

ارزیابی کنترل تغییر مکان نسبی سازه‌های قابی بتن مسلح با استفاده از تحلیل غیر خطی دینامیکی

جواد مکاری رحمدل

استادیار، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه، ایران
j.mokari@uut.ac.ir

سونیا عیوضلو

دانشجوی کاشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه، ایران
s_eyvazlo@yahoo.com

کلید واژه‌ها: تغییر مکان نسبی، سازه‌های بتن مسلح، آیین‌نامه ۲۸۰۰، زمان تناوب اصلی، رفتار لرزه‌ای

چکیده

در طراحی سازه‌های بتن مسلح یکی از عوامل کنترلی، تغییر مکان نسبی می‌باشد. با توجه به آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران، تغییر مکان نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر مندرج در آیین‌نامه بیشتر شود. همچنین مطابق این آیین‌نامه در کنترل تغییر مکان‌های نسبی طبقات، مقدار برش پایه طراحی سازه را می‌توان بدون در نظرگیری محدودیت‌های مربوط به زمان تناوب اصلی سازه تعیین کرد. به عبارت دیگر می‌توان مقدار زمان تناوب اصلی سازه را بدون توجه به محدودیت ۱/۲۵ برابر زمان تناوب روابط تجربی آیین‌نامه در نظر گرفت. که رفع محدودیت فوق باعث کاهش برش پایه و کمتر شدن تغییر مکان جانبی طبقات و سهولت پاسخگویی سازه در کنترل تغییر مکان نسبی می‌گردد. در تحقیق حاضر هدف ارزیابی ضوابط کنترل تغییر مکان نسبی آیین‌نامه‌ای با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد. برای این منظور مدل ۴ و ۸ طبقه سازه‌ای بتن مسلح با سیستم قاب خمشی متوسط مورد مطالعه قرار گرفته است. تحلیل غیرخطی دینامیکی با ۷ رکورد زلزله روی مدل‌ها انجام شده است. برای ایجاد همگونی با زلزله طرح مورد استفاده در طراحی قاب‌ها و امکان مقایسه بهتر بین نتایج و همچنین استفاده از نتایج میانگین برای تحلیل دینامیکی غیرخطی، تمام شتابنگاشت‌ها با طیف طرح آیین‌نامه ایران برای خاک نوع سوم همپایه شده‌اند. نتایج تحلیل‌های مذکور به دلیل محتوای فرکانسی متفاوت رکوردهای زلزله حاکی از عدم پاسخگویی سازه بر اساس سطح عملکرد ایمنی جانی برای برخی از رکوردهای زلزله مذکور می‌باشد.

مقدمه

ایران در یکی از سه ناحیه زلزله‌خیز جهان قرار دارد که این موضوع سبب شده است تا در طول چند سال اخیر تلفات جانی فراوانی حاصل از پدیده زلزله در ایران اتفاق بیفتد. بسیاری از خرابی‌ها و فروری‌های سازه‌ها در اثر زمین‌لرزه‌های شدید، ناشی از تغییر مکان بیش از حد بوجود آمده در طبقات، المان‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای می‌باشد. بنابراین یکی از اهداف بسیار مهم در طراحی مناسب لرزه‌ای سازه‌ها، تعیین جابه‌جایی واقعی و تغییر مکان‌های نسبی واقعی غیرخطی بوجود آمده در سازه تحت زمین‌لرزه‌های شدید می‌باشد. در روش طراحی لرزه‌ای بر اساس نیرو، تخمین تغییر مکان جانبی غیرارتجاعی سازه و کنترل نمودن آن به منظور عدم عبور از حدود مجاز تعیین شده در آیین‌نامه یکی از مراحل اصلی می‌باشد. از مهم‌ترین دلایل اهمیت این امر که مورد بررسی (Lin & Mirnda (2009 قرار گرفته است، موارد زیر می‌باشد:

۱. تعیین حداقل درز انقطاع است. هدف از تعبیه درز انقطاع حذف یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر می‌باشد. مخصوصاً اگر دیافراگم‌های کف ساختمان‌های مجاور در ترازهای متفاوتی قرار داشته باشند، اثر ضربه زدن ساختمان‌ها مهم‌تر می‌گردد.

۲. محدود نمودن خسارات وارد بر اجزای سازه‌ای که با ورود سازه به حوزه عملکرد غیرارتجاعی، عملاً با افزایش مقدار ناچیزی از نیرو، تغییر مکان‌های جانبی به شدت افزایش پیدا می‌کند. به عبارتی بهتر، بعد از غیرخطی شدن رفتار سازه، تغییر مکان‌های جانبی



مهمترین شاخص خسارت به حساب می‌آیند. لذا آیین‌نامه‌ها قصد دارند با محدود نمودن تغییر مکان‌های جانبی تا حد امکان خرابی‌های مذکور را بکاهند.

۳. محدود نمودن اثراتی نظیر P-، اثرات ثانویه که به واسطه عملکرد بارهای ثقلی روی سازه تغییر مکان یافته ایجاد می‌شود، با افزایش تغییر مکان‌های جانبی سازه افزایش می‌یابد.

این امر سبب شده است تا مسولان ذیربط با همکاری جمعی از مشاوران فنی اقدام به گردآوری و بررسی ضوابط خاصی برای در نظر گرفتن و تأثیر دادن نیروهای زمین لرزه بر ساختمان‌ها کنند. به خصوص که در سال‌های اخیر اساس روش‌های تحلیل و طراحی ساختمان‌های مذکور بر نیروهای شدید زمین لرزه قرار گرفت. در استاندارد ۲۸۰۰ ایران علاوه بر در نظر گرفتن سطح زمین لرزه‌های مختلف، ملاحظات ژئوتکنیکی و معماری به طور خلاصه ای مورد بررسی و بحث قرار گرفته است. همچنین با توجه به گروه بندی ساختمان‌ها بر اساس اهمیت، تعاریف و دسته بندی خاصی را در این خصوص ارائه می‌کند. همچنین این آیین‌نامه در مورد تغییر مکان جانبی نسبی طبقات ضوابطی ارائه نموده که طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران در کنترل حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات می‌توان از زمان تناوب اصلی به جای ۱/۲۵ برابر زمان تناوب تجربی استفاده کرد. در این تحقیق هدف ارزیابی سازه‌های کنترل شده با ضوابط تغییر مکان نسبی است که با استفاده از آنالیز تاریخیچه زمانی بر روی دو مدل سه بعدی بتن مسلح با قاب خمشی متوسط انجام می‌گیرد.

ضوابط آیین‌نامه‌ای

در آیین‌نامه ۲۸۰۰- ویرایش سوم- مقرر گردیده است در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طبقات جابجایی در محل مرکز جرم طبقات ملاک عمل قرار گیرد. به عبارتی دیگر تغییر مکان نسبی هر طبقه از تفاضل تغییر مکان مطلق آن طبقه از طبقه زیرین بدست می‌آید.

$$\Delta_M = 0.7R \cdot \Delta_W \quad (1)$$

در رابطه فوق Δ_M تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی در طبقه، Δ_W تغییر مکان جانبی نسبی در حالت خطی طبقه و R ضریب رفتار سازه می‌باشد.

حدود مجاز تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (drift) به شرح جدول زیر است:

جدول ۱: حدود مجاز تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در آیین‌نامه ۲۸۰۰

زمان تناوب تجربی سازه	حداکثر مقدار مجاز drift
$< 0.7s$	0.025h
$\geq 0.7s$	0.02h

که در این روابط h ارتفاع طبقه ی مورد نظر است.

ضابطه فوق تطابق کامل با آیین‌نامه UBC97 دارد. این آیین‌نامه در ویرایش بعدی خود، IBC2000 حدود مجاز drift را به شرح زیر

معرفی می‌کند:

جدول ۲: حدود مجاز تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در IBC2000

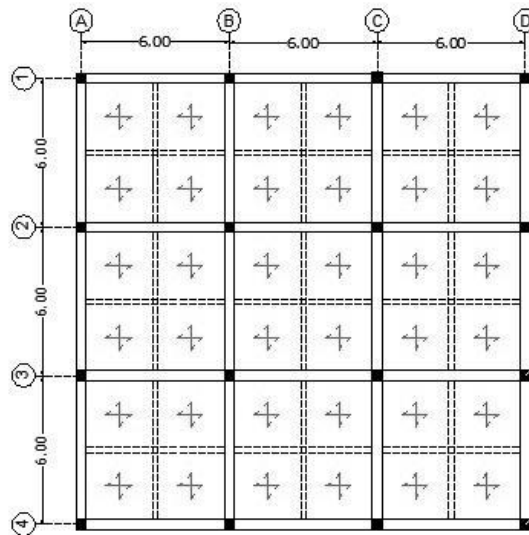
اهمیت سازه	حداکثر مقدار مجاز drift
بسیار زیاد	0.015h
زیاد	0.02h
متوسط و کم	0.025h

همچنین مطابق تبصره بند کنترل تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_W ، می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی

سازه برش پایه را جهت کنترل تغییر مکان نسبی تعیین کرد.

معرفی قاب‌های مورد مطالعه

پلان مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه در این مقاله در شکل ۱ نشان داده شده‌اند.



شکل ۱: پلان مدل های مورد مطالعه

قاب های مورد مطالعه، قاب های بتنی در ارتفاع (۴ و ۸ طبقه) هستند. مدل ها به صورت متقارن با پلان مربع شکل 18×18 متر انتخاب شده اند، ارتفاع طبقات $3/2$ متر و هر قاب دارای ۳ دهانه ۶ متری می باشد. سقف ها از نوع دال بتنی دو طرفه در نظر گرفته شده اند و بار مرده تمامی آن ها برابر 500 کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده برابر با 200 کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. بارگذاری ثقلی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و بارگذاری لرزه ای بر اساس ویرایش سوم آیین نامه 2800 ایران و برای طراحی اعضای بتنی از آیین نامه ACI 318-99 استفاده شده است. سازه ها در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد در نظر گرفته شده و خاک محل از نوع III می باشد. همچنین سازه ها با اهمیت متوسط فرض شده اند. سیستم سازه ای بتنی با قاب خمشی متوسط در نظر گرفته شده اند. جهت مدلسازی و تحلیل رفتار خطی سازه ها از نرم افزار ETABS استفاده شده است.

تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

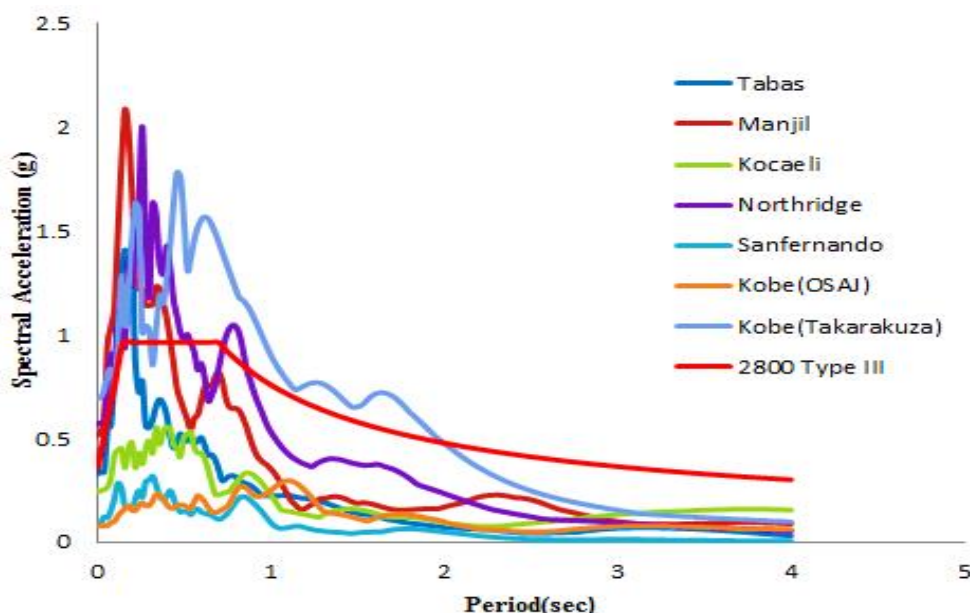
با توجه به اینکه رفتار واقعی سازه ها تحت نیروهای شدید زلزله غیر خطی می باشد، لزوم تحقیقات را با مد نظر قرار دادن رفتار غیر خطی و بارگذاری واقعی سازه نشان می دهد. از آنجا که فقط یک تحلیل دینامیکی غیر خطی می تواند بیانگر رفتار صحیح و واقعی سازه ها به هنگام وقوع زلزله باشد، در سال های اخیر با پیشرفت های گسترده در زمینه علو کامپیوتری امکان رشد گسترده ای در تحلیل غیر خطی سازه ها فراهم شده است. در این روش رفتار سازه وابسته به زمان بوده و برخلاف رفتار استاتیکی آن، جواب منحصر به فردی وجود نداشته و در هر لحظه از زمان، رفتار خاصی برای سازه وجود خواهد داشت. روش تحلیل تاریخچه زمانی روش محاسبه لحظه به لحظه پاسخ های سازه ای تحت تاثیر شتاب نگاشت های واقعی زلزله می باشد. در این روش باید سازه را تحت شتاب نگاشت های زلزله های واقعی و یا زلزله های مصنوعی قرار داده و رفتار سازه را تحت این شتاب نگاشت ها بررسی نمود. شتاب نگاشت در واقع نشان دهنده تغییرات شتاب زلزله در طول زمان وقوع زلزله می باشد. در انتخاب شتاب نگاشت باید دقت نمود که شتاب نگاشت، مربوط به منطقه قرار گیری سازه باشد و یا حداقل شرایط منطقه قرار گیری سازه و محلی که شتاب نگاشت از آن منطقه انتخاب شده است، از لحاظ ویژگی های زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی و خصوصیات لایه های خاک تا حد امکان با هم مشابه باشند.

معرفی شتاب نگاشت های مورد استفاده

انتخاب اطلاعات مناسب از رکوردهای لرزه ای، تاثیر اساسی در ارزیابی عملکرد لرزه ای قاب ها دارد. بمنظور تحلیل دینامیکی غیر خطی از هفت رکورد لرزه ای استفاده شده است. شتابنگاشت های به کار رفته در این تحقیق، از سایت PEER، دانشگاه برکلی بدست آمده اند و پیشتر به کرات توسط محققین قبلی مورد استفاده قرار گرفته است. فاصله رکوردها در محدوده زلزله های دور از گسل انتخاب شده اند (زیرا ضوابط استاندارد 2800 بر اساس زلزله های دور از گسل تعیین شده است) و حاوی اثر جهت داری بزرگای $6/9$ الی $7/5$ است. برای ایجاد همگونی با زلزله طرح مورد استفاده در طراحی قابها و امکان مقایسه بهتر بین نتایج و همچنین استفاده از نتایج میانگین برای تحلیل دینامیکی غیر خطی، تمام شتابنگاشت ها با طیف طرح آیین نامه ایران برای خاک نوع سوم همپایه شده اند. جزئیات این رکوردها در جدول (۳) و طیف پاسخ الاستیک آن ها برای میرایی 5% در شکل (۲) آورده شده است.

جدول ۳: مشخصات زلزله های مورد استفاده

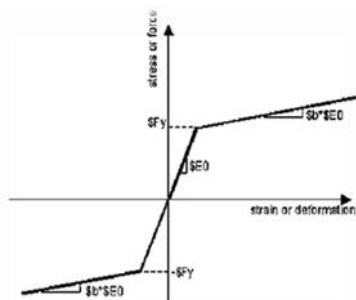
Record	Earthquake	Year	M_w	Station	Dist (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
1	Tabas, Iran	1978	7.35	9101 Tabas	55.54	0.835	98.2	62.15
2	Manjil, Iran	1990	7.37	Abbar	40.43	0.515	43.78	18.96
3	Kobe, Japan	1995	6.9	OSAJ	47.49	0.0786	18.25	8.35
4	Kobe, Japan	1995	6.9	Takarakuza	38.6	0.0709	75.88	23.13
5	Kocaeli, Turkey	1999	7.51	Gebze	47.03	0.244	38.30	33.69
6	Northridge, California	1994	6.69	Castatic-Old Ridge Route	44.29	0.489	46.51	13.57
7	Sanfernando	1971	6.61	Pasadena	42.75	0.01008	10.94	5.26

Data Source = 1: PEER (<http://peer.berkeley.edu/smcat>)

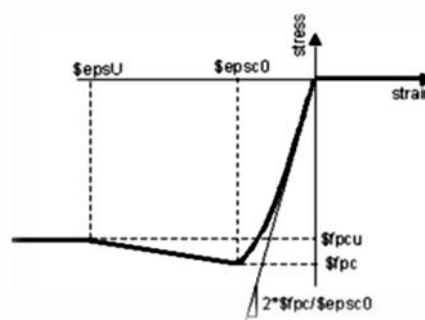
شکل ۲: طیف الاستیک رکوردهای زلزله با میرایی ۵٪

روش مدلسازی و مدل مصالح هیستریک:

جهت مدلسازی و تحلیل رفتار غیر خطی تاریخچه زمانی سازه ها از نرم افزار OpenSees استفاده شده است. برای مدلسازی المان های تیر و ستون، از سطح مقطع fiber و المان تیر ستون غیرخطی بر مبنای روش پلاستیسیتیه متمرکز با قسمت های میانی الاستیک (Beam WithHinges) استفاده شده است که این المان توسط Scott & Fenves (2006) توسعه یافته است. این المان با فرمولاسیون انحنایی (انعطاف پذیری) و با فرض متمرکز بودن ناحیه مفصل پلاستیک ایجاد شده است. در این تحقیق از مصالح بتن concrete01 که بر اساس تحقیقات Kent & Park (1971) تعریف شده برای معرفی بتن محصور شده (هسته) و بتن محصور نشده (پوشش) استفاده شده است که شامل تغییرات خطی بارگذاری و صرف نظر از مقاومت کششی بتن می باشد که مطابق با تحقیقات، Karsan & Jirsa (1969) می باشد. منحنی تنش-کرنش این مصالح در نرم افزار شکل (۳) دارای پارامترهای مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه (Fpc)، کرنش نظیر حداکثر مقاومت بتن (eps0)، مقاومت نهایی بتن (Fpcu)، کرنش نظیر مقاومت نهایی بتن (epsU) می باشد. این پارامترهای محاسبه شده توسط (Mander et al., 1988) ارائه شده است و مقادیر آن در جدول (۴) آورده شده است. برای آرماتورهای فولادی از مصالح Steel01 استفاده شده است که نمودار تنش-کرنش این مصالح در شکل (۴) آورده شده است پارامترهای به کار رفته در تعریف این مصالح در جدول (۵) آورده شده است.



شکل ۴: منحنی تنش-کرنش فولاد



شکل ۳: منحنی تنش-کرنش بتن

جدول ۴: خصوصیات مصالح بتن

	fpc [Mpa]	epsC0	fpcu [Mpa]	epsU
Core	31.0	0.004	25.0	0.01
Cover	25.0	0.002	5.0	0.006

جدول ۵: خصوصیات مصالح فولاد

fy [Mpa]	E0 [Mpa]	B
414.0	200000.0	0.001

تحلیل مودال

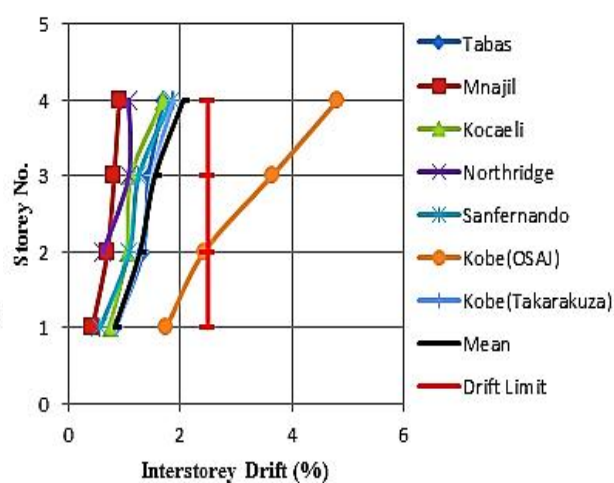
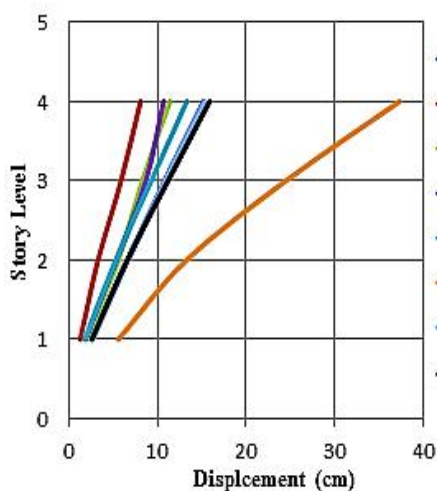
هدف از تحلیل مودال تعیین پریود سازه ها می باشد که نتیجه حاصل از این تحلیل برای سازه های مورد مطالعه در جدول (۶) آمده است.

جدول ۶: پریود قاب های ۴ و ۸ طبقه

	سازه ۴ طبقه	سازه ۸ طبقه
پریود مود اول	0.883 s	1.289 s
پریود مود دوم	0.278 s	0.5 s

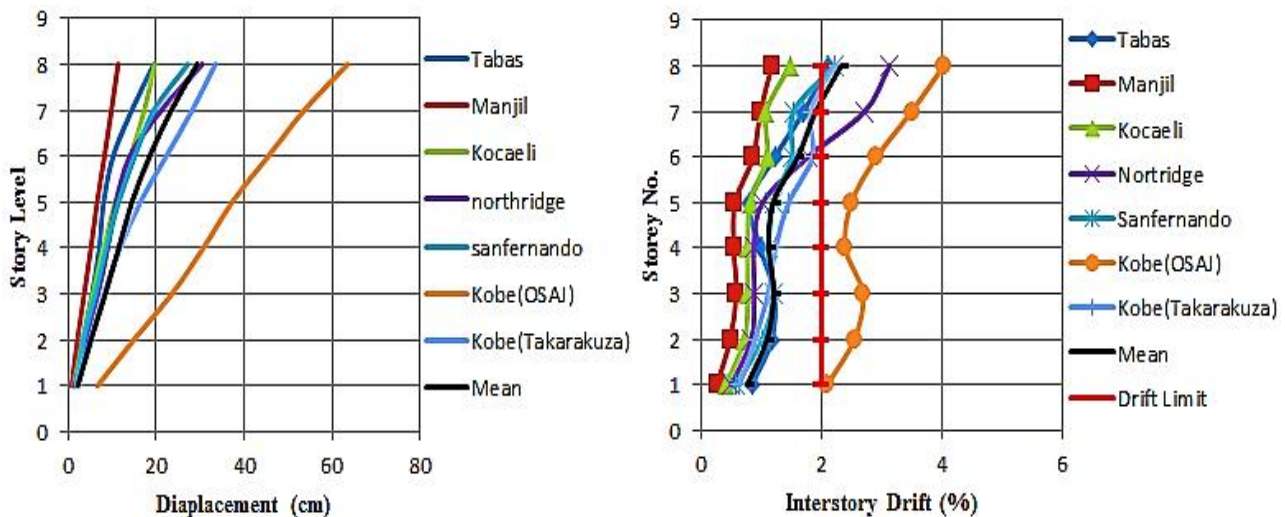
نتایج تحلیل

خسارت سازه ای ارتباط مستقیم با نسبت تغییر مکان نسبی بین طبقه دارد. تخمین دقیق نسبت تغییر مکان نسبی بین طبقه و توزیع آن در ارتفاع سازه، برای ارزیابی عملکرد لرزه ای بسیار مهم و تعیین کننده است. نمودارهای مربوط به تغییر مکان و نسبت دررفت میان طبقاتی سازه ۴ و ۸ طبقه برای ۷ رکورد زمین لرزه در شکل نشان داده شده است.



شکل ۵: مقایسه نمودارهای جا به جایی و دررفت میان طبقاتی رکوردهای اعمالی در مدل ۴ طبقه





شکل ۶: مقایسه نمودارهای جا به جایی و دررفت میان طبقاتی رکوردهای اعمالی در مدل ۸ طبقه

نتیجه گیری

اگر چه طبق آیین نامه ۲۸۰۰ مقدار میانگین حاصل از آنالیزهای دینامیکی غیر خطی بدست آمده از هفت رکورد اعمالی بایستی مبنای قضاوت قرار گیرد، با این همه نتایج بدست آمده برای دررفت در تعدادی زلزله ها مقادیر بسیار بالایی دارد که خیلی بیشتر از مقدار مجاز آیین نامه است. نتایج بدست آمده نشان می دهد که مهم ترین دلیل پاسخگویی و عدم پاسخگویی سازه های طرح شده بر مبنای شتاب طرح آیین نامه به مقدار زیاد متأثر از محتوای فرکانسی رکوردهای زلزله می باشد. مهم ترین شاهد این مدعا زلزله کobe ایستگاه OSAJ می باشد که در اثر نزدیکی پریود غالب رکورد مذکور (1.1s و 1.74s) به پریود مود اول سازه ۸ طبقه در جهت تحریک (1.28 s) می باشد که بیشترین مشارکت جرمی سازه در مود اول رخ داده و لذا ضریب تشدید نزدیک به $\beta = \frac{1.1}{1.28} = 0.86$ داشته و در نتیجه تشدید اتفاق افتاده و پاسخ های بسیار بزرگی در تغییر مکان نسبی بوجود آمده است.

در برخی حالات علی رغم نزدیکی فرکانس های اصلی رکوردها به فرکانس مودهای اصلی سازه تشدید اتفاق نیفتاده که علت این پدیده، مربوط به پهنای باند فرکانسی طیف های استحصالی از رکوردهای مذکور می باشد. به طور مثال در زلزله Sanferando یکی از پریودهای اصلی رکورد 0.84 s می باشد، انتظار می رود سازه ۴ طبقه با پریود اصلی 0.883 s را تحریک نموده و پدیده تشدید اتفاق افتد ولی با دقیق شدن در طیف زلزله Sanferando مشاهده می گردد که اختلاف بین پاسخ های طیفی پریود 0.84 s با 0.883 s بسیار فاحش می باشد، که دلیل این امر به نواسانات طیف در اطراف پریود با بیشینه شتاب بر می گردد که با تغییر بسیار کوچکی در پریود پاسخ طیفی به طرز قابل توجهی تغییر می یابد. ولی در رکورد Kobe مشاهده می گردد که در باند فرکانسی بین 0.84s الی 1.3s شتاب ها بیشینه بوده و در نتیجه اکثر سازه های قرار گرفته در این محدوده ی فرکانسی دچار تشدید و در نتیجه پاسخ بزرگ می گردند.

در بقیه رکوردها به دلیل عدم همگامی پریودهای اصلی ۳ مود اول سازه با پریودهای غالب رکوردها اکثر موارد سازه پاسخگو بوده و در بعضی رکوردها در سازه ۸ طبقه در یک یا دو طبقه فوقانی عدم پاسخگویی و تجاوز دررفت از حد مجاز مشاهده می گردد. از تحقیق انجام شده چنین نتیجه گرفته می شود که ضوابط مربوط به کنترل تغییر مکان نیاز به بازنگری دارند و متناظر با عملکرد ایمنی جانی که حداقل سطح عملکرد مورد انتظار از سازه طبق استاندارد ۲۸۰۰ می باشد حاصل نمی گردد. به نظر می رسد ضابطه مربوط به کنترل تغییر مکان نسبی وابسته به پریود سازه ها نیز بوده و در تعیین حدود قابل پذیرش این ضابطه بایستی پریود نیز وارد گردد.

مراجع

مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (۱۳۸۷) آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) ویرایش سوم، تهران

ACI Committee 318 (1995) Building Code Requirements for Reinforced Concrete, Detroit: American Concrete Institute

Computer and Structure Inc (CSI) (2012) ETABS Integrated Software for Structure Analysis and Design V9.7.4" Berkeley, California



IBC , International Building Code

Karsan ID and Jirsa JO (1969) Behavior of Concrete under Compressive Loading. *Journal of Structural Division*, ASCE, 95(ST12)

Kent DC and Park R (1971) Flexural Members with Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 97(7), pp. 1969–1990

Mander JB, Priestley MJN and Park R (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1825.

McKenna F, Fenves GL, Scott MH and Jeremi B (2006) Open System for Earthquake Engineering Simulation. <http://opensees.berkeley.edu>

Scott M and Fenves G (2006) Plastic Hinge Integration Methods for Force- Based Beam–Column Elements. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 132(2), pp. 244-252

Yu-Yuan lin and Eduardo Miranda (2009) Evaluation of equivalent linear methods for estimating target displacements of existing structures, *Eng Struct* 48,pp 1121-113

UBC (1997) Uniform Building Code