نشریه مهندسی عمران امیرکبیر

نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۳ شماره ۴، سال ۱۴۰۰، صفحات ۱۵۲۵ تا ۱۵۴۴
DOI:10.22060/ceej.2020.17027.6432

تأمین ملاحظات طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی کوتاه مرتبه بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد به کمک تحلیل غیرخطی

سارا نقوی [۱]، عبدالرضا سروقدمقدم [۲*]، محمد رضا منصوری [۳]

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران، واحد علوم تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران
۲- دانشیار، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی ومهندسی زلزله، تهران، ایران
۳-استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم تحقیقات، تهران، ایران

خلاصه: به طور سنتی، طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها بر اساس معیارهای نیرو می‌باشد. در طراحی با استفاده از آیین نامه‌های الاستیک، مقدار خسارت بسیار زیاد بوده زیرا روش الاستیک طراحی لرزه ای نتوانسته است بینشی در مورد چگونگی رفتار سازه در طول زلزله ارائه دهد. رویکرد اصلی این پژوهش نشان دادن این موضوع است که با توزیع مناسب مقاومت برشی با استفاده از تحلیل غیرخطی در اجزاء، طبقات و کل ساختمان می‌توان شرایطی را فراهم نمود که خرابی ساختمان در زلزله‌های قوی به حداقل ممکن برسد. همچنین نشان داده می‌شود که انتخاب نوع تحلیل در دست یافتن به توزیع مقاومت بهینه مناسب نقش به سزایی خواهد داشت. برای رسیدن به چنین الگویی از یک قاب با سیستم قاب خمشی ویژه به عنوان مدل اصلی، استفاده شده‌است، که در ابتدای امر به وسیله تحلیل استاتیکی خطی طراحی شد، سپس الگوی توزیع مقاومت بهینه قاب مذکور به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی مکرر بر روی ساختمان، برای طراحی قاب اصلی با دقت مناسبی تخمین زده شد و مقاطع ساختمان تعیین شد. سپس ساختمان‌های طراحی شده با توزیع مقاومت تخمین زده شده و توزیع پیشنهادی آیین نامه با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت مجموعه ۲۲ تایی از حرکات دور و نزدیک گسل مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفتند و در نهایت بهترین نوع تحلیل در طراحی لرزه ای ساختمان‌های بتنی با شکل پذیری زیاد در مناطق دور و نزدیک گسل انتخاب شد.

تاریخچه داوری:
دریافت: ۱۳۹۸/۰۶/۱۹
بازنگری: ۱۳۹۸/۰۸/۱۹
پذیرش: ۱۳۹۸/۱۰/۰۲
ارائه آنلاین: ۱۳۹۸/۱۱/۱۳

کلمات کلیدی:
قاب‌های خمشی
بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد،
تحلیل خطی
تحلیل غیرخطی
الگوی بهینه توزیع مقاومت
حرکات دور و نزدیک گسل.

۱- مقدمه

در حالی که ساختمان‌ها، معمولاً با استفاده از تحلیل الاستیک برای مقاومت لرزه‌ای طراحی می‌شوند، ولی در اغلب موارد در آن‌ها تغییر شکل‌های غیرالاستیک قابل توجهی تحت زلزله‌های بزرگ رخ می‌دهد. روش‌های طراحی بر اساس عملکرد مدرن، روش‌های مورد نیاز برای تعیین رفتار واقعی ساختمان‌ها تحت چنین شرایطی هستند. با پیشرفت فن‌آوری‌های محاسباتی و آزمایش داده‌های موجود، تجزیه و تحلیل غیرخطی، ابزارهایی را برای محاسبه پاسخ ساختمان فراتر از محدوده الاستیک، از جمله نیرو و زوال سختی مرتبط با رفتار غیرالاستیک مواد و جابه‌جایی‌های بزرگ فراهم می‌کند. به این ترتیب، تجزیه و تحلیل غیرخطی یک نقش مهمی را در طراحی ساختمان‌های جدید و موجود بازی می‌کند [۱ـ۳].

در طراحی قاب‌های خمشی منظم طبق آیین‌نامه‌های موجود (از جمله استاندارد ۲۸۰۰ [۴])، فرآیند طراحی بر، برآورد تقاضای نیروی لرزه‌ای برای تعیین مشخصات مقاومت و سختی سیستم‌های لرزه بر جانبی تکیه دارد. برآورد تقاضای لرزه‌ای نیز عمدتاً بر اساس مشخصات طیف طرح الاستیک می‌باشد که برای هر سطح لرزه‌خیزی، زمان تناوبی اصلی ساختمان و توزیع مورد انتظار جرم و سختی در ارتفاع، مشخص می‌باشد. چنین برآوردهایی از به‌کارگیری مفاهیم دینامیکی ساختمان الاستیک به‌دست می‌آید که در آن به‌طور صریح رفتار غیرالاستیک سیستم لرزه بر جانبی در نظر گرفته نشده‌است. نکته اصلی در استفاده از آیین‌نامه‌ها در این است که رابطه‌ای بین سطح استحکام، ایمنی و عملکرد ساختمان در برابر زلزله و هزینه تمام شده به‌دست نمی‌دهد [۵]. از این رو امروزه محققان به دنبال

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: moghadam@iiees.ac.ir

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode دیدن فرمائید.

روش‌هایی هستند که علاوه بر صرفه جویی در وقت، هزینه و دقت در جوابها، پارامترهای اصلی زمینلرزه را به نحو مطلوب در خود منظور کرده باشند [۶]. یکی از روش‌هایی که برای حل این مشکل می‌تواند مفید باشد، دخیل کردن روش‌های تحلیل غیرخطی در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد.

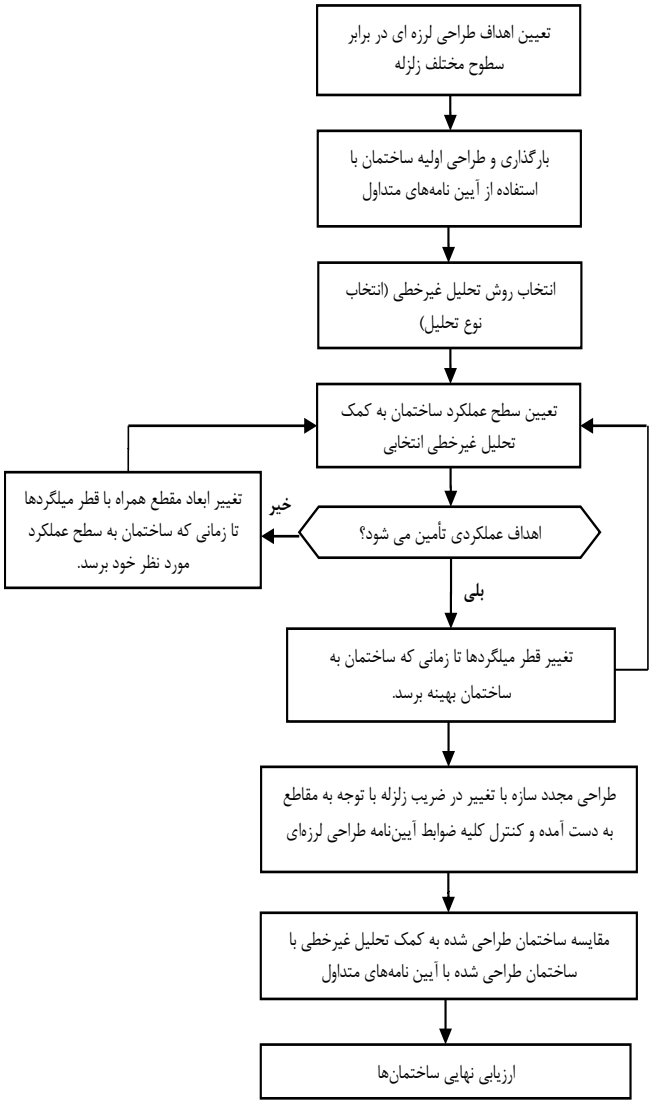
اولین دستورالعمل‌ها برای کاربرد تجزیه و تحلیل غیرخطی در راهنمای FEMA ۲۷۳ [۷]و ATC ۴۰ [۸] منتشر شد. با توجه به وضعیت دانش و فن‌آوری‌های محاسباتی در زمان انتشار (اواسط دهه ۱۹۹۰) این مدارک عمدتاً بر تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) تمرکز داشتند. از آن زمان تاکنون عملیات بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود توسط ASCE ۴۱ [۹]، در حال انجام است و اصلاحات در FEMA ۴۴۰ [۱۰] و FEMA A۴۴۰P [۱۱] پیشنهاد شده‌است. اگرچه ASCE ۴۱ و مدارک مربوطه تمرکز اصلی را بر بهسازی ساختمان‌های موجود دارند؛ راهنمایی تجزیه و تحلیل غیرخطی و مدل‌سازی مولفه‌ها و معیارهای پذیرش در این مدارک می‌توانند به طراحی ساختمان‌های جدید نیز اعمال شوند، معیارهای پذیرش موجود، در این مدارک، سطوح عملکرد مورد انتظار را برای ساختمان‌های جدیدی که در ASCE ۷-۱۰ [۱۲] طراحی می‌شوند، ارائه می‌دهند. نقش تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی برای طراحی، به منظور تعیین عملکرد ساختمان‌ها به طور کامل گسترش یافته است. ATC ۵۸ [۱۳]، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی را برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های موجود وجدید به کار می‌گیرد. تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی همچنین برای ارزیابی عملکرد سیستم‌های ساختمانی که با انواع سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای موجود در ASCE ۷-۱۰ مطابقت ندارند، استفاده می‌شود.

طراحی به کمک تحلیل غیرخطی، کنترل پیشرفتهای از آسیب-های ساختاری را برای سطوح مختلف خطر زلزله فراهم میکند. با این وجود، تعداد مطالعات مربوط به طراحی لرزهای به کمک تحلیل غیرخطی قابهای بتن مسلح بسیار محدود می باشد، که در ادامه به چند مورد از مطالعات صورت گرفته پرداخته میشود.

مطالعات اولیه و اصلی درطراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح به کمک تحلیل‌های غیرخطی، توسط فینتل و گوش در سال ۱۹۸۲ [۱۴] کاپوس و منافپور در سال ۲۰۰۱ [۱۵] و رومائو و دلکادو در سال ۲۰۰۲ [۱۶] انجام گرفته است. فینتل و گوش به جای روش آیین‌نامه‌ای روش دیگری برای طراحی مقاوم سازه‌های ساختمانی ارائه دادند. آن‌ها در این روش شنابنگاشت‌های زلزله را با دقت انتخاب کردند و به عنوان بارگذاری و تحلیل تاریخچه پاسخ غیرخطی دینامیکی برای تعیین نیروی اعضا و تغییر شکل‌ها به کار بردند [۱۴]. کاپوس و منافپور یک روش مبتنی بر عملکرد را برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی دوبعدی (قاب‌های بتنی با ارتفاع متوسط و بلند و ساختارهای دوگانه)، که شامل استفاده از تجزیه و تحلیل غیرالاستیک، استاتیکی یا دینامیکی بود، توسعه دادند. آن‌ها از نقطه نظر طراحی و اقتصادی برخی از مزایای بالقوه را در مفهوم مورد بررسی قرار دادند، و مشاهده کردند که روش طراحی ارائه شده موجب طراحی اقتصادی‌تری از میلگردهای عرضی در اعضایی که رفتار غیرخطی کمی، حتی در زلزله‌های خیلی شدید از خود بروز می‌دهند، می‌شود [۱۵]. رومائو و دلکادو یک روند جدید طراحی لرزه‌ای به کمک تحلیل غیرخطی برای طراحی ساختمان‌های بتنی ارائه دادند. این روند جدید و نیز روش آیین‌نامه‌ای، به یک قاب بتن مسلح چند طبقه اعمال شد و طراحی‌ها با استفاده از روند برآورد، شامل ضوابط مختلف که حالت‌های حدی مختلفی را ارائه می دهند، ارزیابی شد [۱۶].

آندریاس جی کاپوس و جورجیوس پانگوپولوس در سال ۲۰۰۴ جزو اولین محققانی بودند که به بررسی طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد ساختمان‌های سه بعدی بتنی منظم با استفاده از آنالیز غیرخطی دینامیکی و استاتیکی پرداختند. آن‌ها یک روش طراحی بر اساس عملکرد را برای ساختمان‌های واقعی بتن مسلح ۳ بعدی (R/C) ارائه کردند و مشاهده کردند که ساختمان طراحی شده با روش پیشنهادی عملکرد لرزه‌ای بهتر و همچنین طراحی بهینه و اقتصادیتری نسبت به روش استاندارد یورو کد دارد. این روش در آمریکا به دنبال شماری از زلزله های سال ۱۹۹۴ لوماپریتا[1] و نوترینج[2] که خسارات هنگفتی را به بار داشتند ارائه شد [۱۷]. همچنین در سال ۲۰۱۰ آندریاس جی کاپوس و سوتیریا استفانیدو با کمک روشی که توسط آندریاس جی کاپوس و جورجیوس پانگوپولوس پیشنهاد شده بود؛ به ارائه روشی جدید برای طراحی لرزهای ساختمان‌های سه بعدی بتنی نامنظم پرداختند. که روش پشنهادی آن‌ها همانند روش قبلی منجربه طراحی بهینه و اقتصادی ساختمان موردنظر نسبت به روش

1 Loma Prieta
2 Northridge



شکل ۱. فلوچارت طراحی لرزه‌ای به کمک تحلیل غیرخطی

Fig. 1. Flowchart of seismic design using nonlinear analysis

استاندارد یورو کد شد [۱۸]. عبدالرضا سروقدمقدم و کاوه علیزاده حصاری در سال ۲۰۱۳ به بررسی کارایی روش استاتیکی غیرخطی به عنوان ابزاری برای طراحی قابهای خمشی بتن مسلح پرداختند و نتایج طراحی به این روش را مورد مقایسه رفتاری و اقتصادی با روش‌های طراحی متداول خطی استاندارد ۲۸۰۰ قرار دادند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که استفاده از روش جدید باعث توزیع خرابی در کل ساختمان وکاهش هزینه ساخت می‌شود و در طراحی غیرخطی استاتیکی با افزایش ارتفاع اثر مودهای بالاتر در طبقه آخر بیشتر می‌شود [۱۹]. مرگوس در سال ۲۰۱۸ یک روند تکرار شونده برای طراحی آرماتورهای فلزی قابهای بتن مسلح با استفاده از تحلیلهای بارافزون و تاریخچه زمانی غیرخطی به منظور تامین اهداف عملکردی با توجه به ابعاد مقاطع اعضای ساختمان پیشنهاد داد، و نشان داد که روشی که پیشنهاد داده است از روش‌های موجود مناسبتر میباشد [۲۰].

از آنجا که روش‌های غیرخطی برای طراحی ساختمان‌ها، مانند دیگر آیین‌نامه‌های معتبر خارجی در ویرایش آتی استاندارد ۲۸۰۰ مطرح خواهد شد، لازم است مطالعات پیرامونی برقراری آن انجام شود. بدین منظور در این پژوهش بررسی امکان و کارایی روش تحلیل دینامیکی غیرخطی به منظور تأمین ملاحظات طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی کوتاه مرتبه بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد بررسی شده‌است. به این شیوه که یک ساختمان با قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد به دو روش، تحلیل استاتیکی خطی طبق استاندارد ۲۸۰۰ و تحلیل دینامیکی غیرخطی طبق فصل ۱۶ام آیین نامه FEMA P-۱۰۵۰-۱ [۲۱] طراحی شد، سپس هر دو نوع ساختمان با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفتند. یکی از نوآوری‌های اصلی این تحقیق نحوه‌ی انتخاب مشخصات اولیه ساختمانی است که به کمک روش دینامیکی غیرخطی، طراحی می‌شود. در تحقیقات گذشته از روش‌های غیرخطی برای کنترل سازه‌ها استفاده می‌شد و مشخصات ساختمان معلوم و هدف کار تنها اعمال تحلیل غیرخطی بوده است در حالی که اگر از روش غیرخطی که موضوع این تحقیق است برای طراحی استفاده گردد، مشکل ابتدایی تعیین نحوه توزیع مقاومت و مشخصات اولیه ساختمان می‌باشد. برای درک بهتر روند روش طراحی به‌کار رفته در این پژوهش، الگوریتم طراحی در شکل ۱ ارائه شده‌است. سپس الگوریتم فوق به ترتیب ارائه و اعمال شده‌است و نتایج ثبت شده‌است.

۲- تعیین هدف طراحی

تعیین هدف طراحی لرزه‌ای در طراحی به کمک تحلیل‌های غیرخطی به عنوان یکی از ارکان‌های اصلی فرایند طراحی لرزه‌ای ساختمان محسوب می‌شود. انتخاب هدف طراحی متأثر از خواسته‌های کارفرما، اهمیت ساختمان از جنبه تاریخی، اقتصادی، اجتماعی، فنی، ایمنی و نظایر آن می‌باشد. در حوزه طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های جدید، برای ساختمان‌های متعارف غالباً هدف مشخصی تعریف می‌شود و آنگاه معیارهای پذیرش و یا کنترل دستیابی به عملکرد مورد نظر تعریف می‌گردد. هدف طراحی لرزه‌ای بر اساس تحلیل‌های

جدول ۱ : نتایج طراحی حاصل از تحلیل استاتیکی خطی
Table 1. Design results of linear static analysis

ساختمان	طبقه	تیر		ستون			
						میلگرد	
		b (cm)	*h* (cm)	*b* (cm)	*h* (cm)	تعداد	اندازه
LSA	۱	۴۰	۴۰	۴۵	۴۵	۱۶	۱۶
	۲	۴۰	۴۰	۴۵	۴۵	۱۶	۱۶
	۳	۳۵	۳۵	۴۰	۴۰	۸	۱۶
	۴	۳۵	۳۵	۴۰	۴۰	۸	۱۶

غیرخطی مشتمل بر رعایت دو بخش عمده می‌باشد:

۱-میزان حداکثر خسارت مجاز برای اجزای ساختمان (سطح عملکرد مورد انتظار)

۲-سطح خطر لرزه ای مشخص (تکآن‌های زمین لرزه)

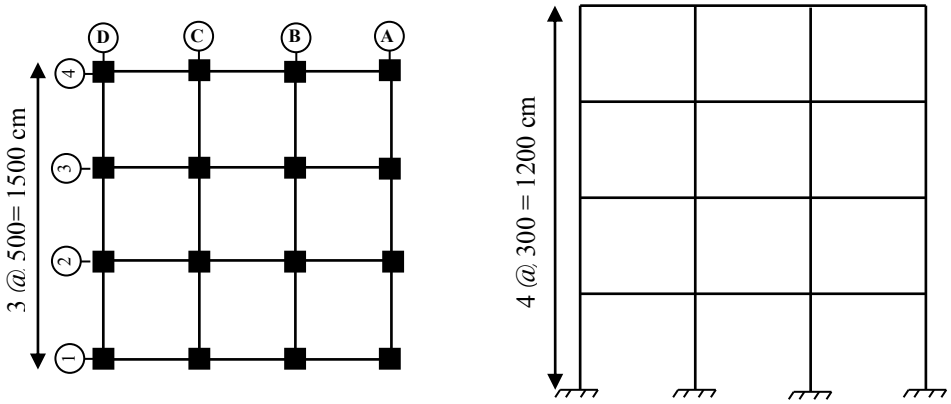
هدف در نظر گرفته شده طبق استاندارد ۲۸۰۰ این است، که ساختمان در برابر اثرات ناشی از زلزله‌های سطح خطر-۱ یعنی زلزله‌هایی با دوره بازگشت ۴۷۵ سال (احتمال وقوع ۱۰% در ۵۰ سال) بتواند تلفات جانی را به حداقل برساند. یعنی بتواند سطح عملکرد ایمنی‌جانی (LS)[1] را ارضا کند. سطح خطر-۱ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران زلزله طرح (DBE[2]) نامیده شده‌است [۴].

۳- مشخصات مدل مورد بررسی

در این قسمت مشخصات ساختمان اول تشریح می‌گردد. به این ترتیب یک قاب سه بعدی، در نظر گرفته میشود. سپس با در نظر گرفتن فرضیاتی معقول برای بارهای وارده، مشخصات مصالح و محل قرارگیری ساختمان، که این فرضیات در ذیل خواهد آمد، به تحلیل و طراحی قاب مذکور مطابق آیین نامه ۲۰۱۴ ACI[۲۲] و آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ایران- ویرایش چهارم که مشابه ASCE ۷ـ۱۰ می‌باشد پرداخته میشود. تا قاب مورد استفاده در مطالعه، دقیقاً مطابق آیین‌نامه معتبر باشد و کلیه ضوابط طراحی در آن‌ها رعایت شده باشد. از آنجایی‌که آیین‌نامه۲۰۱۴ ACIدر بسیاری از موارد، ضوابطی مشابه و نزدیک به آیین‌نامه مبحث نهم [۲۳] از مقررات ملی ساختمانی ایران ارائه می‌دهد، و همچنین از آنجایی‌که در پیش نویس جدید این آیین‌نامه ترکیب بارهای مشابه ACI ۲۰۱۴ ارائه شده‌است. از آیین نامه‌ی فوق برای تحلیل و طراحی قاب مورد نظر در نرم افزار استفاده شده‌است. طیف طرح به کار رفته مطابق طیف طرح ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع II می‌باشد که برای منطقه با سطح لرزه‌خیزی بسیار زیاد (A= ۰/۳۵) در نظر گرفته شده است.

قاب در نظر گرفته شده، یک قاب سه بعدی، منظم، سه دهانه

شکل ۲. ساختمان مدل‌سازی شده چهار طبقه
Fig. 2. Modeled four-story building



1 Life Safety
2 Design base earthquake

جدول ۲. زمان تناوب ارتعاشی و درصد مشارکت مودی ساختمان LSA

Table 2. Priod and modal participating mass ratio of LSA building

مود	زمان تناوب(ثانیه)	درصد مشارکت مودی	
		X	Y
۱	۰/۸۴	۷۷/۰۰	۰/۰۸
۲	۰/۸۴	۰/۰۸	۷۷/۰۰
۳	۰/۷۲	۰/۰۰	۰/۰۰
۴	۰/۲۷	۲/۸۰	۱۲/۱۰
۵	۰/۲۷	۱۲/۱۰	۲/۸۰
۶	۰/۲۳	۰/۰۰	۰/۰۰
۷	۰/۱۳	۳/۷۰	۱/۶۰
۸	۰/۱۳	۱/۶۰	۳/۷۰
۹	۰/۱۱	۰/۰۰	۰/۰۰
۱۰	۰/۰۸	۰/۷۶	۱/۹۰
۱۱	۰/۰۸	۱/۹۰	۰/۷۶
۱۲	۰/۰۷	۰/۰۰	۰/۰۰

و با تعداد طبقات ۴ و سیستم قاب خمشی ویژه با ضریب رفتار ۷/۵ می‌باشد. کاربری ساختمان مسکونی- اداری می‌باشد، که طبقه اول و دوم به صورت اداری و طبقه سوم و چهارم مسکونی در نظر گرفته شده‌است. محل اجرای پروژه شهر تهران با خطر زلزله خیزی بسیار زیاد می‌باشد. محل احداث پروژه خاک نوع II (سرعت موج برشی ۷۵۰-۳۷۵) فرض شده‌است. مقاومت فشاری بتن و مدول الاستیسته آن به ترتیب ۲۵ مگاپاسکال و ۲۶ گیگاپاسکال درنظر گرفته شده‌است. تنش تسلیم میلگردهای طولی و میلگردهای عرضی نیز به ترتیب ۴۰۰ مگاپاسکال و ۳۴۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسته آن‌ها ۲۰۰ گیگاپاسکال می‌باشد. پلان و ارتفاع طبقات ساختمان در شکل ۲ نشان داده شده‌است.

بار مرده کف طبقات وکف بام به ترتیب ۶۴۵ کیلوگرم برمترمربع و ۵۷۵ کیلوگرم برمترمربع بار دیوارهای بیرونی ۶۱۰ کیلوگرم برمتر فرض شده‌است. بار زنده طبقات مسکونی و اداری به ترتیب ۲۰۰ کیلوگرم برمترمربع و ۲۵۰ کیلوگرم برمترمربع و همچنین بار زنده بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار پارتیشن‌های داخلی طبقات ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده‌است. وزن لرزه‌ای شامل ۱۰۰% بار مرده و ۲۰% بار زنده میباشد. اصولاً در ساختمان‌های بتنی که به صورت متداول اجرا می‌شوند، همه اتصالات اعضا و پای ستون به شالوده، از نوع صلب (گیردار) هستند.

ابعاد تیر و ستون‌ها مضربی از ۵ سانتی‌متر، مقاطع تیر و ستون مربع شکل و توزیع میلگرد در طول عضو یکنواخت در نظر گرفته شده‌است. ابعاد تیرها به منظور راحت شدن آرماتوربندی در محل اتصال تیر به ستون و بهبود عملکرد اتصال، همچنین رعایت ضابطه تیر ضعیف ـ ستون قوی، کوچک‌تر از ابعاد ستون‌ها انتخاب شده‌اند. همچنین به منظور مناسب بودن اندازه ابعاد ستون‌ها در اجرا کمترین بعد برای ستون‌ها ۴۰۰ میلی‌متر درنظر گرفته شده‌است. آیین‌نامه ACI ۲۰۱۴ کمترین بعد اجرایی ستون، در قاب خمشی های بتنی ویژه را ۳۰۰ میلی متر (۱۲ اینچ) پیشنهاد داده است که اغلب در اجرا عملی نیست به همین علت حداقل بعد ستون به جز در موارد غیر معمول یا ساختمآن‌های با ارتفاع کم۴۰۰ میلیمتر (۱۶ اینچ) پیشنهاد میشود [۲۴] .نتایج طراحی قاب در جدول ۱ نشان داده شده‌است. برای هر نوع از قاب‌ها یک اسم اختصاری با توجه به نوع تحلیل انجام گرفته در طراحی ساختمان در نظر گرفته شده‌است. برای ساختمان اول با توجه به اینکه تحلیل استاتیکی خطی می‌باشد به اختصار (LSA)[1] نامیده میشود. همچنین در جدول ۲، زمان تناوب ارتعاشی و درصد مشارکت مودی، در ساختمان مورد بررسی ارائه شده‌است. لازم به ذکر است که این مقادیر از آنالیز مقدار ویژه ساختمان در حالت الاستیک محاسبه شده‌است.

۴- روش‌های تحلیل به‌کارگرفته شده

انتخاب نوع تحلیلی که در چارچوب یک روش طراحی بر اساس عملکرد مورد استفاده قرار می‌گیرد نیز یک مسئله مورد بحث است. تجزیه و تحلیل غیرخطی استاتیکی و دینامیکی در طول سال‌های اخیر محبوبیت فراوانی یافته، دلیل این امر این است که ابزار تحلیلی مناسب برای انجام هر دو تحلیل غیرالاستیک، استاتیکی (پوش اور) و دینامیکی (تاریخچه زمانی) در دسترس است [۱۷].

در این پژوهش روش غیرالاستیک تاریخچه زمانی طبق آیین‌نامه FEMA P-۱۰۵۰-۱ به منظور طراحی و ارزیابی ساختمان‌ها، مورد استفاده قرار گرفته است.

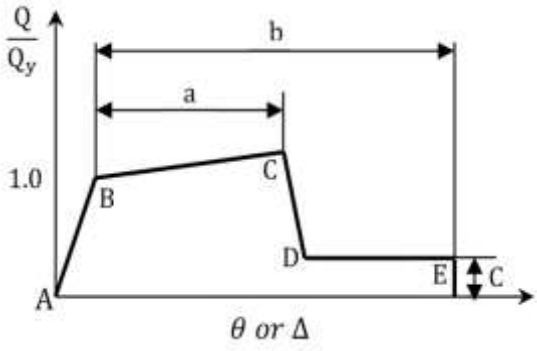
۱-۱- رفتار غیر خطی اعضای قاب

به منظور طراحی و ارزیابی لرزه‌ای ساختمان با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی از نرم افزار SAP ۲۰۰۰ ۱.۲.۱۹V استفاده

1 Liner Static Analysis

شکل ۳. منحنی نیرو- تغییر شکل کلی برای اعضا و اجزای بتنی [۲۵]

Fig. 3. Generalized force-deformation relation for concrete elements or components [25]d



شده‌است. مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضای قاب با استفاده از آیین‌نامه ASCE/SEI ۴۱ـ۱۷ [۲۵] انجام شد. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی یک عضو سازه‌ای، نیاز است تا منحنی نیرو- تغییرمکان آن عضو بر پایه مدارک آزمایشگاهی و یا تحلیل‌های انجام گرفته تعیین شود. گزارش ASCE/SEI ۴۱ـ۱۷ اجازه می‌دهد تا در صورت عدم وجود این مدارک، در تحلیل غیرخطی به عوض استفاده از نتایج آزمایش و یا تحلیل، از منحنی نیرو تغییر شکل داده شده در شکل ۳ برای اجزای قاب بتنی استفاده شود. در شکل ۳ سختی اعضا در محدوده‌ی ارتجاعی مطابق روش‌های خطی تعیین می‌شود و برای تعریف مشخصات غیرارتجاعی نیز متغیرهای a، b و c تعریف شده‌اند. این متغیرها در جداول (۱۰- ۸) و (۱۰- ۷) از مدرک ASCE/ SEI ۴۱ـ۱۷ به تفکیک برای اعضای مختلف قاب تحت عنوان پارامترهای مدل‌سازی روش‌های غیرخطی، ارائه شده‌اند. مقادیر این پارامترها نیز عمدتاً به خصوصیات هندسی و سازه‌ای مقاطع، تلاش‌های کنترل کننده رفتار اعضا، سطح عملکرد و عوامل دیگر وابسته می‌باشد. به این ترتیب پارامترهای مورد نیاز برای تعیین سختی اعضا در منحنی نیرو - تغییر مکان تعریف می‌شود. از طرفی لازم است تا مقاومت مربوط به هر عضو هم محاسبه شود تا مختصات هریک از نقاط منحنی به‌دست آید. پارامترهای Q و Q_y نیز به ترتیب عبارت‌اند از نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر اولین تسلیم در عضو در تیرها و ستون‌ها عبارت است از کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون، ل تغییرمکان ارتجاعی و خمیری میباشد، برای تعیین این مقادیر مدرک ASCE/SEI۴۱ـ۱۷ ضوابطی ارائه داده که این ضوابط و روابط در فصل دهم از مدرک مذکور آمده است.

شرایط زیر در طراحی و ارزیابی لرزهای به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی در نظر گرفته شده‌است.

۱ـ برای انتخاب پارامترهای مدلسازی برای تعریف نقاط مختلف منحنی مفاصل غیرخطی در تیرها و ستونها ابتدا باید کنترل شوندگی اعضا براساس خمش و یا برش تعیین شود. که این مورد براساس روابط تعیین شده در ۱۷ - ASCE۴۱ درنظر گرفته شده‌است.

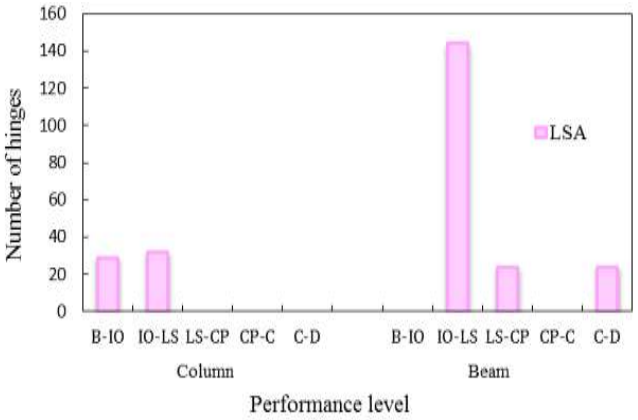
۲ـ به تمامی تیرهای ساختمان مفاصل پلاستیک خمشی و به ستون‌های ساختمان مفاصل خمشی- محوری اختصاص داده شده‌است. مفاصل پلاستیک نیز در ابتدا و انتهای تیرها و ستون‌ها در نظر گرفته شده‌اند.

۳ـ همه اتصالات و دیافراگرام صلب در نظر گرفته شده‌است و همچنین

جدول ۳. مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل و طراحی اولیه ساختمان [۲۷]

Table 3. Characteristics of accelerometers used in building design and preliminary evaluation [27]d

ردیف	سال	شناسه	زلزله	بزرگا	ایستگاه	PGA_X(g)	PGA_Y(g)	Rrup(km)	Vs_30(m/sec)
۱	۱۹۹۰	ABR	Manjil	۷/۳۷	Abbar	۰/۵۱	۰/۵	۱۲/۵۵	۷۲۳/۹
۲	۱۹۷۶	TMZ	Friuli,Italy	۶/۵	Tolmezzo	۰/۳۵	۰/۳۱	۱۵	۴۲۵/۵
۳	۱۹۹۲	JOS	Landers	۷/۲۸	Joshua Tree	۰/۲۸	۰/۲۷	۱۱/۰۳	۳۷۹/۹
۴	۱۹۹۹	ARC	Kocaeli	۷/۵۱	Arcelik	۰/۲۲	۰/۱۵	۱۰/۵۶	۵۲۳
۵	۱۹۹۵	NIS	Kobe	۶/۹	Nishi Akashi	۰/۵۱	۰/۵	۷/۸	۶۰۹
۶	۱۹۹۹	HEC	Hector	۷/۱۳	Hector	۰/۳۴	۰/۲۷	۱۰/۳۵	۷۲۶
۷	۱۹۹۴	ORR	Northridge	۶/۶۹	Castaic Old Ridge RT	۰/۵۷	۰/۵۱	۲۰/۱۱	۴۵۰/۳
۸	۱۹۹۹	TCU۰۴۵	Chi-Chi,Taiwan	۷/۶	TCU۰۴۵	۰/۵۱	۰/۴۷	۲۶	۷۰۵
۹	۱۹۹۹	TCU۰۹۵	Chi-Chi,Taiwan	۷/۶	TCU۰۹۵	۰/۷۱	۰/۳۹	۱۳/۳	۴۴۶/۶
۱۰	۱۹۹۹	TCU۰۳۹	Chi-Chi,Taiwan	۷/۶	TCU۰۳۹	۰/۲۱	۰/۱۵	۱۹/۸۹	۵۴۰/۷
۱۱	۱۹۹۹	TCU۰۷۰	Chi-Chi,Taiwan	۷/۶	TCU۰۷۰	۰/۲۶	۰/۱۷	۱۹	۴۰۱/۳



شکل ۴. سطح عملکرد و تعداد مفاصل پلاستیک در زلزله ORR

Fig. 4. Performance level and number of plastic hinges in ORR earthquake

اثر P-delta نیز در تحلیل در نظر گرفته شده‌است.

۴ـ برای حل معادلات دیفرانسیل حاکم از روش انتگرال‌گیری مستقیم با روند HHT[1] [۲۶] با میرایی ۵% استفاده شده‌است.

۵- در طراحی به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی، در ترکیب نیروهای زلزله اثر ۳۰-۱۰۰ با در نظر گرفتن اثر دو مولفه در دو راستای X و Y در نظر گرفته شده‌است.

۱- ۲- مشخصات رکوردهای مورد استفاده

به منظور ارزیابی و طراحی اولیه ساختمان‌ها، تعدادی رکورد با ویژگی حرکات زمین دور از گسل مطابق آیین‌نامه۱ - ۱۰۵۰ P-FEMA در نظر گرفته شدند. مجموعه رکوردهایی که در تحلیل‌های تاریخچه زمانی مورد استفاده قرار گرفتند، در جدول ۳ نشان داده شده‌اند، تعدادی از مشخصات رکوردها شامل نام ، نام اختصاری، ایستگاه ثبت رکورد، بزرگا، فاصله از گسل و PGA در این جدول نشان داده شده‌است. کلیه رکوردهای ذیل از رکوردهای ارائه شده و معرفی شده FEMA P ۶۹۵ [۲۷] برای خاک نوع II انتخاب شدند. و از سایت PEER (http://peer.berkeley.edu/ngawest۲) استخراج شدند.

شتابنگاشت‌ها به گونه‌ای انتخاب شدند که دارای خصوصیات ساختگاه، مکانیزم گسیختگی، شدت و فاصله از منبع مشابه باشند. شتابنگاشت‌های انتخابی با استفاده از ضوابط دستورالعمل ۱- FEMA P - ۱۰۵۰ انتخاب و مقیاس شدند. شدت این زلزله‌ها بین ۶/۵ تا ۷/۶ و فاصله از گسل آن‌ها بین ۱۰ تا ۴۰ کیلومتر می‌باشد. حداکثر PGAآن‌ها نیز بیشتر از ۰/۲ g می‌باشد [۲۹ و ۲۸]. نحوه اعمال شتابنگاشتها به ساختمان به این صورت می‌باشد که جهتی که دارای PGA بزرگ‌تری می‌باشد در جهت X و جهتی که دارای PGA کم‌تری می‌باشد در جهت Y به ساختمان وارد می‌شوند.

۵- تعیین سطوح عملکرد

به منظور تعیین این مطلب که آیا ساختمان طراحی شده با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش ۴، در منطقه با سطح لرزه‌خیزی بسیار زیاد، در زلزله سطح خطر- ۱، سطح عملکرد هدف (ایمنی جانی) را ارضا می‌کند یا خیر. ساختمان مذکور برای بررسی این موضوع تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و سطح عملکرد ساختمان مذکور بررسی شد. به همین منظور ساختمان نشان داده شده در شکل ۲، مطابق مطالب ذکر شده در قسمت ۳ مدل‌سازی شد. و سپس ساختمان مذکور به وسیله تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت تحریک رکوردهای ذکر شده در جدول ۳، یعنی رکوردهای زلزله با مشخصات دور از گسل، قرار گرفت. و سطح عملکرد ایجاد شده در ساختمان تحت هر رکورد زلزله، ثبت شد. جدول ۴ سطوح عملکرد ساختمان بتنی با شکل پذیری زیاد را تحت رکوردهای دور از گسل در تحلیل دینامیکی غیرخطی، نشان می‌دهد. با توجه به جدول مشخص می‌گردد، که ساختمان طراحی شده بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، در تحلیل دینامیکی غیرخطی تنها در یک زلزله (ORR) از سطح عملکرد ایمنی جانی گذشته است شکل ۴.

از نتایج تحلیل و مشاهداتی که از قسمت قبل به‌دست آمد مشاهده شد، که در ساختمان طرح اولیه از عمده ظرفیت بعضی

جدول۴. سطح عملکرد ساختمان اولیه در تحلیل دینامیکی غیرخطی

Table 4. Performance level of preliminary building in nonlinear dynamic analysis

ردیف	شناسه	سطح عملکرد	سطح عملکرد هدف
۱	ABR	LS	LS
۲	TMZ	LS	LS
۳	JOS	LS	LS
٤	ARC	IO	LS
۵	NIS	LS	LS
٦	HEC	LS	LS
۷	**ORR**	**D**	**LS**
۸	TCU045	LS	LS
۹	TCU095	LS	LS
۱۰	TCU039	IO	LS
۱۱	TCU070	LS	LS

1 Hiber-Hughes-Taylor

جدول ۵. نتایج طراحی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی

Table 5. Design results of nonlinear dynamic analysis

ساختمان	طبقه	تیر		ستون			
						میلگرد	
		b (cm)	*h* (cm)	*b* (cm)	*h* (cm)	تعداد	اندازه
NDA	۱	۴۰	۴۰	۵۰	۵۰	۸	۲۰
	۲	۴۰	۴۰	۵۰	۵۰	۸	۲۰
	۳	۳۵	۳۵	۴۵	۴۵	۸	۱۸
	۴	۳۵	۳۵	۴۵	۴۵	۸	۱۸

از اعضا استفاده نشده‌است. برای اینکه در ساختمان اولیه به لحاظ اقتصادی حالت بهینه ایجاد شود و همچنین کلیه اعضا در محدوده سطح عملکرد ایمنی جانی قرار بگیرند، بر روی قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، که طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ طرح شده بود، طراحی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام گرفت در اینجا طراحی به گونه‌ای انجام گرفته است که، هم سطح عملکرد کلیه اعضا در محدوده ایمنی جانی قرار بگیرد و هم طرح اقتصادی ارائه گردد و از ایجاد ظرفیت اضافی پرهیز گردد.

۶- بهینه‌یابی و تعیین مشخصات ساختمان

آن‌چه که واقعاً بر رفتار لرزه‌ای ساختمان تحت اثر زلزله‌های قوی اثر می‌گذارد در واقع نحوه توزیع مقاومت لرزه‌ای در ساختمان است؛ که البته آیین‌نامه‌ها با توصیه یک الگوی بارگذاری خاص، توزیع مقاومت خاصی را بر ساختمان دیکته می‌کنند. که این الگو توزیع مقاومت، چگونگی رفتار لرزه‌ای ساختمان را تعیین خواهد کرد. بنابراین لازم است تا به جای متمرکز نمودن توجهات به الگوی بارگذاری جانبی، توجه اصلی بر روی نحوه‌ی توزیع مقاومت در ساختمان متمرکز شود[۳۰].

در این روش چهار راه برای محاسبه مقاومت و توزیع مناسب آن در ارتفاع با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی طبق فصل ۱۶ام آیین‌نامه FEMA P - ۱۰۵۰-۱ وجود دارد که عبارتند از:

۱- تغییر دادن مساحت تیرها با ثابت در نظر گرفتن مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی.

۲- تغییر دادن مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی با ثابت در نظر گرفتن مساحت تیرها.

۳- تغییر دادن مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی و تیرها به صورت هم زمان.

۴- تغییر دادن مساحت میلگردهای طولی با ثابت در نظر گرفتن مساحت تیرها و ستون‌ها.

تغییر دادن مساحت تیرها با ثابت در نظر گرفتن مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی دارای این مشکل است که برای دست یافتن به توزیع مقاومت بهینه، در بعضی از طبقات مساحت تیرها آن‌چنان کم می‌شود که دیگر تیرها نمی‌توانند سطح عملکرد هدف که سطح عملکرد ایمنی جانی است را ارضا کنند. و الگوریتم توانایی کمی در دست یافتن به توزیع مقاومت مناسب را خواهد داشت. و در همان تلاش‌های اولیه تیرها سطح عملکرد مذکور را رد خواهند کرد. تغییر دادن مساحت تیرها و ستون‌ها و آرماتورهای طولی باهم باعث پیچیدگی مسئله می‌شود و ضمناً چون تیرها نقش کمی در دست یافتن به توزیع مقاومت بهینه مناسب را در محدوده سطح عملکرد هدف را دارند و با تغییر مساحت آن‌ها تغییر محسوسی در نتایج مشاهده نمی‌شود. بنابراین ترجیح داده شد، مساحت تیرها در کل فرآیند طراحی ثابت فرض شود. و تنها مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی تغییر داده شود. بنابراین بهترین انتخاب، تغییر دادن مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی باهم و یا تغییر دادن مساحت میلگردهای طولی به تنهایی است. همه موارد فوق با تغییر درضریب زلزله و تحلیل‌های مکرر غیرخطی امکان‌پذیر می‌باشد. در ابتدای امر با فرض اینکه ساختمان تنها با تغییر میلگردهای طولی و ثابت نگه داشتن ابعاد ستون هدف طراحی را برآورده می‌کند یعنی در عین حال که سطح عملکرد ساختمان حفظ می‌شود ساختمان در بهینه‌ترین حالت خود نیز قرار می‌گیرد، به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مکرر بر روی ساختمان پرداخته شد. ولی پس از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مکرر بر روی ساختمان این موضوع مشاهده شد که تنها با تغییر میلگردهای طولی، ساختمان موردنظر در همه زلزله‌ها در سطح عملکرد هدف قرار نمی‌گیرد و اهداف طراحی ارضا نمی‌شوند.

جدول ۶. زمان تناوب ارتعاشی و درصد مشارکت مودی ساختمان NDA

Table 6. Priod and modal participating mass ratio of NDA building

مود	زمان تناوب(ثانیه)	درصد مشارکت مودی	
		X	Y
۱	۰/۷۸	۷۵/۷۰	۰/۰۷
۲	۰/۷۸	۰/۰۷	۷۵/۷۰
۳	۰/۶۷	۰/۰۰	۰/۰۰
۴	۰/۲۴	۳/۲۰	۱۲/۴
۵	۰/۲۴	۱۲/۴	۳/۲۰
۶	۰/۲۱	۰/۰۰	۰/۰۰
۷	۰/۱۱	۴/۱	۱/۸۰
۸	۰/۱۱	۱/۸۰	۴/۱۰
۹	۰/۱۰	۰/۰۰	۰/۰۰
۱۰	۰/۰۶	۰/۷۴	۲/۰۰
۱۱	۰/۰۶	۲/۰۰	۰/۷۴
۱۲	۰/۰۶	۰/۰۰	۰/۰۰

به همین علت مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی به طور همزمان تغییر داده شدند.

نتایج فوق که با تغییر در مساحت مقاطع و میلگردهای طولی به دست آمدهاند، با فرضیاتی از قبیل موارد زیر انجام شده‌است:

۱ـ تمام مقاطعی که برای طراحی این نوع سازه مناسب میباشند بررسی شدهاند (مقاطع کوچکتر یا بزرگتر از مقاطع پایه)

۲ـ کلیه مقاطع در دهانهها و ارتفاعهای مختلف تست شدهاند.

۳ـ میلگردهای هر مقطع طوری در نظر گرفته شدهاند که کلیه ضوابط آییننامهای مربوط به قاب خمشی ویژه در آن رعایت شده‌باشد. (از قبیل حداقل و حداکثر آرماتور، فاصله مناسب آرماتورها و ...)

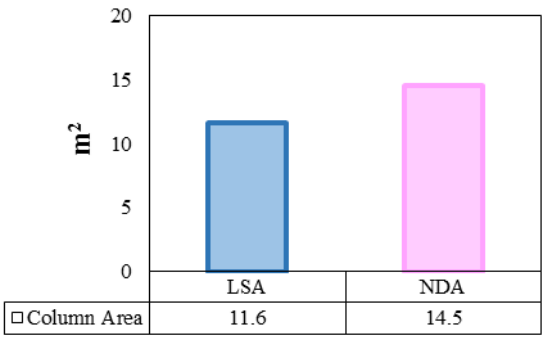
۴ـ مقاطع تیرها و ستونها طوری در نظر گرفته شدهاند که ضوابط قاب خمشی ویژه در آن به طور کامل رعایت شده باشد. (از قبیل تیرضعیف- ستون قوی و مقدار برش در چشمه اتصال و ...)

۵ـ تغییر در مساحت مقاطع و میلگردهای طولی به طور همزمان و تکتک انجام شدهاست، تا تاثیر هریک به درستی مشخص شود.

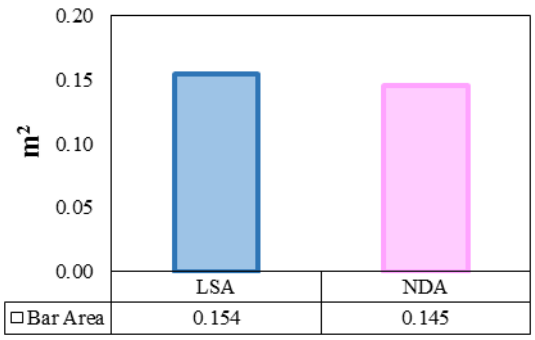
نکته قابل توجه در طراحی دینامیکی غیرخطی این بود که اگر از هریک از زلزلههای موجود از مجموعه زلزلههای جدول ۳ به عنوان زلزله طرح استفاده میشد برای هر زلزله یک ساختمان با مشخصات متفاوت از ساختمان طراحی شده به وسیله زلزلههای دیگر و ساختمان طراحی شده با مجموعه زلزلهها ارائه میداد. در کل فرآیند طراحی سعی شد، تمام قیود طراحی و همچنین ضوابط قاب خمشی با شکل پذیری زیاد که در طراحی ساختمانها با روش استاتیکی خطی در قسمت ۳ مطرح گردید رعایت شود. مقاطع ساختمان طراحی شده به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی طبق ضوابط فصل ۱۶ ام آیین‌نامه FEMA P - ۱۰۵۰-۱ تحت مجموعه زلزلههای جدول ۳ در جدول ۵ ارائه شده‌است. زمان تناوب ارتعاشی و درصد مشارکت مودی برای ساختمان طرح شده با استفاده از روش دینامیکی غیرخطی در جدول ۶ نشان داده شده‌است. همانطور که قبلاً ذکر شد، برای هر نوع از ساختمان‌ها یک اسم اختصاری با توجه به نوع تحلیل انجام گرفته در طراحی ساختمان در نظر گرفته شده‌است. برای ساختمان دوم با توجه به اینکه تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی غیرخطی) می‌باشد (NDA)[1] انتخاب شدهاست. مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی در هر دو نوع ساختمان، در شکل ۵ مقایسه شدهاست.

شکل ۵. مقایسه مصالح در طراحی ساختمان‌های LSA و NDA: (الف) مساحت میلگردهای طولی (ب) مساحت ستون ها

Fig. 5. Comparison of materials in design of LSA and NDA buildings: (a) area of longitudinal reinforcements; (b) area of columns



(ب)



(الف)

1 Nonlinear Dynamic Analysis

۷- مقایسه نتایج ساختمان طرح اولیه با ساختمان طراحی شده به کمک تحلیل غیرخطی

۱- ۳- مصالح مصرفی

همان‌طور که درشکل ۵ مشاهده می‌گردد، مقدار مساحت میلگردهای به‌دست آمده در ساختمان NDA کم‌تر از ساختمان LSA می‌باشد. ولی مقدار بتن مصرفی در ساختمان NDA کمی بیشتر از ساختمان LSA می‌باشد. در ساختمان NDA ، مقاطع بزرگ با درصد میلگرد کم می‌باشند. در حقیقت با توجه به اختلاف قیمت زیاد بتن و میلگرد از نظر اقتصادی، مقاطع بزرگ با درصد میلگرد کم، بهینه‌تر از مقاطع کوچک‌تر با درصد میلگرد زیاد می‌باشند. در واقع در ساختمان LSA ظرفیت بسیاری از اعضای ساختمان در زلزلههای طرح، بدون استفاده باقی می‌مانند. این ظرفیت‌های اضافه سبب خواهد شد که طرح از حالت بهینه خارج شود. بر اساس این روش هریک از اعضا و بخش‌های ساختمان که ظرفیت اضافه داشته باشد، مقداری از آن کاهش داده می‌شود و اگر اعضا و بخش‌هایی کمبود ظرفیت داشته باشد، ظرفیت بیشتری به آن‌ها داده می‌شود. بدین ترتیب طراحی ساختمان، تغییر یافته و ساختمان اصلاح شده، و به سمت ساختمان بهینه همگرا خواهد شد و رفتار متفاوتی در زلزلههای طرح خواهد داشت.

۱- ۴- بررسی شکل پذیری ساختمانها

ضریب شکلپذیری (نسبت تغییرمکان ماکزیمم به تغییرمکان تسلیم) یک پارامتر موثر در ارزیابی عملکرد سازهها در برابر زلزله-های شدید به شمار میآید. جدول ۷ به مقایسه ضرایب شکلپذیری

جدول ۷. ضرایب شکل پذیری ساختمان های LSA و NDA

Table 7. Ductility coefficients of LSA and NDA buildings

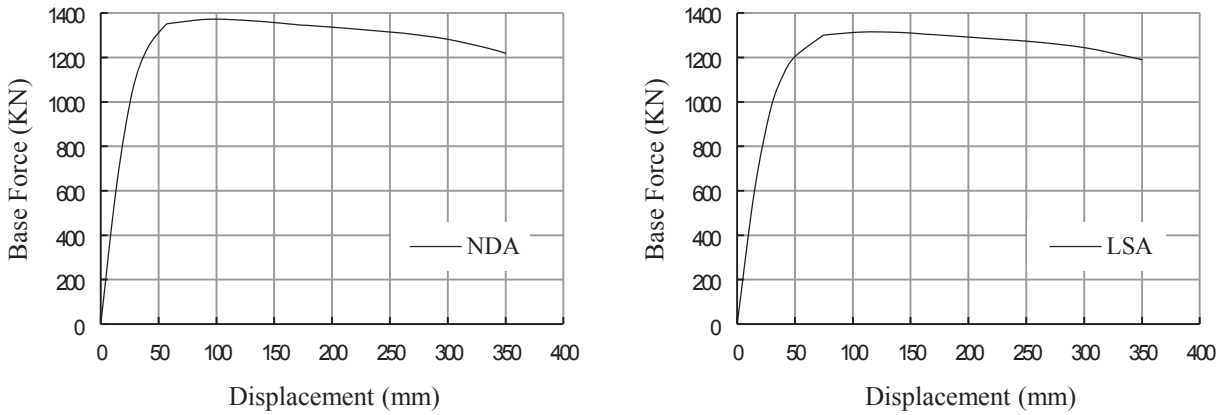
ساختمان	$\delta_m (mm)$.	$\delta_y (mm)$	δ_m / δ_y
LSA	۱۴۷	۶۹	
NDA	۱۲۰	۵۵	۲/۱۸

در دو سازه LSA و NDA میپردازد. ضرایب شکلپذیری برای هر دو ساختمان LSA و NDA با استفاده از طیف ظرفیت ارائه شده در شکل ۶ به دست آمده است. همانطور که در جدول ۷ مشاهده میشود ضریب شکلپذیری در ساختمان NDA نسبت به ساختمان LSA افزایش یافته است.

۱- ۵- میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات

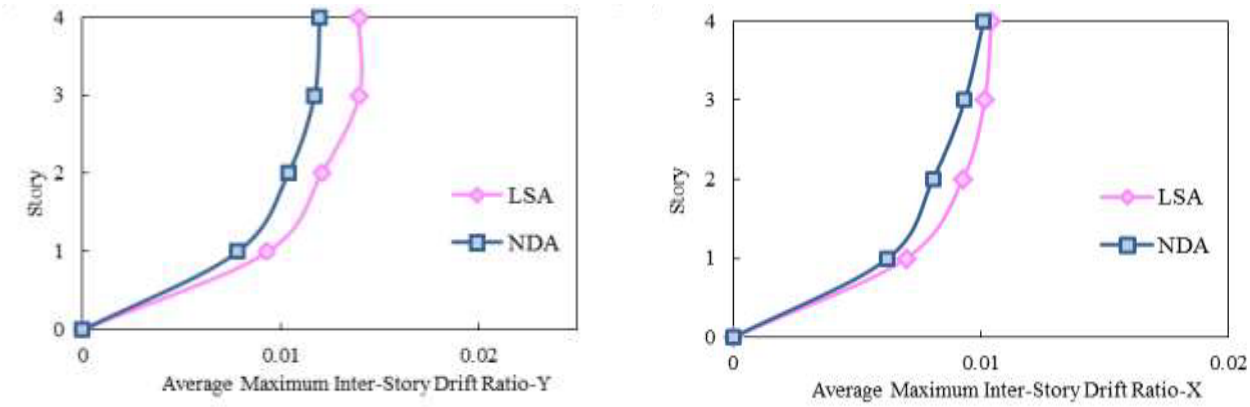
در شکل ۷ مقادیر میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات ساختمان در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای دو ساختمان LSA و NDA، تحت ۱۱ رکورد حوزه دور با مشخصات ارائه شده در جدول ۳، در دو جهت X و Y مقایسه شدهاند.

در تحلیل دینامیکی غیرخطی طبق آیین‌نامه ۱-۱۰۵۰ - P FEMAمیانگین تغییر مکان نسبی میان طبقات برای هر طبقه نباید بیشتر از دو برابر مقادیر قابل قبولی باشد که برای تحلیل خطی طبق جدول (۱-۱۲.۱۲) در آیین نامه ۱۰ـ۷ ASCE وجود دارد، طبق این جدول این مقدار برای ساختمان‌های تا ۴ طبقه برای زلزله سطح خطر-۱ برابرh ۰/۰۲۵ می‌باشد. طبق مقادیر به‌دست آمده از نتایج تحلیل در هیچ کدام از موارد مقدار میانگین تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای از مقدار مجاز یعنیh ۰/۰۵ در تحلیل دینامیکی غیرخطی



شکل۶. منحنی ظرفیت در ساختمان های LSA و NDA

Fig. 6. Capacity curve in LSA and NDA buildings



(ب) (الف)

شکل ۷. میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در ساختمان‌های LSA و NDA تحت رکوردهای طراحی و ارزیابی اولیه: (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

Fig. 7. Average maximum inter-story drift ratios of nonlinear dynamic analysis in LSA and NDA buildings under design and preliminary evaluation records: (a) X direction; (b) Y direction

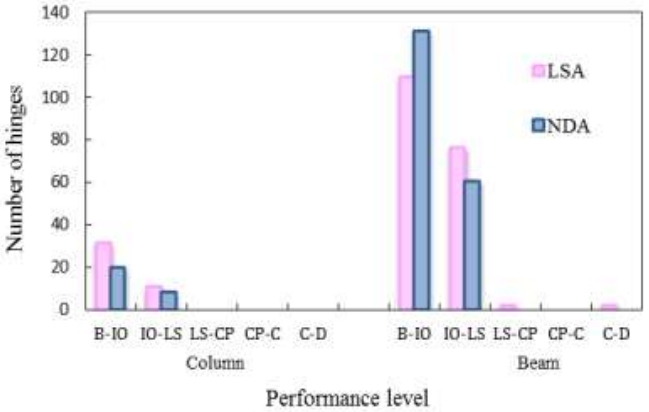
بیشتر نمی‌باشند. طبق شکل ۷ مقدار میانگین ماکزیمم تغییرمکان نسبی میان طبقه‌ای در ساختمان NDA در جهت X، در طبقه اول به میزان ۱۰% در طبقه دوم ۱۳%، در طبقه سوم ۸% و در طبقه چهارم ۳% و در جهت Y، در طبقه اول به میزان ۱۶% در طبقه دوم ۱۴%، در طبقه سوم ۱۶%و در طبقه چهارم ۱۴% در مقایسه با ساختمان LSA کاهش یافته است.

۱- ۶- نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک

یکی از راهکارهای ارزیابی کارایی روش به‌کار رفته در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها، مقایسه سطوح عملکرد، تعداد و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک ساختمان LSA با ساختمان NDA می‌باشد.

جدول ۸ به مقایسه سطوح عملکرد در دو نوع ساختمان LSA و NDA در تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌پردازد. شکل ۸ نیز میانگین تعداد مفاصل تشکیل شده برای یازده رکورد اولیه را نشان می‌دهد.

با دقت در شکل و جدول ارائه شده می‌توان دریافت که ساختمان NDA کاملاً در سطح عملکرد هدف یعنی سطح عملکرد ایمنی جانی قرار دارد. و هیچ کدام از مفاصل سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نکرده‌اند. همچنین تعداد مفاصل تشکیل شده در ساختمان NDA کم‌تر از مفاصل تشکیل شده در ساختمان LSA است. این موضوع نشان می‌دهد خرابی در ساختمان NDA کاهش یافته است. نکته دیگری که از شکل می‌توان دریافت این موضوع است که تعداد بیشتر



شکل ۸. میانگین تعداد مفاصل پلاستیک در ساختمان‌های LSA و NDA حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای طراحی و ارزیابی اولیه

Fig. 8. Average number of plastic hinges in LSA and NDA buildings from nonlinear dynamic analysis under design and preliminary evaluation records

جدول ۸. سطح عملکرد ساختمان‌های LSA و NDA در تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای طراحی و ارزیابی اولیه

Table 8. Performance level of LSA and NDA buildings in nonlinear dynamic analysis under design and preliminary evaluation records

ردیف	شناسه زلزله	سطح عملکرد LSA	سطح عملکرد NDA
۱	ABR	LS	LS
۲	TMZ	LS	LS
۳	JOS	LS	LS
۴	ARC	IO	IO
۵	NIS	LS	LS
۶	HEC	LS	LS
۷	**ORR**	**D**	**LS**
۸	TCU045	LS	LS
۹	TCU095	LS	LS
۱۰	TCU039	IO	IO
۱۱	TCU070	LS	LS

جدول ۹. مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در ارزیابی ساختمان ها

Table 9. Characteristics of accelerometers used in evaluation of buildings

ردیف	سال	شناسه	زلزله	بزرگا	ایستگاه	PGA_X (g)	PGA_Y (g)	Rrup (km)	Vs_30 (m/sec)	T_P (S)
زلزله‌های حوزه دور										
۱	۱۹۷۱	ORR	San Fernando	۶/۶۱	Castaic - Old Ridge Route	۰/۳۲	۰/۲۷	۲۲/۶۳	۴۵۰/۲۸	-
۲	۱۹۷۱	LAK	San Fernando	۶/۶۱	Lake Hughes #۱۲	۰/۳۸	۰/۲۸	۱۹/۳	۶۰۲/۱	-
۳	۱۹۸۹	WAH	Loma Prieta	۶/۹۳	WAHO	۰/۶۵	۰/۳۷	۱۷/۴۷	۳۸۸/۳۳	-
۴	۱۹۷۸	DAY	Tabas_ Iran	۷/۳۵	Dayhook	۰/۴۰	۰/۳۲	۱۳/۹۴	۴۷۱/۵۳	-
۵	۱۹۹۲	MVH	Landers	۷/۲۸	Morongo Valley Fire Station	۰/۲۲	۰/۱۶	۱۷/۳۶	۳۹۶/۴۱	-
۶	۱۹۸۰	BRZ	Irpinia_ Italy-01	۶/۹	Brienza	۰/۲۲	۰/۱۸	۲۲/۵۶	۵۶۱/۰۴	-
۷	۱۹۹۲	FFS	Cape Mendocino	۷/۰۱	Ferndale Fire Station	۰/۳۷	۰/۲۶	۱۹/۳۲	۳۸۷/۹۵	-
۸	۲۰۰۷	IZN	Chuetsu-oki_ Japan	۶/۸	Iizuna Imokawa	۰/۶۳	۰/۳۷	۶۶/۴۴	۵۹۱/۲	-
۹	۱۹۷۹	HRZ	Montenegro_ Yugoslavia	۷/۱	Herceg Novi - O.S.D. Paviviv	۰/۲۵	۰/۲۲	۲۵/۵۵	۵۸۵/۰۴	-
۱۰	۲۰۱۰	HVS	Darfield_ New Zealand	۷	Heathcote Valley Primary School	۰/۶۳	۰/۵۷	۲۴/۴۷	۴۲۲	-
۱۱	۱۹۹۴	UCL	Northridge-01	۶/۶۹	LA - UCLA Grounds	۰/۴۷	۰/۲۷	۲۲/۴۹	۳۹۸/۴۲	-
زلزله‌های حوزه نزدیک										
۱۲	۲۰۰۹	AGL	L'Aquila_ Italy	۶/۳	L'Aquila - Parking	۰/۳۶	۰/۳۳	۵/۳۸	۷۱۷	۱/۹۸
۱۳	۱۹۹۹	TCU۱۰۲	Chi-Chi_ Taiwan	۷/۶۲	TCU۱۰۲	۰/۳۱	۰/۱۷	۱/۴۹	۷۱۴/۲۷	۹/۶۳
۱۴	۲۰۰۳	BAM	Bam_ Iran	۶/۶	Bam	۰/۸۱	۰/۶۳	۱/۷	۴۸۷/۴	۲/۰۲
۱۵	۱۹۹۲	PET	Cape Mendocino	۷/۰۱	Petrolia	۰/۶۶	۰/۵۹	۸/۱۸	۴۲۲/۱۷	۲/۹۹
۱۶	۱۹۷۸	TAB	Tabas	۷/۳۵	Tabas	۰/۸۶	۰/۸۵	۲/۰۵	۷۶۶/۷۷	۶/۱۸
۱۷	۱۹۸۹	STG	Loma Prieta	۶/۹۳	Saratoga - Aloha Ave	۰/۵۱	۰/۳۲	۸/۵	۳۸۰/۸۹	۴/۵۷
۱۸	۱۹۹۲	SYL	Northridge-۰۱	۶/۶۹	Sylmar - Olive View Med FF	۰/۸۴	۰/۶	۵/۳	۴۴۰/۵۴	۲/۴۳
۱۹	۱۹۸۴	GIL	Morgan Hill	۶/۱۹	Gilroy Array #۶	۰/۲۹	۰/۲	۹/۸۷	۶۶۳/۳۱	۱/۲۳
۲۰	۱۹۹۹	IRI	Duzce_ Turkey	۷/۱۴	IRIGM٤٨٧	۰/۳۰	۰/۲۸	۲/۶۵	۶۹۰	۱۰/۰۵
۲۱	۱۹۷۹	BSO	Montenegro_ Yugoslavia	۷/۱	Bar-Skupstina Opstine	۰/۳۷	۰/۳۶	۶/۹۸	۴۶۲/۲۳	۱/۴۴
۲۲	۱۹۹۹	TCU۰۵۲	Chi-Chi_ Taiwan	۷/۶۲	TCU۰۵۲	۰/۴۴	۰/۳۵	۰/۶۶	۵۷۹/۱	۱۱/۹۶

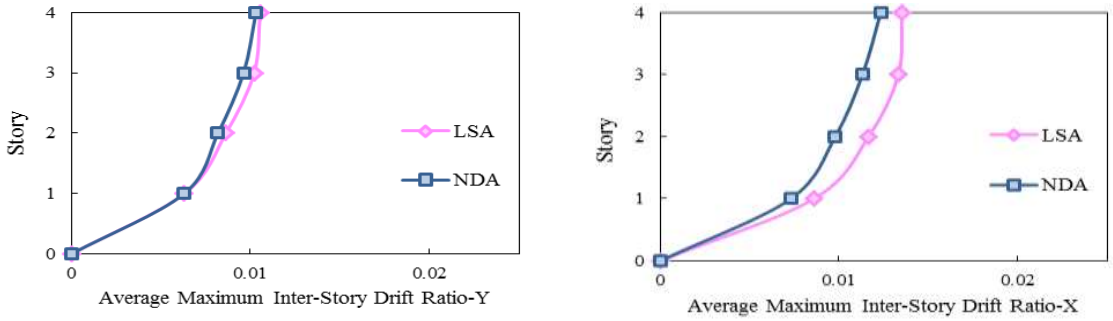
مفاصل تشکیل شده در هر دو نوع ساختمان در تیرها می‌باشند. و در ساختمان NDA نسبت به LSA، تعداد بیشتری از مفاصل در تیرها تشکیل شده‌است. و هیچ یک از مفاصل ستون‌ها سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نکرده‌اند و این موضوع نشان از این است که ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی برای قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد کاملاً رعایت شده‌است و طرح ارائه شده به اهداف طراحی نزدیک‌تر می‌باشد.

۸- ارزیابی نهایی ساختمان‌ها

روش تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی غیرخطی) بهترین و دقیق‌ترین روش تحلیل برای تخمین و برآورد نیاز لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد. بنابراین می‌توان نتایج این روش را به عنوان مبنایی برای بررسی کارایی روش به کار رفته در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده کرد. برای این منظور و به منظور تعیین این مسئله که ساختمان‌های طراحی شده تحت تحریک شتابنگاشت‌های دیگر چه رفتاری از خود نشان می‌دهند و بررسی این موضوع که کدام نوع روش طراحی کارایی بیشتری دارد هر دو نوع ساختمان تحت تحریک مجموعه‌ای از رکوردهای زلزله به صورت شتابنگاشت با مشخصات و ویژگی‌های مشخص قرار گرفته‌اند. که در ادامه به بررسی این رکوردها پرداخته می‌شود.

۱- ۷- مشخصات رکوردهای مورد استفاده در ارزیابی نهایی ساختمان‌ها

به منظور در نظر گرفتن زمین لرزه‌هایی با مشخصات مختلف، تعدادی رکورد با ویژگی حرکات زمین دور از گسل و نزدیک گسل در نظر گرفته شدند. مجموعه‌ای از رکوردهای مذکور، که در تحلیل‌های تاریخچه زمانی مورد استفاده قرار گرفتند، در جدول ۹ نشان داده شده‌اند. تعدادی از مشخصات رکوردها شامل نام، نام اختصاری، ایستگاه ثبت رکورد، بزرگا، فاصله از گسل، سرعت موج برشی وPGA و زمان تناوبی پالس (T_p) در این جدول نشان داده شده‌است. کلیه رکوردهای ذیل از سایت PEER با توجه به ضوابط آیین نامه۱ - FEMA P- ۱۰۵۰ و مشابه موارد رعایت شده در انتخاب رکوردهای اولیه که در طراحی ساختمان‌ها استفاده شدند، می باشند. همچنین



(الف) (ب)

شکل ۹. میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در ساختمان های LSA و NDA تحت رکوردهای حوزه دور ارزیابی: (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

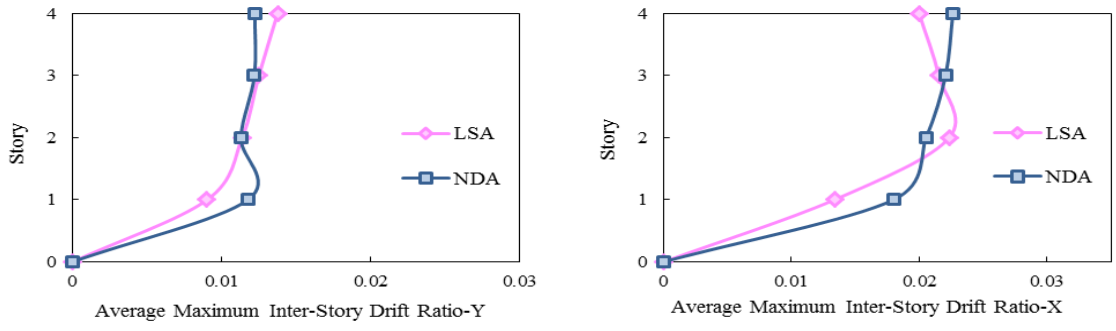
Fig. 9. Average maximum inter-story drift ratios of nonlinear dynamic analysis in LSA and NDA buildings under far-fault evaluation records: (a) X direction; (b) Y direction

به منظور بررسی دقیق‌تر رفتار ساختمان‌های طرح شده به روش دینامیکی غیرخطی، مجموعه رکوردهای انتخابی متفاوت از زلزله‌های طرح انتخاب شدند. از مجموعه بیست و دو رکوردی که مطابق جدول ۹ ارائه شده‌اند، یازده عدد از این رکوردها حوزه دور و یازده عدد دیگر آن حوزه نزدیک با اثر گسیختگی پیش رونده، می‌باشند.

نحوه اعمال شتابنگاشت‌های دور از گسل به ساختمان مشابه نحوه اعمال شتابنگاشت‌های اولیه که در طراحی و ارزیابی استفاده شدند، می‌باشند یعنی جهتی که دارای حداکثر PGA بزرگتر می‌باشد در جهت X و جهتی که دارای PGA کمتری می‌باشد در جهت Y به ساختمان وارد می‌شود. ولی در مورد رکوردهای نزدیک گسل به منظور بررسی اثر پالس گونگی، شتابنگاشتها به دو صورت بر ساختمان اعمال شدند روش اول مشابه رکوردهای دور از گسل می‌باشد ولی در روش دوم جهت اعمال شتابنگاشتها به این صورت می‌باشد که مولفه موازی بر گسل در جهت X و مولفه عمود بر گسل در جهت Y بر ساختمان وارد شدند. نحوه مقیاس شتابنگاشت‌ها نیز دقیقاً مشابه نحوه مقیاس شتابنگاشت‌هایی می‌باشند که در طراحی و ارزیابی اولیه مورد استفاده قرار گرفتند.

۱- ۸- میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات مناطق دور از گسل

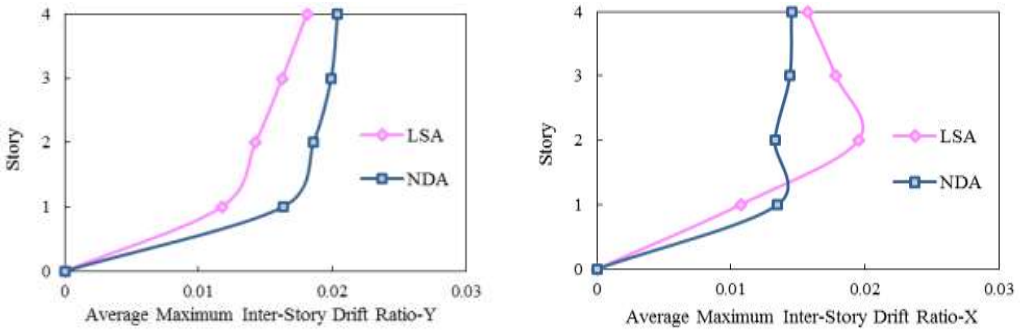
شکل ۹، مقادیر میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات را برای ساختمان LSA و NDA تحت یازده رکورد حوزه دور با مشخصات ارائه شده در جدول ۹، برای هر دو جهت X و Y را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشاهده میشود میانگین ماکزیمم تغییرمکان نسبی میان طبقه‌ای در ساختمان NDA در جهت X در طبقه اول به میزان ۱۵% در طبقه دوم ۱۶%، در طبقه سوم ۱۵% و



(الف) (ب)

شکل ۱۰. میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی ساختمآن‌هایLSA و NDA تحت رکوردهای حوزه نزدیک ارزیابی (روش اول): (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

Fig. 10. Average maximum inter-story drift ratios of nonlinear dynamic analysis in LSA and NDA buildings under near-fault evaluation records (first method): (a) X direction; (b) Y direction



(ب) (الف)

شکل ۱۱. میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در ساختمان‌های LSA و NDA تحت رکوردهای حوزه نزدیک ارزیابی (روش دوم): (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

Fig. 11. Average maximum inter-story drift ratios of nonlinear dynamic analysis in LSA and NDA buildings under near-fault evaluation records (second method): (a) X direction; (b) Y direction

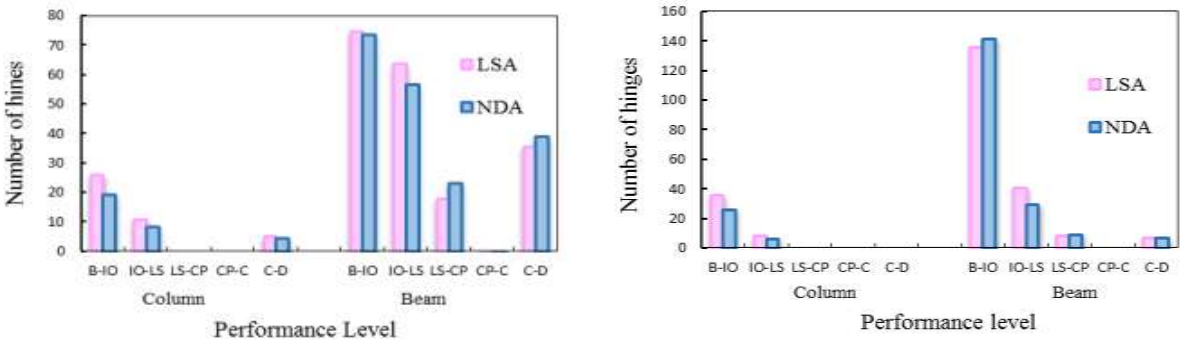
در طبقه چهارم ۹% در مقایسه با ساختمان LSA کاهش یافته است و در جهت Y در طبقه اول به میزان ۵%. در طبقه دوم ۵%، در طبقه سوم ۶% و در طبقه چهارم ۲% در مقایسه با ساختمان LSA کاهش داشتهاست.

با توجه به نتایج ارائه شده در هر دو جهت X وY کم‌ترین مقدار میانگین ماکزیمم تغییرمکان نسبی میان طبقه‌ای تقریباً در همه طبقات مربوط به ساختمان NDA و بیشترین مقدار مربوط به ساختمان LSA می‌باشد. با توجه به نتایج ارائه شده تطبیق خوبی بین نتایج این قسمت با قسمت ۷-۳ مشاهده می شود.

۱- ۹- میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات مناطق نزدیک گسل

در این قسمت به بررسی و مقایسه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی ساختمان‌ها تحت رکوردهای زمین لرزه با مشخصات نزدیک گسل برای هر دو نوع ساختمان طرح شده با روش استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی مطابق مدارک، استاندارد ۲۸۰۰ و ۱-۱۰۵۰ FEMA P- پرداخته می‌شود.

همانطور که قبلاً گفته شد، برای بررسی اثر پالس‌گونگی شتابنگاشت‌های نزدیک گسل، رکوردها به دو صورت بر ساختمان اعمال شدند. در روش اول شتابنگاشت‌هایی که دارای PGA بزرگتر می‌باشد در جهت X و شتابنگاشت‌هایی که دارای PGA کوچکتری می‌باشند در جهت Y به ساختمان وارد شدند. میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات حاصل از روش اول در شکل ۱۰، قابل مشاهده هستند، که میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات برای ساختمان LSA و NDA را تحت یازده رکورد حوزه نزدیک با مشخصات ارائه شده در جدول ۹، برای هر دو جهت X و Y را نشان می‌دهند.



(ب) (الف)

شکل ۱۲. میانگین تعداد مفاصل پلاستیک در ساختمان‌های LSA و NDA حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی: (الف) تحت رکوردهای حوزه دور ارزیابی (ب) تحت رکوردهای حوزه نزدیک ارزیابی

Fig. 12. Average number of plastic hinges in LSA and NDA buildings from nonlinear dynamic analysis: (a) under far-fault evaluation records; (b) under near-fault evaluation records

جدول ۱۰. سطح عملکرد ساختمان‌های LSA و NDA حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای حوزه دور ارزیابی

Table 10. Performance level of LSA and NDA buildings from nonlinear dynamic analysis under the far-fault evaluation records

ردیف	زلزله شناسه	سطح عملکرد LSA	NDA
۱	ORR	LS	IO
۲	LAK	IO	IO
۳	WAH	LS	LS
۴	DAY	LS	LS
۵	MVH	LS	IO
۶	BRZ	IO	IO
۷	**FFS**	**D**	**D**
۸	**IZN**	**CP**	**D**
۹	HRZ	IO	IO
۱۰	HVS	LS	IO
۱۱	UCL	LS	LS

همانطورکه در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات ساختمان NDA در مقایسه با ساختمان LSA، در جهت X، در طبقه اول به میزان ۳۵% در طبقه سوم ۲% و در طبقه چهارم ۱۳% افزایش یافته است، و در طبقه دوم به میزان ۸% کاهش یافته است، در جهت Y در طبقه دوم به میزان ۱% در طبقه سوم به میزان ۲% و در طبقه چهارم به میزان ۱۱% کاهش یافته است و در طبقه اول به مقدار ۳۵ % افزایش یافته است.

در روش دوم مولفه موازی گسل در جهت X و مولفه عمود بر گسل یعنی رکوردهایی که دارای حرکت پالس گونه شدیدتری می‌باشند در جهت Y بر ساختمان وارد شدند. در شکل ۱۱ میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات برای هر دو نوع ساختمان ارائه شده‌است. همانطور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود در جهت X مقدار میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات در ساختمان NDA در طبقه اول به میزان ۲۶ % نسبت به ساختمان LSA افزایش یافته است و در طبقه دوم به میزان ۳۲ % در طبقه سوم ۱۹% و در طبقه چهارم ۸% در مقایسه با ساختمان LSA کاهش یافته است. در جهت Y که شامل مولفه‌های موازی با گسل می‌باشند مقدار میانگین ماکزیمم تغییرمکان نسبی میان طبقه‌ای در ساختمان LSA در طبقه اول به میزان ۳۹% در طبقه دوم ۳۰%، در طبقه سوم ۲۳% و در طبقه چهارم ۱۳% در مقایسه با ساختمان NDA افزایش یافته است. همان‌طور که مشاهده میشود، در هیچ حالتی مولفههای اعمال شده در دو جهت X و Y یکسان نمیباشند، به همین علت نتایج در این دو جهت متفاوت میباشند.

جدول ۱۱. سطح عملکرد ساختمان‌های LSA و NDA حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای حوزه نزدیک ارزیابی

Table 11. Performance level of LSA and NDA buildings from nonlinear dynamic analysis under the near-fault evaluation records

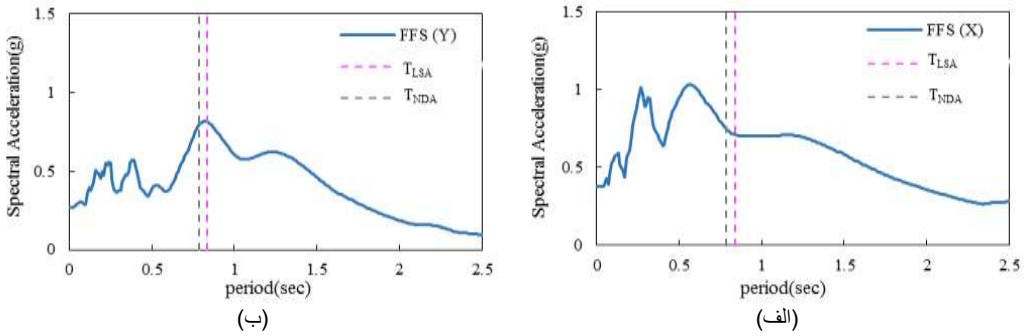
ردیف	زلزله شناسه	سطح عملکرد LSA	NDA
۱	AQL	IO	IO
۲	**TCU102**	**D**	**D**
۳	**BAM**	**D**	**D**
۴	**PET**	**D**	**D**
۵	**TAB**	**D**	**D**
۶	STG	LS	LS
۷	**SYL**	**D**	**D**
۸	GIL	IO	IO
۹	IRI	IO	IO
۱۰	BSO	LS	LS
۱۱	**TCU052**	**D**	**D**

۱- ۱۰- تعداد و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

جدول ۱۰ و جدول ۱۱ به ترتیب سطوح عملکرد هر دو نوع ساختمان را برای مجموعه زلزله‌های حوزه دور و حوزه نزدیک نشان می‌دهند. شکل ۱۲ نیز مربوط به میانگین نحوه تشکیل مفاصل برای زلزله‌های دور و نزدیک گسل می‌باشند. همان‌طور که قبلاً گفته شد این نمودارها از میانگین مفاصل تشکیل شده برای یازده رکورد زلزله به دست آمده‌اند. با توجه به جدول ۱۰ و جدول ۱۱ در زلزله‌های حوزه دور سطح عملکرد در ساختمان طرح شده به روش دینامیکی غیرخطی برای سه زلزله ORR، MVH وHVS از سطح عملکرد ایمنی جانی(LS) به سطح عملکرد استفاده بی وقفه (IO)[1] و در زلزله IZN سطح عملکرد از آستانه فروریزش (CP)[2] به D تغییر پیدا کرده است. ولی در سایر زلزله‌های حوزه دور و تمامی زلزله‌های حوزه نزدیک، سطح عملکرد برای هر دو نوع ساختمان یکسان است.

با دقت در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود که در زلزله‌های حوزه دور و نزدیک بیشترین میزان خرابی مربوط به ساختمان LSA می‌باشد و کم‌ترین آن مربوط به ساختمان NDA است. در زلزله‌های حوزه دور بیشتر مفاصل تشکیل شده در هر دو نوع ساختمان در تیرها می‌باشند. و در ساختمان‌های LSA و NDA هیچ یک از مفاصل ستون‌ها سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نکرده‌اند ولی در تیرها تعدادی از مفاصل

1 Immediate Occupancy
2 Collapse Prevention



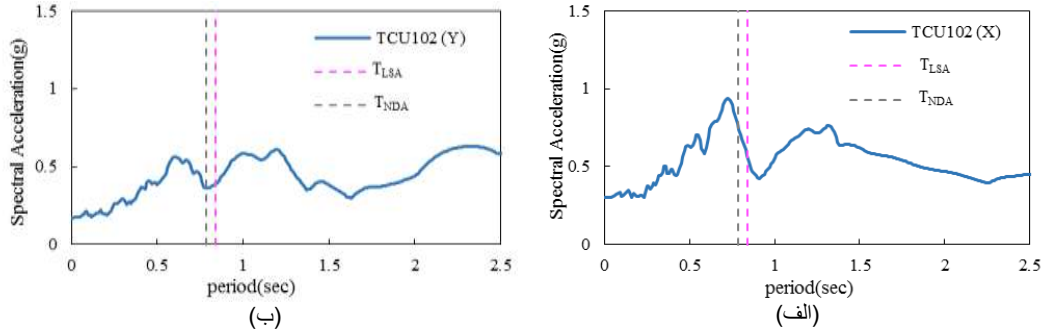
شکل ۱۳: مقایسه طیف زلزله FFS با زمان تناوب ساختمان های LSA و NDA : (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

Fig. 13. Comparison of FFS earthquake spectral with the period of LSA and NDA buildings: (a) X direction; (b) Y direction

سطح عملکرد ایمنی جانی رد کرده‌اند. در زلزله‌های حوزه نزدیک، هم تیرها و هم ستون‌ها از سطح عملکرد ایمنی جانی گذشته‌اند ولی تعداد مفاصلی که در ستون‌های ساختمان NDA سطح عملکرد ایمنی جانی را رد کرده‌اند کمتر از ساختمان LSA می‌باشد؛ و تعداد مفاصلی که در تیرهای این ساختمان سطح عملکرد ایمنی جانی را رد کرده‌اند بیشتر از ساختمان LSA می‌باشد.

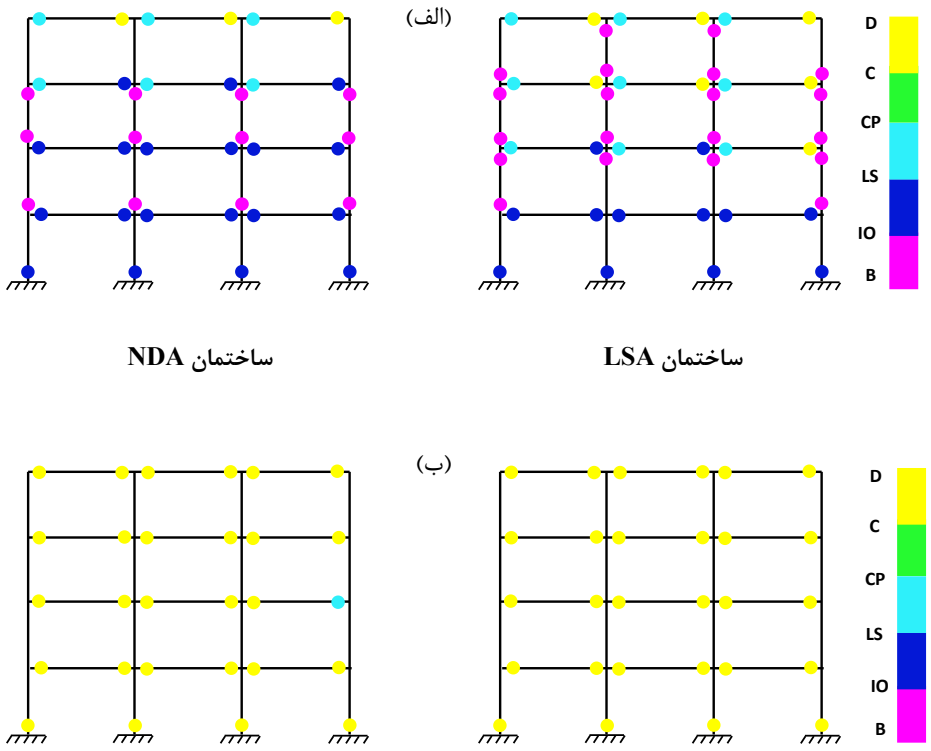
۱- ۱۱- شمای تشکیل مفاصل پلاستیک

در این قسمت شمای تشکیل مفاصل پلاستیک برای قاب خمشی ویژه طرح شده با استفاده از روش تحلیل خطی و غیرخطی تحت تحریک رکوردهای نزدیک و دور از گسل مقایسه شده‌اند. مقایسه شمای تشکیل مفاصل پلاستیک فقط برای رکوردهایی که سطح عملکرد ایمنی جانی را رد کرده‌اند انجام شده‌است. برای درک بیشتر این موضوع طیف زلزله‌ها با زمان تناوب هر دو نوع سازه در شکل ۱۳ و در شکل ۱۴ مقایسه شده‌اند. در ابتدا به بررسی این موضوع، در رکوردهای دور از گسل و برای زلزله‌هایی که حالت بحرانی‌تری ایجاد کرده‌اند پرداخته می‌شود. با توجه به جدول ۱۰، هر دو نوع ساختمان در زلزله FFS و IZN سطح عملکرد ایمنی جانی را رد کرده‌اند که زلزله FFS حالت بحرانی‌تری دارد. شکل ۱۵ شمای نهایی تشکیل مفاصل در قاب‌های خمشی ویژه را در زلزله FFS نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشخص است در ساختمان NDA مفاصل بیشتر در تیرهای طبقه آخر سطح عملکرد ایمنی جانی را رد کرده‌اند. ولی در ساختمان LSA در تیرهای موجود در طبقات پایین‌تر این حالت مشهودتر است. این حالت تشکیل مفاصل تحت رکورد زلزله IZN هم مشاهده شد با این تفاوت که خرابی در ساختمان LSA در طبقه دوم اتفاق افتاده بود و در ساختمان NDA در دو طبقه آخر رخ داده بود. نتایج به‌دست آمده در قسمت‌های ۸-۲، ۸-۴ و ۸-۵ نشان‌دهنده کارایی روش دینامیکی غیرخطی در طراحی ساختمان بتن مسلح با قاب خمشی ویژه در مناطق تحت حرکات زمین با مشخصات دور از گسل نسبت به روش‌های متداول است. در شمای حاصل از رکوردهای نزدیک گسل در قاب‌های خمشی ویژه طبق جدول ۱۱ در ۶ زلزله سطح عملکرد ایمنی جانی رد شده‌است. که زلزله ۱۰۲TCU حالت بحرانی‌تری ایجاد کرده است. در شمای حاصل از رکوردهای نزدیک گسل طبق شکل ۱۵ در قاب‌های خمشی، در هر دو نوع ساختمان تقریباً نحوه تشکیل مفاصل به یک شکل می باشد؛ فقط کمی بهبود در ساختمان NDA



شکل ۱۴. مقایسه طیف زلزله TCU102 با زمان تناوب سازه‌های LSA و NDA: (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

Fig. 14. Comparison of TCU102 earthquake spectral with the period of LSA and NDA buildings: (a) X direction; (b) Y direction



شکل ۱۵. محل مفاصل پلاستیک: (الف) تحت زلزله FFS (ب) تحت زلزله TCU 102

Fig. 15. Plastic hinges location: (a) under FFS earthquake; (b) under TCU 102 earthquake

دیده می‌شود، این بهبود در سایر زلزله‌ها نیز مشاهده شد؛ مثلاً در زلزله طبس ستون‌های طبقه اول سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نکرده بودند ولی در ساختمان LSA رد شده بودند. اما همانطور که در شکل ۱۵ نیز مشهود است به علت حرکت پالس‌گونه رکوردهای نزدیک گسل، کلیه مفاصل پلاستیک در قاب‌های تحت تحریک این رکوردها تقریباً در یک لحظه تشکیل می‌شوند. به علت زمان کم وارد شدن نیروی حاصل از زلزله، مفاصل تشکیل شده در ساختمان فرصت زیادی برای تغییر شکل ندارند لذا به منظور تلف کردن انرژی ناگهانی، بلافاصله مفاصل بعدی تشکیل می‌شوند. این امر حتی موجب تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون‌های طبقه اول، که ظرفیت تغییر شکلی کمی دارند، می‌شود و این مسئله خطرات زیادی را متوجه پایداری ساختمان می‌کند. نتایج حاصل از ارزیابی‌های انجام شده در قسمت‌های ۸-۳، ۸-۴ و ۸-۵ نشان‌دهنده‌ی عدم کارایی هر دو روش طراحی فوق طبق مدارک استاندارد ۲۸۰۰ و FEMA P-۱۰۵۰-۱ در طراحی ساختمان بتن مسلح با قاب خمشی ویژه واقع در مناطق تحت حرکات زمین با مشخصات نزدیک گسل می‌باشد.

۹- نتیجه گیری

در پژوهش حاضر به منظور تأمین ملاحظات طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی کوتاهمرتبه بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد از روش‌های غیرخطی با روند ارائه شده، در شکل ۱ استفاده شد. یکی از نوآوری‌های این تحقیق، استفاده از روند به‌کار رفته به منظور انتخاب مشخصات اولیه ساختمان با کمک روش دینامیکی غیرخطی میباشد. به همین منظور روش ارائه شده به یک قاب خمشی بتنی منظم با شکلپذیری زیاد چند طبقه اعمال شد، و عملکرد لرزه‌ای این قاب (قاب طراحی شده به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی (NDA) طبق فصل ۱۶ آیین‌نامه ۱ - FEMA P-۱۰۵۰) با قاب مشابه طراحی شده با آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (قاب طراحی شده به کمک تحلیل استاتیکی خطی (LSA) طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴) مورد ارزیابی اولیه و نهایی قرار گرفت؛ که نتایج به دست آمده به شرح زیر میباشند:

۱ـ دست یافتن به توزیع مقاومت بهینه به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی بسته به نوع بار جانبی انتخابی می‌تواند متفاوت باشد. همانطور که در تحلیل دینامیکی غیرخطی مشاهده شد الگوی توزیع

مقاومت در سطح عملکرد هدف بسته به زلزله‌های طرح مختلف، متفاوت بود. در واقع زلزله‌های متفاوت، ساختمان‌هایی با ابعاد متفاوت ارائه میدهند.

۲ـ طراحی با استفاده از روش دینامیکی غیرخطی در ساختمان بتنی کوتاه مرتبه با شکل‌پذیری زیاد باعث طراحی اقتصادی‌تر میلگرد طولی و کاهش هزینه ساخت می‌شود.

۳ـ در مقایسه ضرایب شکل پذیری ساختمانهای LSA و NDA مشاهده شد که ضریب شکل پذیری در ساختمان NDA نسبت به ساختمان LSA به میزان ۲% افزایش می یابد.

۴ـ میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات ساختمان NDA نسبت به ساختمان LSA، در مناطق دور از گسل، تحت رکوردهای ارزیابی اولیه، در جهت X، به میزان ۸% و در جهت Y، به میزان ۱۵٪ و تحت رکوردهای ارزیابی نهایی، در جهت X به میزان ۱۳% و در جهت Y، به میزان ۴% کاهش یافت؛ و همچنین در مناطق نزدیک گسل، در حالت اول و در جهت X، در طبقات اول و سوم و چهارم به طور میانگین ۱۴% افزایش یافت، ولی در طبقه دوم، به میزان ۸% کاهش یافت، و در جهت Y در طبقات دوم، سوم و چهارم به طور میانگین به میزان ۵% کاهش یافت ولی در طبقه اول به میزان ۳۰% افزایش داشت. در حالت دوم و در جهت X که شامل مولفه های موازی گسل است در طبقه اول به میزان % ۲۶ افزایش یافت و در طبقات دوم، سوم و چهارم به طور میانگین به میزان ۲۰% کاهش یافت در جهت Y که شامل مولفه‌های عمود بر گسل میباشد در همه طبقات در مقایسه با ساختمان LSA به میزان ۲۵% افزایش یافت.

۵ـ در مناطق نزدیک گسل و مناطق دور از گسل کمترین میزان خرابی مربوط به ساختمان NDA می‌باشد؛ که میزان خرابی در ساختمان NDA نسبت به ساختمان LSA در مناطق دور از گسل تحت رکوردهای ارزیابی اولیه به میزان ۵% و تحت رکوردهای ازیابی نهایی به میزان ۷% و در مناطق نزدیک گسل به میزان ۴% کاهش داشت. در مناطق دور از گسل هیچ یک از مفاصل ستون‌ها سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نکردند و مفاصلی که از سطح عملکرد هدف گذشته بودند در تیرها مشاهده شدند، ولی در مناطق نزدیک گسل هم تیرها و هم ستون‌ها از سطح عملکرد هدف گذشته بودند. در مناطق دور و نزدیک گسل در هر دو نوع ساختمان خرابی در تیرها به میزان ۸۰% بیشتر از ستونها می‌باشد. و همچنین میزان خرابی در ستونهای ساختمان NDA نسبت به ستونهای ساختمان LSA در مناطق دور از گسل به میزان ۲۷% و در مناطق نزدیک گسل به میزان۲۴% کاهش داشت.

۶ـ در شمای نهایی تشکیل مفاصل حاصل تحت تحریک رکوردهای دور از گسل در ساختمان NDA مفاصلی که سطح عملکرد هدف را رد کردهبودند در طبقات بالاتر و در ساختمان LSA در طبقات پایین‌تر مشاهده شدند. اما شمای حاصل از رکوردهای نزدیک گسل در هر دو نوع ساختمان تقریباً یکسان بود فقط اندکی بهبود در ساختمان NDA نسبت به ساختمان LSA مشاهده شد.

۷- تحلیل دینامیکی غیرخطی به دلیل ارائه یک رفتار واقعی و صحیح از عملکرد ساختمان نسبت به روش خطی توزیع مناسب‌تری از مقاومت و همچنین ساختمان مناسب‌تری که به اهداف طراحی نزدیک بود ارائه داد. به طوری که ساختمان طرح شده، بهترین رفتار را در زلزله طرح و در زلزله‌های مشابه با خصوصیات زلزله طرح نسبت به ساختمان طراحی شده براساس آیین‌نامه‌های متداول در مناطق دور از گسل از خود نشان داد. و در زلزله‌های مشابه با خصوصیات زلزله طرح نتایج حاصل مشابه نتایج اولیه بودند.

۸- در مناطق تحت حرکات زمین با مشخصات دور از گسل هر دو روش استاتیکی خطی طبق استاندارد ۲۸۰۰ و دینامیکی غیرخطی طبق آیین نامه FEMA P - ۱۰۵۰-۱ کارایی مناسبی در ساختمان از خود نشان دادند. و روش دینامیکی غیرخطی نسبت به روش طراحی متداول در طراحی ساختمان مورد مطالعه بتن مسلح با قاب خمشی ویژه روش مناسب‌تری است.

۹- در مناطق تحت حرکات زمین با مشخصات نزدیک گسل هر دو روش طراحی فوق طبق مدارک استاندارد۲۸۰۰ و۱- FEMA P ۱۰۵۰ درطراحی ساختمان مورد مطالعه بتن مسلح با قاب خمشی ویژه کارایی چندانی ندارند؛ در واقع برای بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی، طراحی به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی و تحلیل استاتیکی خطی برای مناطق نزدیک گسل به تنهایی کافی نبوده و لازم است تدابیر دیگری برای این موارد سنجید.

۱۰- مراجع

[1] G. Deierlein, A. Reinhorn, M. Willford, Nonlinear structural analysis for seismic design, a guide for practicing engineers. NIST GCR 10-917-5. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg MD, (2010).

[۲]P. Fajfar, Analysis in seismic provisions for buildings: past, present and future, in: European Conference on Earthquake Engineering Thessaloniki, Greece, Springer, 2018, pp. 1-49.

[۳] K. Poleswara Rao, K.V.G.D. Balaji, S.S.S.V. Gopal Raju, S. Srinivasa Rao, Nonlinear Pushover Analysis for Performance Based Engineering Design –A Review, International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology (IJRASET), 5 (2017).

[۴] P.C.f.R.t.I.C.o.P.f.S.R.D.o. Building, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800□14), (2014). (in Persian).

[۵] B. Ganjavi, G. Ghodrati Amiri, A comparative study of optimum and iranian seismic design force distributions for steel moment resisting buildings, Iran University of Science & Technology, 8(2) (2018) 195-208.

[۶] A.A. Tasnimi, N. Nasrollahi, Seismic Analysis of RC Frames with Different Ductility Based on Performance Amirkabir Journal of Science & Research (Civil & Environmental Engineering) (AJSR - CEE), 47 (2015) 61- 77. (in Persian).

[۷] B.S.S. Council, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Rep. FEMA 273 (1997).

[۸] S. ATC, Evaluation and retrofit of concrete buildings, Rep, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, (1996).

[۹] A.S.S.R.S. Committee, Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06), American Society of Civil Engineers, Reston, VA, (2007).

[۱۰] A.T. Council, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA 440 (2005).

[۱۱] A.T. Council, Effects of strength and stiffness degradation on the seismic response of structural systems, Rep. FEMA, 440a (2009a).

[۱۲] A. Engineers, Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE 72010) 10-).

[۱۳] A.T. Council, Guidelines for seismic performance assessment of buildings, ATC-58 50% draft, (2009).

[۱۴] M. Fintel, S. Ghosh, Explicit inelastic dynamic design procedure for aseismic structures, in: Journal Proceedings, 1982, pp. 110-118.

[۱۵] A.J. Kappos, A. Manafpour, Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques, Engineering Structures, 23(4) (2001) 319-332.

[۱۶] X. Romao, A. Costa, R. Delgado, Nonlinear analysis based seismic design, in: 12 European conference on earthquake engineering, 2002.

[۱۷] A.J. Kappos, G. Panagopoulos, Performance-based seismic design of 3D R/C buildings using inelastic static and dynamic analysis procedures, ISET Journal of earthquake technology, 41(1) (2004) 141-158.

[۱۸] A.J. Kappos, S. Stefanidou, A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis, Bulletin of earthquake engineering, 8(4) (2010) 875-895.

[۱۹] A. Sarvghad Moghadam, K. Alizadeh Hesari, Comparison of RC frames designed by nonlinear static procedure with conventional linear procedures, in: 7th National Congress on Civil Engineering, Zahedan - Iran, 2013. (in Persian).

[۲۰] P.E. Mergos, Efficient optimum seismic design of reinforced concrete frames with nonlinear structural analysis procedures, Structural and Multidisciplinary Optimization, 58(6) (2018) 2565-2581.

[۲۱] B.S.S. Council, NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Volume 1: Part 1 Provisions, Part 2 Commentary, FEMA P-1050-1, in, 2015.

[۲۲] A.C. Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete

(ACI 318R-14): an ACI Report, American Concrete Institute. ACI, 2014.

[۲۳] N.B.R. Office, Iranian National Building Code Part 9 for Design and Construction of Concrete Buildings, (2013). (in Persian).

[۲۴] J. Moehle, Seismic design of reinforced concrete buildings, McGraw Hill Professional, 2014.

[۲۵]A.S.o.C. Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17), Virginia, USA (2017).

[۲۶] H.M. Hilber, T.J. Hughes, R.L. Taylor, Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 5(3) (1977) 283-292.

[۲۷] A.T. Council, Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA-P695, (2009).

[۲۸] B.S.S. Council, NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures, Rep. FEMA P-750, (2009).

[۲۹] N.C.J. Venture, Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses, NIST GCR 11-917-15, (2011).

[۳۰] M. Abbas Nejad, H. Moghadam, Optimization seismic loading of flexural frames, in: 1th National Civil Engineering Congress, Sharif University, Tehran, 2004. (in Persian).

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

S. Naghavi, A. R. Sarvghad Moghadam, M. R. Mansoori.Providing Seismic Design Considerations of Low-Rise High Ductility Reinforced Concrete Frames Using Nonlinear Analysis ,Amirkabir J. Civil Eng., 53(4) (2021): 1525-1544.

DOI: 10.22060/ceej.2020.17027.6432