DCR
P(ton)	136	0.36	350	0.93
P_c (ton)	375		375	
M(t.m)	390	0.31	672	0.40
M_c (t.m)	1260		1660	
γ (rad)	0.0003	0.07	0.0008	0.20
γ_c (rad)	0.004		0.004	

Table 4. Acceptance criteria control for the wall

جدول ۵. کنترل معیارهای پذیرش برای تیر رابط

Beam	5-Story	DCR	10-Story	DCR
P(ton)	1.8	0.03	6	0.11
P_c (ton)	52.5		52.5	
M(t.m)	9.24	0.37	24.5	0.65
M_c (t.m)	25		38	
γ (rad)	0.0011	0.27	0.00125	0.31
γ_c (rad)	0.004		0.004	

Table 5. Acceptance criteria control for the coupling beam

جدول ۶. گریز بام متناظر با زلزله طرح و گریز بام، زمانی که اولین دیوارها و تیرهای رابط به سطوح عملکردی می‌رسند (%).

Roof Drift

	Performance Level	5-Story	10-Story
Beam	IO	0.172	0.268
	LS	0.260	0.344
	CP	0.320	0.392
Wall	IO	0.310	0.520
	LS	0.400	0.780
	CP	0.446	0.860
	Target Drift »»»	0.0445	0.120

Table 6. The roof drift corresponding to the design earthquake and roof drift, when the first wall and coupling beams attained the performance levels (%)

شکل ۱۲. منحنی ظرفیت سازه ۵ طبقه

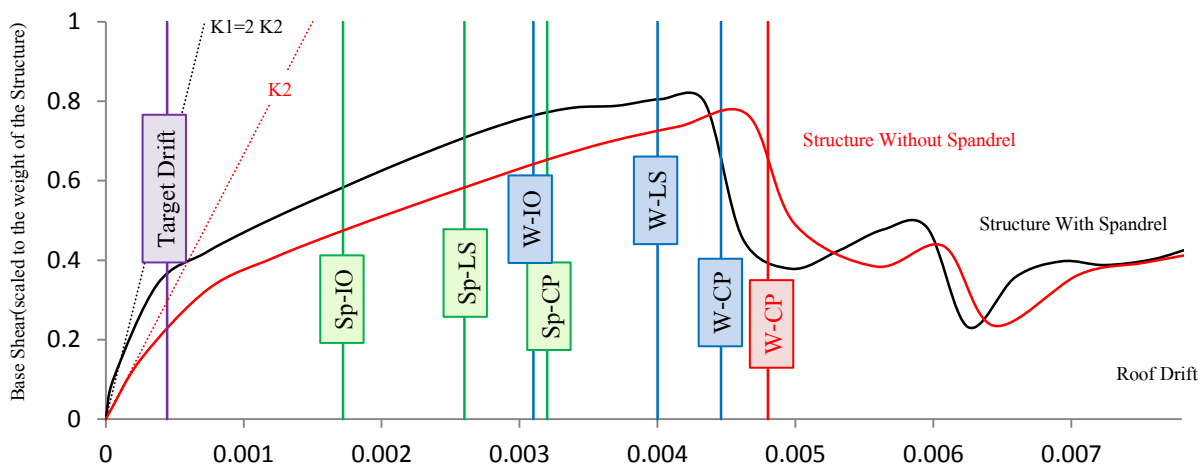


Fig. 12. The capacity curve of 5-story structure

شکل ۱۳. منحنی ظرفیت سازه ۱۰ طبقه

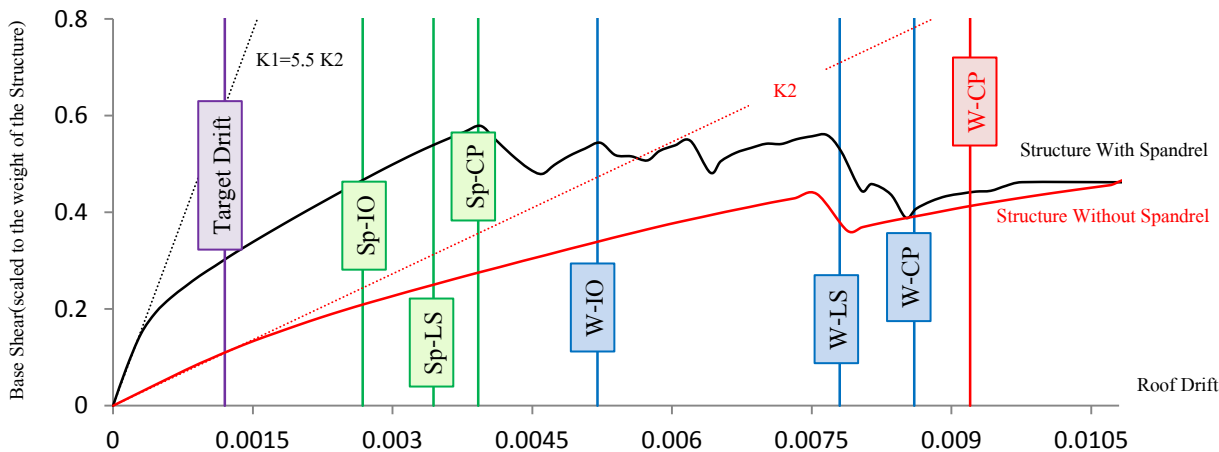


Fig. 13. The capacity curve of 10-story structure

شکل ۱۴. مقایسه منحنی ظرفیت سازه‌های مورد مطالعه

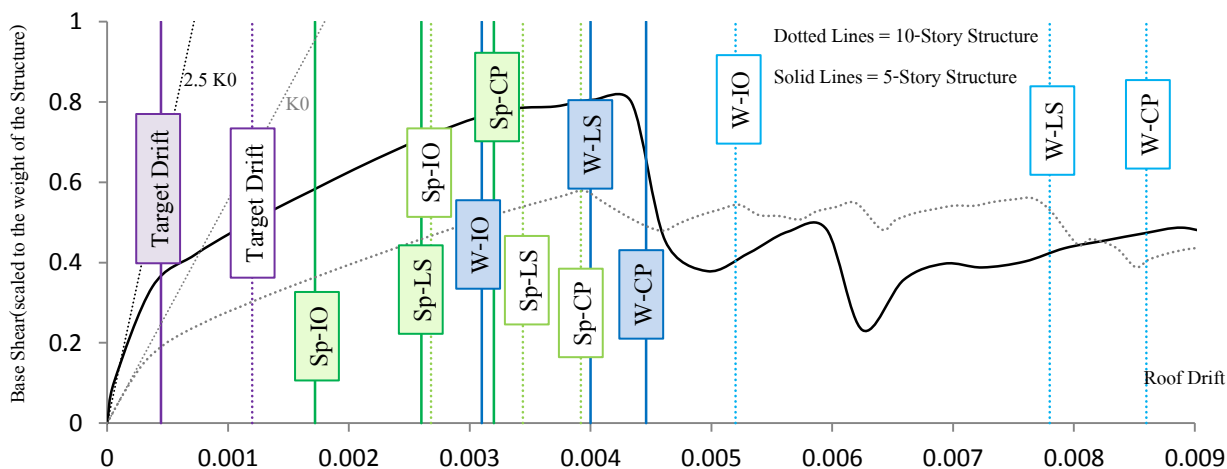


Fig. 14. The capacity curve of case study structures

قسمت‌های پیرامونی سازه را تشدید نموده پس خرابی از قسمت‌های محیطی آغاز می‌شود.

- پاسخ پیچشی، با افزایش ارتفاع سازه افزایش یافته و در هر مدل، از پایین به بالا بر میزان چرخش دیافراگم افزوده می‌شود.
- در طبقات انتهایی هر مدل، مرکز جرم نسبت به لبه‌های چپ و راست دیافراگم، گریز کمتری را تجربه می‌کند، بر این اساس به نظر می‌رسد که برای ضوابط تغییرمکانی، مرکز جرم بام نقطه کنترل مناسبی نبوده و استفاده از شاخص خرابی (DM) گریز طبقه برای این گونه از سازه‌ها مطلوب نیست.

References

۶- مراجع

- [۱] میرقادری، سید رسول؛ سروقد مقدم، عبدالرضا؛ یوسف پور، حسین؛ پهلوان، حسین؛ "ارزیابی رفتار لرزه‌ای غیرخطی ساختمان‌های بتنی ساخته شده با کاربرد قالب‌تولنی؛" اولین کنفرانس بین‌المللی تکنولوژی بتن؛ ایران؛ تبریز؛ ۶ و ۷ نوامبر ۲۰۰۹.

[2] Balkaya C; Kalkan E; "Seismic Vulnerability, Behavior and Design of Tunnel Form Building Structures"; Engineering Structures 26; PP 2081-2099; 2004.

[3] Lee L; Chang K and Chun Y; "Experimental Formula for the Fundamental Period of RC Building with Shear Wall Dominant Systems"; Structural Design of Tall Buildings; PP 295-307 ; 2000.

[4] Balkaya C; Kalkan E; "Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures"; Earthquake Engineering and structural dynamics; PP 985-998; 2003.

[5] Balkaya C; Kalkan E; "Relevance of R-Factor and Fundamental Period for Seismic Design of Tunnel-Form Building"; 13th World Conference on Earthquake Engineering; Vancouver Canada ; 2004.

[6] Balkaya C; Kalkan E; "Seismic Design Parameters for Shear-Wall Dominant Building Structures"; The 14th national congress on Earthquake Engineering ; mexico; 2003.

[7] Yuksel S.B ; Kalkan E; "Behavior of Tunnel form Buildings under quasi-static cyclic lateral loading"; Structural Engineering and Mechanics Vol.27; No.1; PP 99-115; 2007.

[8] Kalkan E; Yuksel S.B; " Pros and Cons of Multi Story RC Tunnel-Form (Box-Type) Buildings"; The Structural Design of Tall and Special Buildings; 17(3); PP 601-617; 2007.

[9] Tavafoghi A; Eshghi S; "Seismic Behaviour of Tunnel Form Concrete Building Structures"; The 14th

شکل‌های (۱۲ و ۱۳) به خوبی نشان دهنده نزدیکی منحنی‌های ظرفیت سازه، در دو حالت بدون حضور تیرهای رابط و با حضور آنها، بعد از رسیدن تعداد کثیری از تیرهای رابط بین دیوارهای سازه به سطح عملکردی آستانه خرابی بر اساس معیار خرابی قطعات دیوار است. 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 درستی مدل‌سازی است. با مقایسه منحنی ظرفیت سازه‌های مطالعه شده در شکل (۱۴)، مشخص می‌شود که سختی جانبی ارتجاعی در سازه کوتاهتر بیشتر است و در مقابل، گریز بام متناظر به یک سطح عملکردی ثابت، در سازه بلندتر به مراتب بیشتر است. این مورد را می‌توان به رفتار برشی سازه کوتاه‌تر و رفتار غشائی و خمشی سازه بلندتر نسبت داد.

۵- نتیجه‌گیری

در محدوده مدل‌های بررسی شده، نتایج بیانگر عملکرد لرزه‌ای قابل قبول سیستم قالب‌تولنی تحت پیچش‌های ناشی از وجود نامنظمی در پلان است. بدین ترتیب، بند پنجم از گزارش ارائه شده از سوی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ایران که بر منظم بودن سازه‌های قالب‌تولنی در پلان تاکید می‌کند، حداقل برای سازه‌های مورد مطالعه، سختگیرانه و محتاطانه به نظر می‌رسد.

ضمن تحلیل‌ها مشخص شد:

- در زلزله طرح، کلیه المان‌های سازه در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار دارند.
- تیرهای رابط بین دیوارها فیوزهای خرابی در سازه‌اند و با افزایش ارتفاع سازه، تاثیر این المان‌ها بر سختی و سطح مقاومت سازه افزایش می‌یابد.
- گریز بام متناظر به یک سطح عملکردی ثابت، در سازه بلندتر به مراتب بیشتر است. در واقع با افزایش ارتفاع، ماهیت رفتار سازه از حالت برشی دور شده و به حالت غشائی و خمشی نزدیک می‌شود.
- پیچش ناشی از وجود نامنظمی در پلان، تغییرمکان

- [14] Computers and Structures Inc. (CSI); Structural and Earthquake Engineering Software; ETABS; Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear Version 9.5.0; Berkeley; CA; USA ; 2008.
- [15] Paulay T; Binney JR; "Diagonally reinforced coupling beams of shear-walls"; Shear in reinforced concrete; ACI Special Publications 42; PP 579-598, 1974.
- [16] 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.
- [17] Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau; "Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings, No. 360"; Management and Planning Organization; Iran; 2007.
- [18] ASCE; "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings"; ASCE/SEI41-06; American Society of Civil Engineers; 2007.
- World Conference on Earthquake Engineering; 12-17 October; 2008; Beijing; China.
- [۱۰] فناوری‌های تایید شده در راستای جزء ۲-۶، بند "د" تبصره ۶؛ گامی در صنعتی‌سازی ساختمان؛ ویرایش اول؛ انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۶، صفحات ۲۱ و ۲۲.
- [۱۱] محسنیان. وحید؛ تعیین ضریب رفتار برای سازه‌های بتنی قالب‌تونیلی؛ پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران؛ گرایش زلزله؛ دانشگاه علم و فرهنگ تهران؛ ۱۳۹۱.
- [12] Permanent Committee for Revising the Standard No. 2800; "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings"; Building and Housing Research Center; Tehran; Iran; 2005.
- [13] ACI Committee 318; "Building code requirements for structural concrete(ACI 318-08) and commentary"; American Concrete Institute; 2007.

A Study on Seismic Performance of RC Tunnel Form Building Structures With the Irregular Plan.

S.B. Beheshi Aval^{1*}, V. Mohsenian², N. Nikpour²

1- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, K.N.Toosi University of Technology.

2- M.S Earthquake Engineering, University of Science and Culture.

beheshhti@kntu.ac.ir

Abstract:

The tunnel form falls under the category of industrial construction methods which is one of the modern construction schemes to build new urban area. Due to reducing the construction time and having proper performance under the past earthquakes, this type of building construction is recognized as a suitable method used in mass production of construction projects. In recent years in many countries such as Iran may be prone to damage by strong earthquake, tunnel-form buildings is gaining increasing popularity. Despite its widespread usage and different behavior in respect to other systems, the current building design codes have not been considered these constructions as an independent structural system and usually considered as the bearing wall system. However, previous studies showed that empirical equations given in building design codes yield inappropriate estimates of dynamic parameters and result in inaccurate computation of earthquake design forces.

Due to domination of the natural torsion mode in respect to the natural transverse modes based on performing Eigen value analysis of their structural models, use of this system with an irregular plan has been declared illegal by Building and Housing Research Center (BHRC) of Iran. However, so far no information pertaining to their seismic behaviors and vulnerabilities have been reported subjected to past earthquakes. Necessitating regularity of tunnel form constructions in plan and elevation, despite superior advantages such as high-speed manufacturing process and high quality assurance, are the basic problems of using this structural system in urban zones. Therefore based on reasonable numerical results, seismic behavior and performance of structures constructed with this technique considering the effective factors on their responses (high redundancy and over-strength factors) are highly noteworthy in a seismic code development process. In this endeavor, the seismic behaviors of the two tunnel form structures of 5 and 10 stories with an irregular floor plan are studied. Moreover performance levels under the design earthquake using the response history and pushover analysis are specified. The results showed the appropriate seismic performance and high capacity and strength despite the irregularities. Both structures subjected to the design earthquake (return period of 475 years) are placed in the Immediate Occupancy performance level. It seems that the provision No. 5 of the regulations issued by the BHRC pertaining to tunnel form building design and construction that stipulate regularity requirement of the tunnel form plan, at least, are strict and scrupulous for the studied structures. A couple of results may be drawn as follow:

- i. Within the results of the analysis of models in this study, the results indicate acceptable seismic performance and quality of system in spite of inherent initial weak torsional resistance and simultaneously induced torsional response caused by plan irregularity.
- ii. The spandrel beams act as the structural fuses. Increasing construction height causes that the impact of these elements on its lateral strength are increased.
- iii. Torsion induced by plan irregularity intensifies displacement of structure peripheral and thus failure begins from these parts of the construction.
- iv. At roof level of each model, the mass center with respect to the left and right edges of the diaphragm, experience less drift. Under this circumstance, it seems that the maximum displacement of mass center as target point is not suitable for a damage measure of these types of structures.

Keywords: RC tunnel form system, plan irregularity, seismic performance levels, design code.