

یادداشت پژوهشی

چگونگی وابستگی ظرفیت فروریزی سازه قاب خمشی بتنی به حداکثر بزرگای زلزله در منطقه

پویا امیرچوپانی (نویسنده مسئول)

دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، مؤسسه آموزش عالی

علاءالدوله سمنانی گرمسار، سمنان، ایران

amirchoupani.iau.ac@hotmail.com

احمد نیکنام

استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران،

ایران

افشین حسینی

دکتری زلزله، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

چکیده

یکی از مواردی که ایمنی سازه قاب خمشی بتنی را مخدوش می‌نماید، رخداد لرزه‌های نادر در طبیعت است. زلزله بم در سال ۲۰۰۳ میلادی نمونه‌ای از این گونه رخدادها بوده که منجر به وارد شدن خسارات زیاد به سازه‌های نوساز گردید. در این مقاله ظرفیت فروریزی سازه‌ها، با استناد به مجموعه شتاب‌نگاشت‌های استاندارد آیین‌نامه FEMA P695 و وابستگی سازه به بزرگ‌ترین زلزله منطقه‌ای (MCE)، مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای تعیین ظرفیت فروریزی سازه، لزوم وجود یک روش جامع و کامل که توانایی بیان رفتار لرزه‌ای سازه‌ها را داشته باشد به چشم می‌خورد. در این مقاله از تحلیل بار افزاینده دینامیکی غیرخطی (IDA) به منظور بیان رفتار لرزه‌ای سازه‌ها استفاده شده است. هدف از این مقاله، بررسی ایمنی سازه‌ها، تحت اثر رخدادهای نادر طبیعت با استفاده از روش بار افزاینده دینامیکی غیرخطی می‌باشد.

واژگان کلیدی: بار افزاینده دینامیکی، ظرفیت فروریزی، بزرگ‌ترین زلزله منطقه، ایمنی، سازه بتنی.

۱- مقدمه

که در کشور عزیزمان ایران به وقوع پیوست اشاره کرد که به بسیاری از سازه‌های نوساخته خسارات جدی وارد شد. به‌منظور بیان ظرفیت فروریزی سازه و نقطه عملکرد مناسب آن، به کارگیری یک روش جامع و کامل جهت بیان رفتار سازه‌ها الزامی می‌باشد. روش بار افزاینده دینامیکی (IDA)، یک روش تحلیلی قوی و با دقت مناسب است که رفتار سازه را از ناحیه الاستیک تا حد فروریزی بیان می‌کند [۲]. به‌جهت بیان رفتار واقعی تر، سازه به‌صورت غیرخطی مدل‌سازی می‌شود [۳]. آیین‌نامه FEMA P695 به‌منظور ارزیابی ظرفیت فروریزی سازه‌ها، ضریبی تحت عنوان ضریب حاشیه فروریزش اصلاح شده تعریف نموده است [۳]. چنانچه ضریب حاشیه فروریزش اصلاح شده برای هر تک سازه بیش از ضریب حاشیه فروریزش ۲۰ درصد باشد و همچنین ضریب حاشیه فروریزش میانگین برای گروه سازه‌های طراحی شده بیشتر از ضریب حاشیه فروریزش ۱۰ درصد باشد، سازه دارای حاشیه ایمنی قابل قبول می‌باشد. سازه‌هایی که شرایط طرح را ارضا نمایند، از ایمنی کافی تحت

علم مهندسی سازه و زلزله از دیرباز تا به امروز دارای پیشرفت‌های بسیار چشمگیری بوده است که به‌موجب آن شاخه‌های متفاوتی شروع به رشد و نمو نموده است [۱]. طراحی سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد، یکی از شاخه‌های علم سازه و زلزله به شمار می‌رود که در بسیاری از آیین‌نامه‌های معتبر دنیا به آن پرداخته شده است [۱]. بر اساس این نظریه، سازه می‌بایست در یک سطح عملکردی مناسب (با توجه به در نظر گرفتن اهمیت سازه و شرایط اقتصادی طرح) تحت اثر زلزله‌های نادر در طبیعت که ممکن است سازه‌ی مورد نظر در طول عمر مفید خود تجربه کند، طراحی شود [۱]. سازه‌هایی که بر اساس سطح عملکرد فروریزشی طرح می‌شوند می‌بایست با احتمال فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال، با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، تحت لرزه‌های نادر در طبیعت پایدار باقی بمانند و ایمنی جانی خود را حفظ کنند [۱]. زلزله‌هایی نظیر لوما پریتا در سال ۱۹۸۹ و نورتریج در سال ۱۹۹۴ از جمله زلزله‌های یاد شده به شمار می‌آیند [۱]. همچنین می‌توان به زلزله بم در سال ۲۰۰۳ میلادی

می‌بایست دارای رفتار یکسان باشند. با توجه به روابط (۱) الی (۳) محدوده رفتاری مورد نیاز برای مدل‌سازی را می‌توان تعیین نمود.

$$\frac{h}{b} < 1.5 \quad \text{ساختمان کوتاه} \quad (۱)$$

$$1.5 < \frac{h}{b} < 3 \quad \text{ساختمان متوسط} \quad (۲)$$

$$3 < \frac{h}{b} \quad \text{ساختمان بلند} \quad (۳)$$

۴- مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها

در این مقاله از مجموعه ۲۲ رکورد استاندارد آیین‌نامه FEMA P695 استفاده شده است که شرح آن در جدول (۱) قابل مشاهده است [۳]. هر یک از رکوردها دارای دو مؤلفه افقی و یک مؤلفه قائم هستند که در تحلیل سازه‌ها تنها از مؤلفه‌های افقی آنها استفاده می‌شود [۳]. تمامی رکوردهای نشان داده شده می‌بایست دارای حداقل بیشینه شتاب $0.2g$ و حداقل بیشینه سرعت ۱۵ متر بر ثانیه باشند [۳]. ۲۲ رکورد نشان داده شده در جدول (۱) شامل رکوردهای حوزه دور از گسل می‌باشند.

۵- تحلیل مقدار ویژه

به منظور تعیین ظرفیت فروریزی سازه‌ها، به سه تحلیل شامل: تحلیل مقدار ویژه، تحلیل دینامیکی غیرخطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی نیاز است. اولین تحلیل، تحلیل مقدار ویژه است که به منظور تعیین پیوند اصلی سازه‌ها از آن استفاده می‌شود. پیوند اصلی سازه‌ها بر اساس مود اول سازه و میرایی ۵ درصد با توجه به ضریب ترک خوردگی 0.3 برابر ممان اینرسی کل مقطع برای تیرها و 0.7 برای ستون‌ها تعیین شده است. پیوند اصلی برای دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه بتنی مدل‌سازی شده در این تحقیق، به ترتیب برابر با 0.518 و $1/44$ ثانیه می‌باشد.

۶- تحلیل دینامیکی غیرخطی

به منظور بیان رفتار لرزه‌ای سازه‌ها نیاز به یک روش قوی و منسجم احساس می‌شود. روش بار افزایشنده دینامیکی غیرخطی، روشی مناسب به منظور بیان رفتار سازه از ناحیه الاستیک تا حد

اثر زلزله‌های نادر در طبیعت برخوردار خواهند بود. اگرچه به علت غیر قابل پیش‌بینی بودن زلزله، چالش تأمین ایمنی سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های نادر پابرجا می‌ماند. هدف از این تحقیق بیان یک روش کاربردی به منظور طراحی سازه‌هایی ایمن، تحت اثر رخداد‌های نادر در طبیعت است.

۲- مدل‌سازی

سازه‌های مدل‌سازی شده در این تحقیق، بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های ASCE/SEI 7-05 و ACI318-05 طراحی شده است. المان‌های سازه می‌بایست می‌تواند رفتار غیرخطی باشند. به این منظور، برای سازه قاب خمشی بتن آرمه از مدل رفتاری مندر استفاده شده است [۴]. این مدل بیانگر رفتار بتن غیر خطی محصور می‌باشد [۵]. به منظور مدل‌سازی رفتار غیر خطی فولاد، از مدل منگاتو-پینتو [۶] استفاده شده است. لازم به ذکر است که در طراحی مدل‌ها اثرات پی-دلتا برای طراحی سازه‌ها در نظر گرفته شده است. در این بررسی از یک سازه بتن آرمه ۵ طبقه و یک سازه بتنی ۱۰ طبقه استفاده شده است که مدل‌سازی هر دو سازه به صورت سه بعدی صورت گرفته است. خصوصیات مصالح مصرفی در هر دو سازه به صورت یکسان بوده و مقاومت فشاری بتن 280 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع، ضریب پواسون 0.2 ، مدول الاستیسیته سازه 252700 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و میلگردهای طولی و عرضی از نوع میلگرد (AIII) با تنش تسلیم 4000 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، به منظور تحلیل سازه، از نرم‌افزار سیستم‌استراکت استفاده شده است.

۳- تعیین رفتار سازه

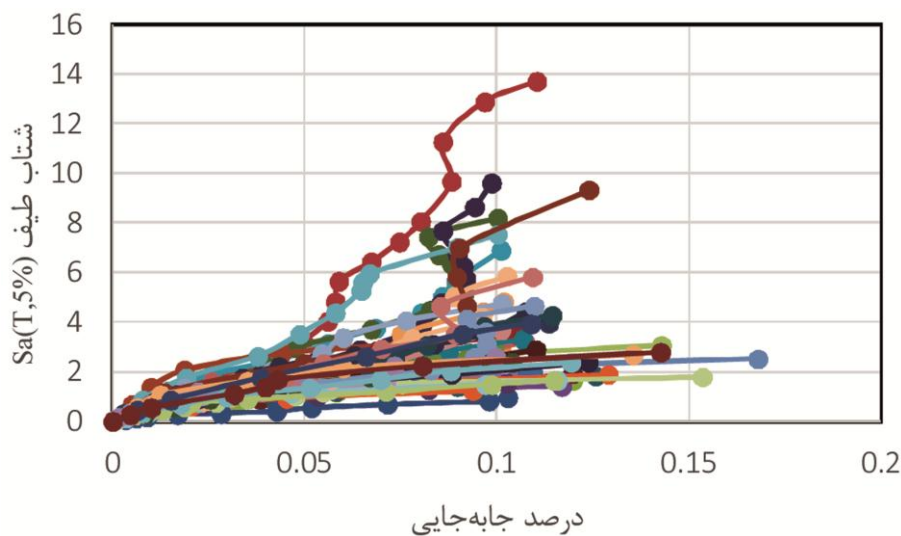
با توجه به نسبت ارتفاع به عرض ساختمان‌ها، رفتار سازه به صورت ساختمان کوتاه، متوسط و بلند خواهد بود؛ بنابراین باید سعی شود هر نوع رفتاری که انتخاب می‌شود، نسبت ارتفاع به عرض سازه‌های مورد بررسی در آن محدوده قرار گیرد. تعیین نسبت ارتفاع به عرض سازه به منظور بررسی ضریب حاشیه فروریزش اصلاح شده‌ی گروه سازه‌ها می‌باشد که همگی

جدول (۱): مشخصات مجموعه شتاب‌نگاشت‌های استاندارد [۳]

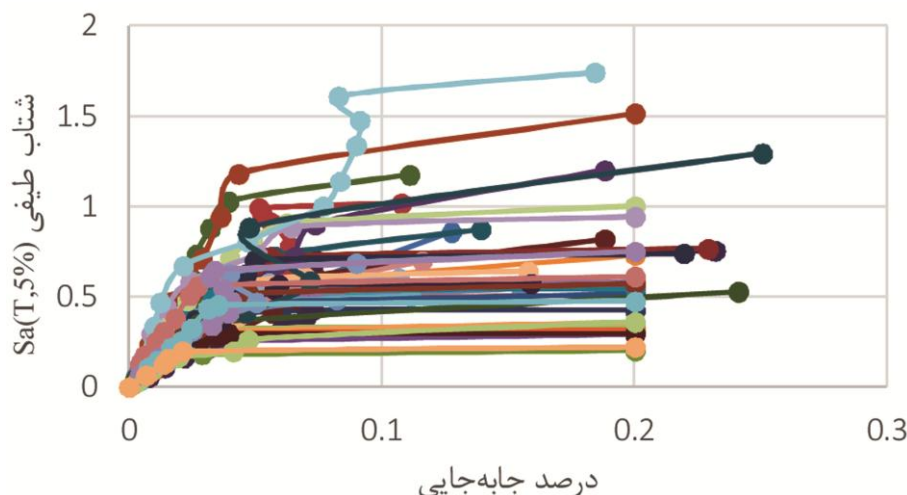
شماره زلزله	زلزله			محل ثبت زلزله	
	نام زلزله	سال وقوع	بزرگا	مؤسسه ثبت زلزله	نام
۱	نورثریج	۱۹۹۴	۶/۷	USC	Beverly Hills - Mulhol
۲	نورثریج	۱۹۹۴	۶/۷	USC	Canyon Country-WLC
۳	دوزسه، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۱	ERD	Bolu
۴	هکتور	۱۹۹۹	۷/۱	SCSN	Hector
۵	امپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵	UNAMUCSD	Delta
۶	امپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵	USGS	El Centro Array #11
۷	کوبه، ژاپن	۱۹۹۵	۶/۹	CUE	Nishi-Akashi
۸	کوبه، ژاپن	۱۹۹۵	۶/۹	CUE	Shin-Osaka
۹	کوکائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۵	ERD	Duzce
۱۰	کوکائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۶	KOERI	Arcelik
۱۱	لندرز	۱۹۹۲	۷/۳	CDMG	Yermo Fire Station
۱۲	لندرز	۱۹۹۲	۷/۳	SCE	Coolwater
۱۳	لوما پریتا	۱۹۸۹	۶/۹	CDMG	Capitola
۱۴	لوما پریتا	۱۹۸۹	۷/۹	CDMG	Gilroy Array #3
۱۵	منجیل، ایران	۱۹۹۰	۷/۴	BHRC	Abbar
۱۶	سوپر استیشن هیل	۱۹۸۷	۶/۵	CDMG	El Centro Imp. Co.
۱۷	سوپر استیشن هیل	۱۹۸۷	۶/۵	USGS	Poe Road (temp)
۱۸	کاپه مندوسینو	۱۹۹۲	۷	CDMG	Rio Dell Overpass
۱۹	چی چی، تایوان	۱۹۹۹	۷/۶	CWB	CHY101
۲۰	چی چی، تایوان	۱۹۹۹	۷/۶	CWB	TCU045
۲۱	سان فرناندو	۱۹۷۱	۶/۶	CDMG	LA - Hollywood Stor
۲۲	فریولی، ایتالیا	۱۹۷۶	۶/۵	----	Tolmezzo

شکل‌های بزرگ خواهد داد و به بی‌نهایت میل می‌نماید که در این حالت، به شرایط غیر همگرایی می‌رسیم [۲]. با توجه به شکل (۱) و (۲)، دو منحنی پراکنندگی مربوط به تحلیل بار افزاینده دینامیکی غیرخطی برای دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود منحنی‌های بار افزاینده دارای تغییرات رکورد به رکورد زیادی هستند که به علت تفاوت در محتوای فرکانسی رکوردها و مشخصات دینامیکی آنها می‌باشد [۲]. همان‌طور که در شکل (۱) و (۲) مشاهده می‌شود، محور قائم منحنی‌های بار افزاینده دینامیکی نشان‌دهنده‌ی شدت لرزه‌ای می‌باشد که به صورت

فروریزی می‌باشد [۲]. ایده‌ی این تحلیل اولین بار توسط برترو [۷] در سال ۱۹۹۷ بیان گردید و توسط وامواتسیکوز و کرنل در سال ۲۰۰۲ [۲، ۸] با پیشرفت چشم‌گیری مواجه شد. آنها قسمتی از منحنی بار افزاینده دینامیکی را که برابر با ۲۰ درصد شیب ناحیه الاستیک می‌باشد به عنوان حد فروریزی سازه بیان کرده‌اند [۸]. این در حالی است که علاوه بر شرط اول، سازه می‌بایست به حداقل جابه‌جایی ۱۰ درصد رسیده باشد [۸]. پس از رسیدن سازه به حد فروریزی، منحنی بار افزاینده به صورت یک خط صاف در خواهد آمد و با افزایش شدت بار لرزه‌ای، سازه تغییر



شکل (۱): منحنی بار افزایشده دینامیکی غیرخطی سازه بتنی ۵ طبقه.



شکل (۲): منحنی بار افزایشده دینامیکی غیرخطی سازه بتنی ۱۰ طبقه.

پراکنندگی تحلیل بار افزایشده به شمار می‌آید [۹]. منحنی به‌دست‌آمده از روش توزیع تجمعی احتمالاتی به‌عنوان منحنی شکنندگی شناخته می‌شود [۸]. با استفاده از منحنی شکنندگی، شتاب میانه فروریزش $Sa(T,5\%)$ تعیین می‌گردد [۳]. شتاب میانه فروریزش بر اساس میرایی ۵ درصد و پریرود اصلی سازه به‌دست می‌آید. همان‌طور که در شکل‌های (۳) و (۴) مشاهده می‌شود شتاب میانه فروریزش برای سازه بتنی ۵ طبقه برابر با ۲/۷۶۵g و برای سازه بتنی ۱۰ طبقه برابر با ۰/۵۶g مشخص شده است. شتاب میانه فروریزش، شتابی است که ۵۰ درصد از رکوردها منجر به فروریزش سازه می‌گردند [۸].

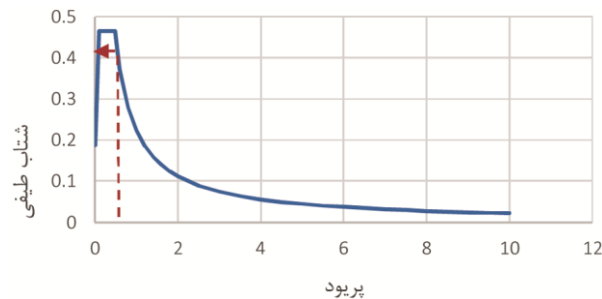
مقیاس شده بر اساس پریرود مود اول سازه نمایش داده شده است. همچنین محور افقی منحنی‌های بار افزایشده، نشان‌دهنده‌ی درصد جابه‌جایی سازه و یا خسارت لرزه‌ای سازه می‌باشد [۲]. شتاب طیفی بر اساس پریرود اصلی سازه و میرایی ۵ درصد، بهترین گزینه جهت استفاده در منحنی‌های پراکنندگی بار افزایشده می‌باشد [۲].

۲- خلاصه کردن نتایج تحلیل بار افزایشده دینامیکی

با توجه به وجود تغییرات رکورد به رکورد زیادی که در منحنی‌های پراکنندگی بار افزایشده وجود دارد، روش توزیع تجمعی احتمالاتی روشی مناسب به‌منظور خلاصه کردن منحنی‌های

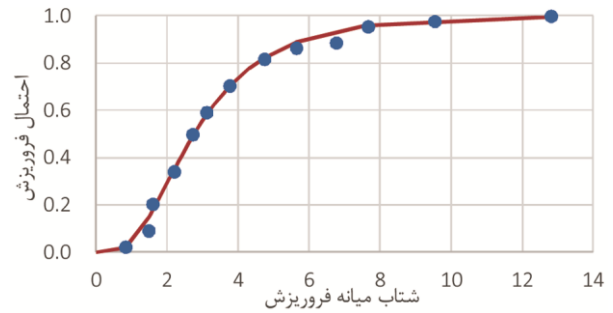
$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (4)$$

در رابطه (۴)، S_{CT} شتاب میانه فروریزش و S_{MT} شتاب طیفی مربوط به بزرگ ترین زلزله منطقه ای می باشد [۳]. طیف بزرگ ترین زلزله منطقه ای (MCE)، $1/5$ برابر طیف طرح استاندارد مطابق با آیین نامه ASCE7-05 تعیین می شود [۱۰]. شکل (۵) طیف بزرگ ترین زلزله منطقه ای برای سازه بتنی ۵ طبقه را نشان می دهد که با توجه به پیوند اصلی سازه برابر با $0.43g$ تعیین شده است. طبق بررسی صورت گرفته شتاب طیف منطقه ای برای سازه بتنی ۱۰ طبقه برابر با $0.61g$ تعیین شده است.

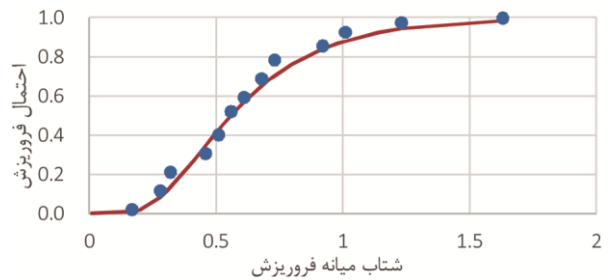


شکل (۵): شتاب طیفی بزرگ ترین زلزله منطقه ای (MCE) مربوط به سازه ۵ طبقه بتنی.

در شکل های (۶) و (۷) ضریب حاشیه فروریزش برای دو



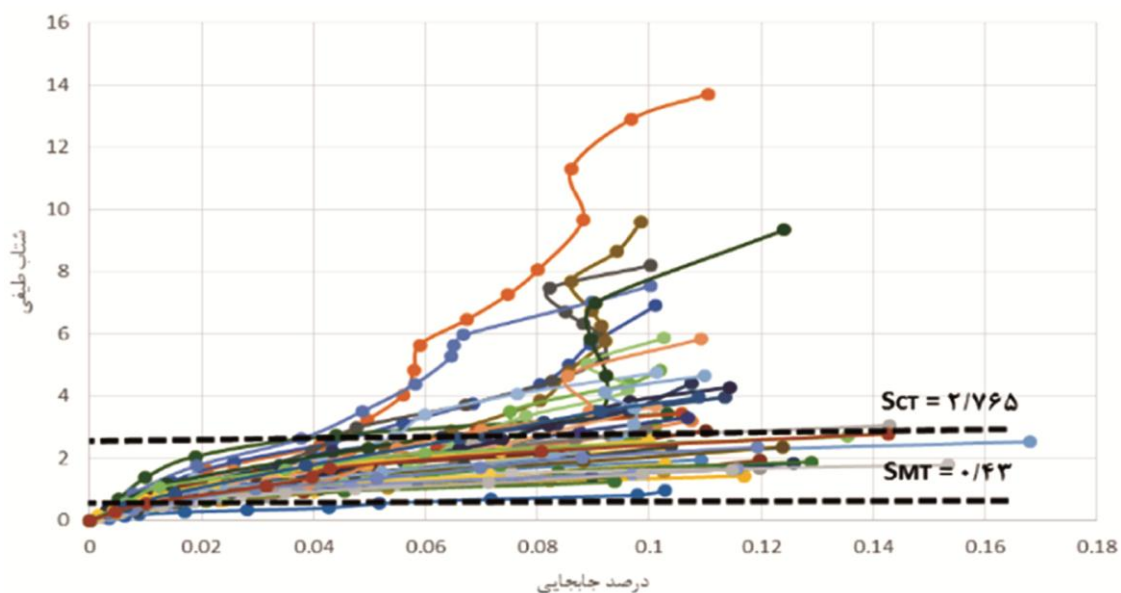
شکل (۳): منحنی شکنندگی سازه بتنی ۵ طبقه.



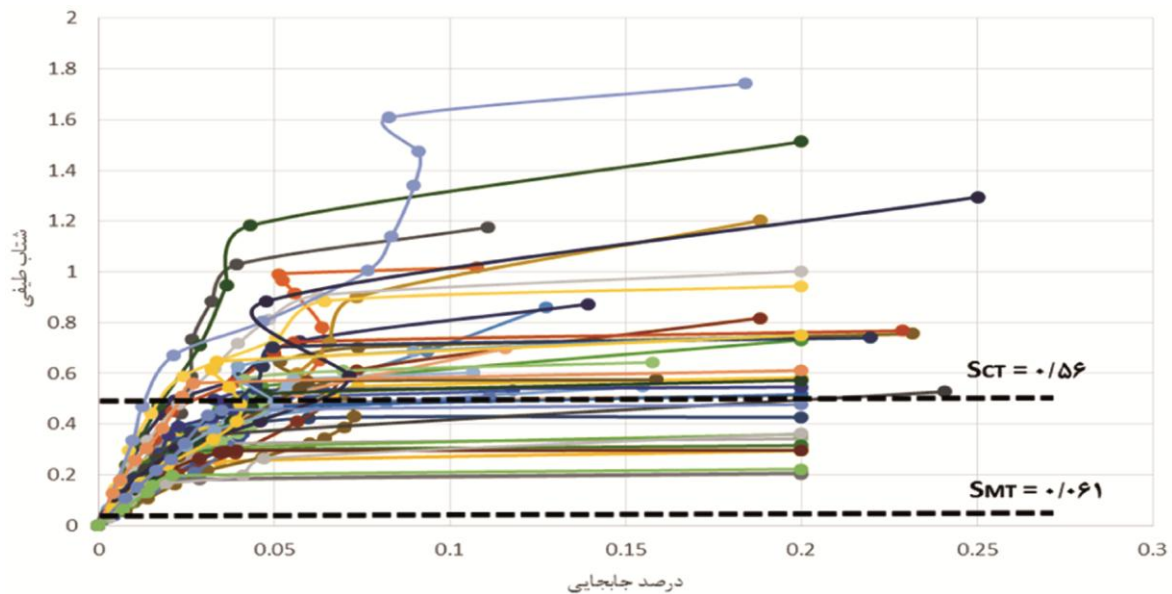
شکل (۴): منحنی شکنندگی سازه بتنی ۱۰ طبقه.

۸- ضریب حاشیه فروریزش

ضریب حاشیه فروریزش یکی از مهم ترین پارامترهایی است که در تعیین ظرفیت فروریزی سازه از آن استفاده می شود. با استفاده از رابطه (۴) می توان ضریب حاشیه فروریزش را محاسبه نمود:



شکل (۶): ضریب حاشیه فروریزش سازه بتنی ۵ طبقه.



شکل (۷): ضریب حاشیه فروریزش سازه بتنی ۱۰ طبقه.

رکوردها، شکل طیف آنها تأثیر بسزایی در پاسخ‌های سازه‌ای دارد، به‌خصوص برای رکوردهایی که دارای سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال هستند، شکل طیف خطر یکنواخت کاملاً متفاوت است از طیف پاسخ میانگین برای رکوردهای حقیقی که دارای دامنه نوسان بالا در یک پرود مشخص هستند [۳، ۱۲]. در شکل (۸)، طیف شتاب زلزله لوما پرتا نشان داده شده است که دارای یک طیف منحصر به فرد، با سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال می‌باشد که در پرود ۱ ثانیه دارای شتاب طیفی $0.9g$ است [۱۲]. علاوه بر این، در شکل (۸) طیف میانگین مورد انتظار بور (۱۹۹۷) نمایش داده شده است [۱۲-۱۳]. همان‌طور که مشاهده می‌شود، این شتاب‌نگاشت شکل متفاوتی نسبت به طیف میانگین پیش‌بینی شده دارد [۱۲]. شدت در پرود ۱ ثانیه، حدود $0.9g$ می‌باشد که این مقدار بیشتر از شتاب میانگین پیش‌بینی شده برآورد شده است [۱۲]. در پرود یک ثانیه، مقدار انحراف معیار طیف به اندازه $1/9$ بالاتر از انحراف معیار طیف میانگین بر اساس سطح خطر در نظر گرفته شده می‌باشد [۱۲]. این مقدار، به‌عنوان شاخص اپسیلون شناخته می‌شود. اپسیلون بر اساس تعداد انحراف معیارهای لگاریتمی بین مقادیر طیف شتاب‌نگاشت استفاده شده و شتاب میانگین پیش‌بینی شده بر اساس سطح خطر مورد نظر تعیین می‌شود [۱۲].

سازه ۵ و ۱۰ طبقه تعیین شده است که به ترتیب برابر با $6/43$ و $9/18$ به دست آمده است.

۹- ضریب حاشیه فروریزش اصلاح شده

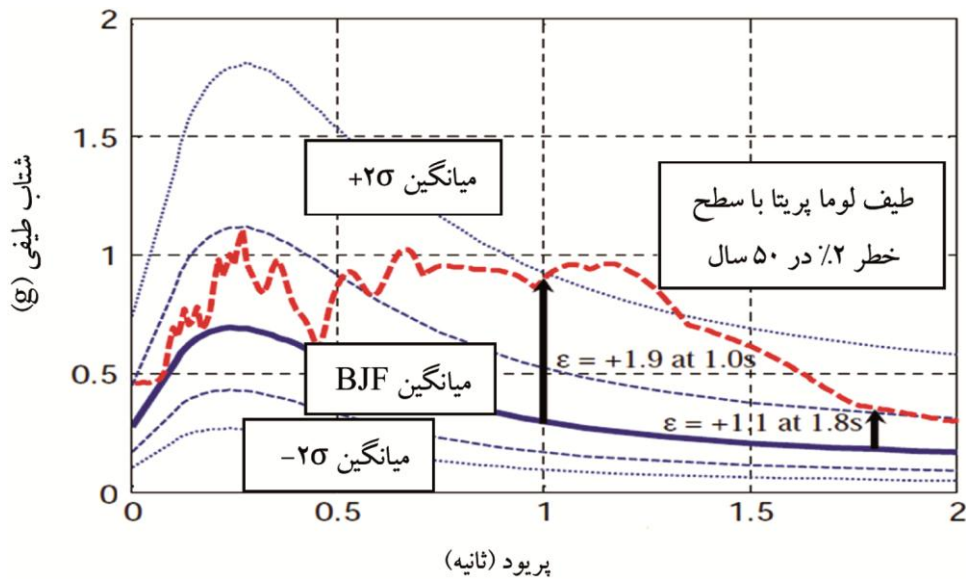
ضریب حاشیه فروریزش اصلاح شده اصلی‌ترین پارامتری است که به منظور تعیین ظرفیت فروریزی سازه‌ها استفاده می‌شود. ضریب حاشیه فروریزش اصلاح شده با توجه به رابطه (۵) محاسبه می‌شود:

$$ACMR = CMR * SSF \quad (5)$$

در رابطه (۵)، SSF ضریب شکل طیف است [۳]. مطابق با ضوابط ارائه شده توسط آیین‌نامه FEMA P695، ضریب حاشیه فروریزش اصلاح شده برای تک سازه می‌بایست بیشتر از ضریب حاشیه فروریزش ۲۰ درصد باشد [۳]. همچنین ضریب حاشیه فروریزش اصلاح شده میانگین برای مجموعه سازه‌ها می‌بایست بیش از ۱۰ درصد باشد [۳].

۱۰- ضریب شکل طیف

تحقیقات بیکر و کرنل [۱۱] نشان می‌دهد که علاوه بر شدت



شکل (۸): مقایسه طیف شتاب زلزله لوما پریتا با طیف پاسخ میانگین مورد انتظار بور و همکاران [۱۳].

توجه به منطقه، پریود سازه و سطح خطر مورد نظر معلوم می‌گردد [۳]. ضریب β_1 با توجه به رابطه (۷) قابل محاسبه می‌باشد:

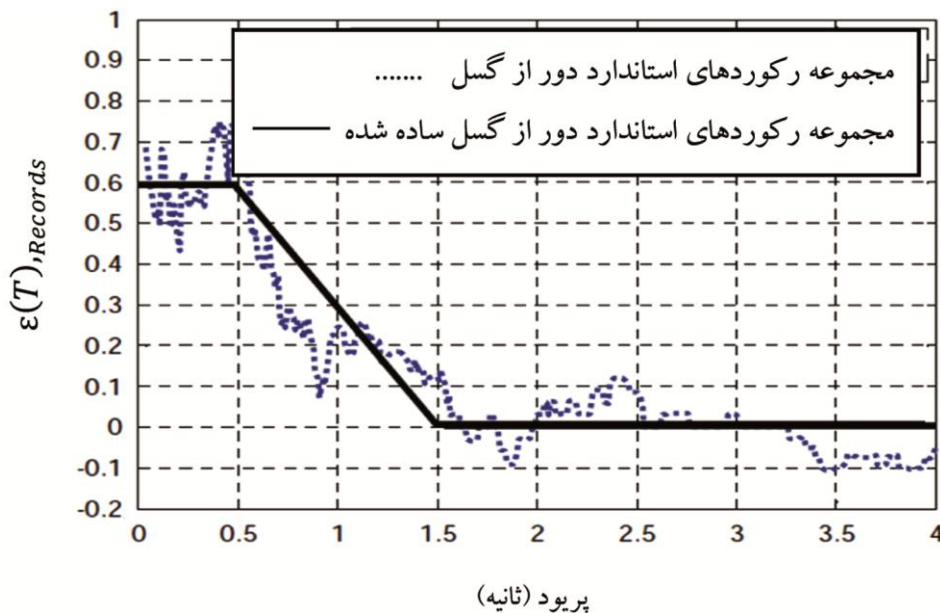
$$\hat{\beta}_1 = (0.14)(\mu_T - 1)^{0.42} \quad (7)$$

در رابطه (۹)، μ_T نشان‌دهنده‌ی ضریب شکل‌پذیری سازه می‌باشد [۳].

به منظور تعیین ضریب شکل طیف، از روابط (۶) و (۷) می‌توان استفاده نمود:

$$SSF = \exp[(\beta_1(\bar{\epsilon}_0(T) - \bar{\epsilon}(T)))] \quad (6)$$

در رابطه (۶)، $\bar{\epsilon}(T)$ ضریب اپسیلون مربوط به مجموعه رکوردهای استاندارد آیین‌نامه می‌باشد که با توجه به شکل (۹) تعیین می‌گردد [۳]. $\bar{\epsilon}_0(T)$ ضریب اپسیلون هدف می‌باشد که با



شکل (۹): تعیین ضریب اپسیلون برای مجموعه رکوردهای استاندارد دور از گسل [۳].

۱۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این مقاله هدف از تحلیل استاتیکی غیرخطی، تعیین ضریب شکل پذیری سازه می‌باشد. ضریب شکل پذیری از جمله پارامترهایی است که در تعیین ضریب شکل طیف نقش دارد. به منظور تعیین ضریب شکل پذیری سازه از رابطه (۸) می‌توان استفاده نمود:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{u,eff}} \quad (8)$$

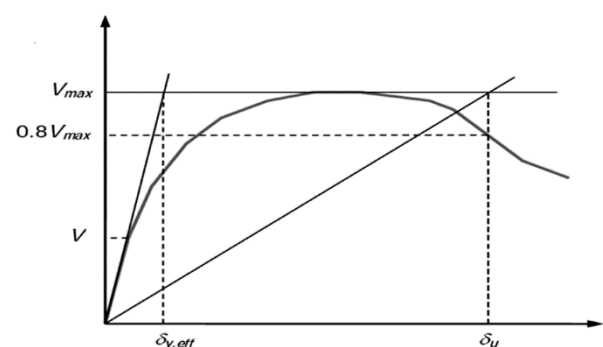
در رابطه (۸) δ_u جابه‌جایی نهایی سازه و $\delta_{u,eff}$ جابه‌جایی مؤثر سازه می‌باشد [۳]. چگونگی تعیین مقادیر δ_u و $\delta_{u,eff}$ در شکل (۱۰) قابل مشاهده است [۳]. مقدار $\delta_{u,eff}$ را می‌توان با توجه به رابطه (۹) محاسبه نمود [۳]:

$$\delta_{u,eff} = C_0 \frac{V_{MAX}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T_1))^2 \quad (9)$$

در رابطه (۹) V_{MAX} حداکثر برش پایه، W وزن سازه، T پریود تجربی سازه و T_1 پریود اصلی سازه می‌باشد [۳]. ضریب C_0 با توجه به رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^n m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^n m_x \phi_{1,x}^2} \quad (10)$$

در رابطه (۱۰) $\phi_{1,r}$ مود اول طبقه بام، m_x جرم سازه در طبقه λ_m و $\phi_{1,x}$ مود اول سازه در طبقه λ_m می‌باشد [۳].



شکل (۱۰): تحلیل استاتیکی غیر خطی [۳].

در جدول (۲) نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی و همچنین ضریب شکل طیف بر اساس بررسی‌های صورت گرفته بر روی دو سازه بتنی ۵ و ۱۰ طبقه نشان داده شده است.

جدول (۲): نتایج تحلیل بار افزون برای سازه ۵ و ۱۰ طبقه بتنی.

سازه بتنی ۵ طبقه		سازه بتنی ۱۰ طبقه	
δ_u	۰/۰۴۶	δ_u	۰/۱۶۸
$\delta_{u,eff}$	۰/۲۰۸	$\delta_{u,eff}$	۰/۳۸۶
μ_T	۴/۵۲	μ_T	۲/۲۹
ssf	۱/۲۳	ssf	۱/۲۵

۱۲- تعیین ضریب تغییرات

عوامل زیادی هستند که بر روی ظرفیت فروریزی سازه تأثیرگذار هستند. عوامل ناخواسته‌ای که بر روی ظرفیت فروریزی سازه‌ها تأثیرگذار می‌باشند عبارتند از: (۱) وجود تغییرات رکورد به رکورد، (۲) تأثیر حداقل‌های طراحی، (۳) تأثیر داده‌های به دست آمده از مشاهدات تجربی، و (۴) تأثیرات مدل‌سازی.

به منظور تعیین ضریب تغییرات کلی (β_{TOT}) از رابطه (۱۱) استفاده می‌شود [۳]:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (11)$$

با توجه به رابطه‌ی (۱۱) پارامترهای β_{DR} ، β_{RDR} ، β_{TD} و β_{MDL} به ترتیب نشان‌دهنده‌ی ضریب تغییرات رکورد به رکورد، تأثیر حداقل‌های طراحی آیین‌نامه، تأثیر داده‌های به دست آمده از مشاهدات تجربی و تأثیر مدل‌سازی بر ظرفیت فروریزی سازه می‌باشند [۳]. ضریب تغییرات به دست آمده از این بخش در منحنی‌های شکل‌های (۳) و (۴) که مربوط به ضریب حاشیه فروریزش اصلاح‌شده‌ی دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه می‌باشند اعمال می‌شود. ضریب تغییرات به دست آمده برای دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه بتنی در جدول (۳) و (۴) قابل مشاهده است.

جدول (۳): ضریب تغییرات سازه بتنی ۵ طبقه.

ضریب تغییرات β			
β_{RTR}	۰/۴	β_{TD}	۰/۲
β_{DR}	۰/۳۵	β_{MDL}	۰/۲
β_{TOT}		۰/۶۰۲	

قابل قبول ۲۰ درصد می‌باشد و گروه سازه‌ها با توجه به اینکه همگی دارای رفتار ساختمان متوسط با توجه به بخش (۳) هستند، ضریب حاشیه فروریزش میانگین آنها بیش از ضریب حاشیه فروریزش مطلق ۱۰ درصد می‌باشد. سازه‌هایی که هر یک از ضوابط نشان داده شده در جدول (۵) را ارضا نکنند نیاز به افزایش مقاومت لرزه‌ای خواهند داشت و دوباره باید مورد ارزیابی قرار گیرند. گاهی اوقات در سازه‌هایی که دارای ارتفاع زیادی هستند و یا از کیفیت ساخت پایینی بهره برده‌اند، شرایط قابل قبول طرح را ارضا نمی‌کنند. در سازه‌های بلند با افزایش تعداد طبقات عواملی نظیر جابه‌جایی، اثرات پی-دلتا و بارهای ثقلی بر روی سازه افزایش می‌یابد و موجب افزایش ریسک فروریزی می‌شود [۱۴]. سازه‌هایی که شرایط نشان داده شده در این مقاله را داشته باشند دارای ایمنی قابل قبول تحت اثر رخدادهای نادر در طبیعت می‌باشند.

جدول (۴): ضریب تغییرات سازه بتنی ۱۰ طبقه.

ضریب تغییرات β			
β_{RTR}	۰/۳۲۹	β_{TD}	۰/۲
β_{DR}	۰/۳۵	β_{MDL}	۰/۲
β_{TOT}		۰/۵۵۷	

۱۳- نتیجه‌گیری

ظرفیت فروریزی دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه با توجه به مراحل و نتایج اشاره شده در این مقاله، تعیین شده است. همان‌طور که در جدول (۵) مشاهده می‌شود، ارزیابی ظرفیت فروریزی دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه بتنی با قاب خمشی در دو جهت سازه‌ای x و y نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود هر دو سازه دارای معیار قابل قبول پذیرش می‌باشند. علاوه بر این، ضریب حاشیه فروریزش مطلق هر تک‌سازه بیش از ضریب حاشیه فروریزش

جدول (۵): ارزیابی ظرفیت فروریزی سازه ۵ و ۱۰ طبقه بتنی.

سازه	$ACMR_{10\%}$	$ACMR_{20\%}$	$ACMR_i$	$\overline{ACMR}_i > ACMR_{10\%}$	$ACMR_i > ACMR_{20\%}$
سازه ۵ طبقه x	۲/۲۹	۱/۶۸	۷/۹۶	قابل قبول	قابل قبول
سازه ۵ طبقه y	۲/۱۵	۱/۶۳	۷/۷۱	قابل قبول	قابل قبول
سازه ۱۰ طبقه x	۲/۰۷	۱/۶	۱۱/۴۸	قابل قبول	قابل قبول
سازه ۱۰ طبقه y	۲/۰۷	۱/۵۹	۱۲/۵۸	قابل قبول	قابل قبول

Factors. FEMA P695, Washington, DC.

- Mander, J.B., Priestley, M.J., and Park, R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, **114**(8), 1804-1826.
- Nezhati, S., Masoumi, H., and Khaloo, A. (2014) *Evaluation of Seismic Performance of Structures with Seismostruct Software*. Motefakeran, Tehran.
- Menegotto, M. (1973) Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and

مراجع

- Vamvatsikos, D. and Cornell, C. (2002) *Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as Seen Through Incremental Dynamic Analysis*. John A. Blume Earthquake Engineering Center Rep. No. 151.
- Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), 491-514.
- Federal Emergency Management Agency (2009) *Quantification of Building Seismic Performance*

- bending. *Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*. 15-22.
7. Bertero, V. and Bresler, B. (1977) Failure criteria (limit states). *Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering*.
 8. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2004) Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra*, **20**(2), 523-553.
 9. Baker, J.W. (2015) Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, **31**(1), 579-599.
 10. American Society of Civil Engineers (1994) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Vol. 7. American Society of Civil Engineers.
 11. Baker, J.W. and Allin Cornell, C. (2006) Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **35**(9), 1077-1095.
 12. Haselton, C.B., Baker, J.W., Liel, A.B. and Deierlein, G.G. (2009) Accounting for ground-motion spectral shape characteristics in structural collapse assessment through an adjustment for epsilon. *Journal of Structural Engineering*, **137**(3), 332-344.
 13. Boore, D.M., Joyner, W.B., and Fumal, T.E. (1997) Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: a summary of recent work. *Seismological Research Letters*, **68**(1), 128-153.
 14. Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. (2005) *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.

The Dependency of Collapse Capacity of RC-MRF to Maximum Considered Earthquake

Pouya Amirchoupani^{1*}, Ahmad Niknam² and Afshin Hosseini³

1. M.Sc. Student of Structural Engineering, Civil Engineering Department, Alaodolleh Semnani University, Semnan, Iran, *Corresponding Author, e-mail: amirchoupani.iau.ac@hotmail.com
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran
3. Ph.D. Graduate, Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

One of the situations that distorts the safety of concrete moment frame structures is the rare seismic events. Bam earthquake in 2003 was one of the rare seismic events that caused damages to many newly built structures. In this paper, the capacity of structures was evaluated according to the standard record sets of FEMA P695 and maximum considered earthquake (MCE). A comprehensive method should be used to express the seismic behavior of structures for assessing the collapse capacity. Incremental dynamic analyses proposed by Vamvatsikos and Cornell in 2002. This method is used for assessing the collapse capacity of structures in this study. The proposed methodology is used for collapse assessing of an individual as well as a group of buildings with due attention to rare seismic events and incremental dynamic analyses method. Illustrative results show that, if structures provide minimum acceptable requirements of FEMA P695, they would have been secured against rare seismic events.

Development of nonlinear models for collapse stimulation is the first step of collapse assessing methodology. All of the structures have been designed according to ASCE 7-05 code, and for expressing of nonlinear behavior of materials, Mander and Menegotto-Pinto model has been considered. Selection of ground motion record sets for collapse assessment of building structures is very important. Both far-field and near-field records have been considered in FEMA P695, but in this paper, the far-field records were used. Three analyses have been considered in assessing the collapse capacity. Eigenvalue analyses, incremental dynamic analyses and static pushover analyses are required for assessing the collapse capacity. Incremental dynamic analyses is one of the suitable methods for expressing of seismic behavior of structures. The basic idea of this analysis was described by Bertero in 1997. In 2002, this method was accompanied with big progress by Vamvatsikos and Cornell. Illustrative results show where the incremental dynamic analyses curve slope is equal to 20% of the elastic while the point also belongs to softening branch defined as collapse point. Additionally, another candidate point is displacement ratio of 10%. Illustrative results show that where the incremental dynamic analyses curve lining to infinity is being defined as collapse point. The incremental dynamic analyses curves show record to record variability, thus it is essential to summarize such data. The fragility fitting approach has been used widely for defining the median collapse acceleration. Adjusted collapse margin ratio is the most important parameter for assessing the collapse capacity of structures. According to FEMA P695, the acceptable value of the adjusted collapse margin ratio for each individual model within a performance group should exceed ACMR (20%). Additionally, the average value of adjusted collapse margin ratio for each performance group should exceed ACMR (10%).

Finally, collapse capacity of 5 and 10 story concrete moment frame structures are defined. Both structures have acceptable adjusted collapse margin ratio and both of them have acceptable safety according to rare seismic events. Structures that could not satisfy the FEMA's conditions must increase their lateral strength and re-evaluate.

Keywords: Incremental Dynamic Analyses, Collapse Capacity, Maximum Considered Earthquake, Safety, Concrete Structure.