

ضریب بزرگنمایی برای به دست آوردن بیشینه تغییر مکان غیر ارتجاعی قاب‌های خمشی بتن مسلح

مأده ذاکر صالحی^۱، عباسعلی تسنیمی^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گرایش مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست
۲- استاد دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

tasnimi@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۰/۱۲/۲۰

تاریخ دریافت: ۱۳۹۰/۱۰/۱۹

چکیده- روش به دست آوردن تغییر مکان جانبی غیرارتجاعی سازه‌ها تحت اثر زلزله شدید، بر پایه‌ی تغییر مکان ارتجاعی به دست آمده از تحلیل‌های خطی است. بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، تغییر مکان غیرارتجاعی را از حاصل ضرب تغییر مکان ارتجاعی در ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (C_h) به دست می‌دهند. مروری بر این آیین‌نامه‌ها نشان می‌دهد که در بیشتر آن‌ها، مقدار C_h تنها وابسته به نوع سامانه مقاوم جانبی در نظر گرفته شده است. در این مقاله با انجام یک بررسی تحلیلی و آماری، نشان داده شده است که افزون بر نوع سامانه مقاوم جانبی، عواملی مانند تعداد طبقات سازه، شماره طبقه و خصوصیات شتاب‌نگاشت نیز بر مقدار C_h اثر دارند که بررسی شده است. برای انجام این بررسی، از ۳۲ قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و زیاد و تعداد دهانه ۳ و ۵ و تعداد طبقات ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ استفاده شده است. این قاب‌ها با نرم‌افزار IDARC مدل‌سازی و با استفاده از هفت شتاب‌نگاشت، تحلیل دینامیکی غیرخطی روی آن‌ها انجام شده است. سپس تغییر مکان‌های غیرارتجاعی که از میانگین‌گیری نتایج به دست آمده از هفت شتاب‌نگاشت به دست می‌آیند، بر تغییر مکان‌های ارتجاعی به دست آمده از تحلیل استاتیکی برابر تقسیم شده و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان برای هر یک از طبقات ۳۲ قاب خمشی به دست می‌آید. با شناسایی مهم‌ترین عوامل مؤثر بر ضریب بزرگنمایی تغییر مکان و انجام برازش غیرخطی، رابطه‌ای برای به دست آوردن این ضریب در قاب‌های خمشی بتن مسلح ویژه و متوسط پیشنهاد شده است. سپس نتایج به دست آمده برای مقایسه با رابطه استاندارد ۲۸۰۰ ایران (۰/۷R) سنجیده شده و برای موارد اختلاف آن‌ها بحث شده است.

واژگان کلیدی: ضریب بزرگنمایی تغییر مکان، قاب خمشی بتن مسلح، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی، برازش غیرخطی

۱- مقدمه

تاریخیچه زمانی غیرخطی می‌توان برآورد خوبی از تغییر شکل‌های غیرارتجاعی سازه به دست آورد، ولی به دلیل وابستگی زیاد نتایج این روش به خصوصیات شتاب‌نگاشت و فرضیات مدل‌سازی، به کارگیری آن در طراحی‌های

در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، برآورد بیشینه تغییر مکان غیرارتجاعی سازه که تحت اثر زلزله شدید در آن ایجاد می‌شود، اهمیت زیادی دارد. گرچه با استفاده از تحلیل

مطالعات نیز با استفاده از زمان تناوب و میرایی مؤثری که تعریف می‌شود، با استفاده از پاسخ ارتجاعی سامانه یک درجه‌آزاد می‌توان به‌گونه‌ای مستقیم پاسخ کلی غیرارتجاعی سامانه چنددرجه‌آزاد را برآورد کرد [۸].

تحقیقات دیگری نیز انجام شده است که به خاطر به‌کارگیری سامانه‌های یک‌درجه‌آزاد، با استفاده از نتایج آن‌ها نیز تنها پاسخ کلی غیرارتجاعی سازه یعنی بیشینه تغییر مکان غیرارتجاعی تراز بام به‌دست می‌آید. در این بررسی با تعریف ضرایب بزرگنمایی تغییر مکان برای هر یک از طبقات سازه و با استفاده از تغییر مکان‌های ارتجاعی که از تحلیل استاتیکی برابر به دست می‌آید، پروفیل تغییر مکان غیرارتجاعی در قاب‌های بتن مسلح ویژه و متوسط برآورد می‌شود. بنابراین علاوه بر تراز بام، بیشینه تغییر مکان غیرارتجاعی سایر طبقات را نیز می‌توان تعیین کرد.

۲- ضریب بزرگنمایی تغییر مکان

اگر تغییر مکان جانبی ارتجاعی طبقه i با δ_{wi} و تغییر مکان جانبی غیرارتجاعی آن با δ_{mi} نشان داده شود، رابطه زیر بین آن‌ها برقرار خواهد بود:

$$\delta_{mi} = C_{di} \delta_{wi} \quad (1)$$

C_{di} ، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان طبقه i است. از آن جا که ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در بیشتر آیین‌نامه‌ها و تحقیقات به صورت ضریبی از R (ضریب رفتار سازه) در نظر گرفته می‌شود، در این مقاله نیز همین گونه بررسی شده است؛ بنابراین نسبت C_d/R با DF نشان داده شده و مطالعات روی DF انجام شده است:

$$DF_i = \frac{C_{di}}{R} = \frac{\delta_{mi}}{\delta_{wi} \times R} \quad (2)$$

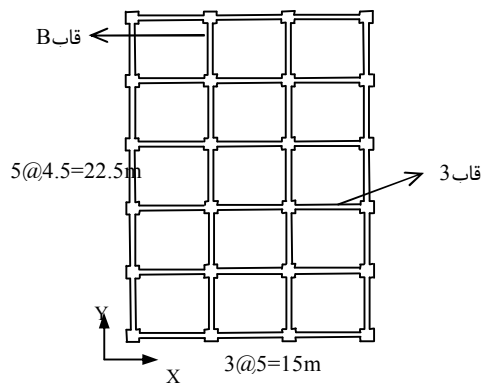
روزمه امری غیر کاربردی است و کارایی لازم را نخواهد داشت. بنابراین استفاده از روش‌های تحلیلی ساده‌شده برای برآورد بیشینه پاسخ غیرارتجاعی سازه‌ها امری مهم است. بر این اساس در تحقیقات انجام شده بیشینه تغییر مکان جانبی غیرارتجاعی سازه با استفاده از نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های خطی، برآورد شده است.

نخستین تحقیقات در این زمینه را ولتسوس و نیومارک (۱۹۶۰) و ولتسوس و همکاران (۱۹۶۵) انجام داده‌اند. آن‌ها سامانه‌های یک‌درجه‌آزاد را در معرض جهندهای ساده و سه زمین‌لرزه قرار داده و به این نتیجه رسیدند که در بازه‌های کوچک (بسامدهای کوچک‌تر از 0.38 هرتز) می‌توان بیشینه تغییر مکان غیرارتجاعی یک سامانه ارتجاعی-خمیری کامل را با بیشینه تغییر مکان ارتجاعی سامانه‌های ارتجاعی که سختی آن با سختی اولیه سامانه ارتجاعی-خمیری برابر است، مساوی در نظر گرفت. این مشاهدات سبب شکل‌گیری قانون تساوی تغییر مکان شد. هم چنین این نتیجه به دست آمد که در محدوده بسامدهای زیاد و نسبتاً زیاد، بیشینه تغییر مکان غیرارتجاعی سامانه ارتجاعی-خمیری به میزان چشم‌گیری بزرگ‌تر از بیشینه تغییر مکان سامانه ارتجاعی متناظر است [۱]. پس از آن، تحقیقات زیادی انجام شده است که در آن‌ها اثر عواملی چون خصوصیات شتاب‌نگاشت، نوع خاک منطقه، آثار $P-\Delta$ ، میزان شکل‌پذیری شاخص‌های منحنی هیستریزیس بر نسبت تغییر مکان غیرارتجاعی به تغییر مکان ارتجاعی سامانه یک درجه‌آزاد بررسی و بازه‌ی زمان‌های تناوبی که قانون تساوی تغییر مکان در آن برقرار است، مشخص شده است [۱-۴]. گرچه این تحقیقات روی سامانه‌های یک‌درجه‌آزاد انجام شده است، اما نتایج مطالعات گوناگون نشان می‌دهد که می‌توان پاسخ کلی سامانه‌های چنددرجه‌آزاد را نیز با انجام برخی اصلاحات از روی آن‌ها تعیین کرد [۵-۷]. در برخی

۳- مدل‌های بررسی شده

در این مطالعه در تحلیل‌های خطی، سازه به صورت سه‌بعدی و در تحلیل‌های غیرخطی، به صورت دوبعدی مدل‌سازی شده است. پلان در نظر گرفته شده برای سازه‌ها به صورت شکل ۱ است. برای تحلیل‌های دوبعدی، یک قاب در جهت X (قاب ۳) و یک قاب در جهت Y (قاب B) انتخاب شده تا اثر تعداد دهانه‌ها بر نتایج هم بررسی شود. تعداد طبقات سازه ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ و ارتفاع هر طبقه، ۳/۳ متر در نظر گرفته شده است. سامانه مقاوم جانبی نیز به دو صورت قاب خمشی بتن مسلح ویژه (R=10) و قاب خمشی بتن مسلح متوسط (R=7) در نظر گرفته شده است. همچنین خاک ساختگاه مطالعه شده، از نوع تیپ II استاندارد ۲۸۰۰ و خطر لرزه‌خیزی منطقه، خیلی زیاد است. مقاومت فشاری بتن استفاده شده ۲۵MPa، مدول ارتجاعی آن، ۲۵۰۰۰MPa و مقاومت تسلیم آرماتورها، ۳۰۰MPa است. برای مدل کردن رفتار هیستریزس اعضای سازه از مدل سه پارامتری پارک استفاده شده است. در این مدل، کاهندگی سختی، کاهندگی مقاومت، پاسخ نامتقارن، جمع‌شدگی منحنی رفتاری در اثر لغزش و یکپوش سه‌خطی یکنوا در نظر گرفته شده است. میرایی سازه‌ها نیز از نوع میرایی رایلی و برابر ۵ درصد میرایی بحرانی در نظر گرفته شده است. بارگذاری گرانشی سازه‌های بررسی شده بر پایه ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۹] و بارگذاری جانبی آن‌ها بر پایه ضوابط آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰) انجام شده است [۱۰]. برای طراحی سازه‌ها از آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، با رعایت ضوابط مربوط به قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری زیاد (برای قاب‌های بتن مسلح ویژه) و قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط (برای قاب‌های بتن مسلح متوسط)، استفاده شده است [۱۱]. برای سادگی شناسایی سازه‌های بررسی شده و

پیشگیری از دوباره گفتن ویژگی‌های آن‌ها از سامانه کدگذاری سازه‌ها استفاده شده است؛ حرف H برای قاب خمشی بتن مسلح ویژه و حرف M برای قاب خمشی بتن مسلح متوسط استفاده می‌شود. بعد از حرف H یا M از یک عدد دورقمی استفاده شده که تعداد طبقات سازه را نشان می‌دهد. بعد از تعداد طبقات از حرف X یا Y استفاده می‌شود که نشان‌دهنده قاب همان جهت است.

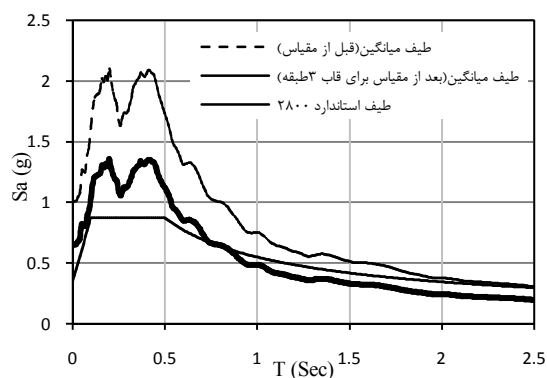


شکل (۱) پلان سازه‌های مطالعه شده

۴- روش انجام تحلیل

تحلیل‌های خطی از روش استاتیکی برابر و با نرم‌افزار ETABS انجام شده است [۱۲] در تحلیل‌های غیرخطی از روش دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی با نرم‌افزار IDARC که به‌ویژه برای تحلیل‌های غیرخطی سازه‌های بتن مسلح نوشته شده استفاده شده است [۱۳]. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در نرم‌افزار، با ترکیب روش نیومارک-بتا و روش شبه نیرو انجام می‌شود. حل معادله حرکت به صورت نموی؟؟ و با این فرض که ویژگی‌های سازه طی گام زمانی تحلیل، تغییر نمی‌کند، انجام می‌شود. ولی از آن‌جا که احتمال دارد سختی بعضی از اعضا طی گام زمانی، تغییر کند، از نیروی نامتعادل برای برقراری تعادل در هر گام استفاده می‌شود. برای کاهش نیروهای نامتعادل لازم

هریک از ۷ رکورد زلزله، به دست آمده و برای تعیین δ_{mi} بین نتایج ۷ رکورد میانگین‌گیری شده است. با تقسیم تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی بر تغییر مکان‌های ارتجاعی، ضریب C_d و با تقسیم C_d بر R ، ضریب DF برای هر یک از طبقات قاب‌ها به دست آمده و سپس با انجام برآزش غیرخطی، رابطه‌ای برای به دست آوردن DF پیشنهاد شده است.



شکل (۲) مقایسه طیف میانگین با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب ۳ طبقه

۵- بررسی عوامل مؤثر بر DF

در شکل ۳، مقادیر ضریب DF بر حسب شماره طبقه سازه برای ۳۲ قاب خمشی بررسی شده، رسم شده است. با توجه به نمودارها نخستین نتیجه‌ای که به دست می‌آید این است که به طور کلی در هر قاب با افزایش شماره طبقه، مقدار ضریب DF کاهش می‌یابد. این نتیجه در همه‌ی قاب‌های H و در ۹۴ درصد قاب‌های M برقرار است. همچنین باتوجه به نمودارها مشاهده می‌شود که ضریب DF در قاب‌های H ، به‌ویژه در قاب‌های کوتاه و طبقات پایین قاب‌های بلند، بیش‌تر از مقادیر متناظر در قاب‌های M است و اختلاف آن‌ها نیز چشمگیر است؛ بنابراین باید ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جداگانه‌ای برای هر کدام از آن‌ها در نظر گرفته شود. باتوجه به این‌که در قاب بتن مسلح ویژه

است گام‌های زمانی انتگرال‌گیری به اندازه کافی کوچک باشند که $\Delta t = 0.0005$ sec در نظر گرفته شده است. در انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی از هفت شتاب‌نگاشت که مشخصات خاک آن‌ها متناظر با خاک تیپ II استاندارد ۲۸۰۰ است و شرایط زلزله طرح در نظر گرفته شده را دارند، استفاده شده که مشخصات آن‌ها در جدول ۱ آورده شده است.

برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها بر پایه‌ی آیین‌نامه استاندارد ۲۸۰۰، ابتدا بیشینه شتاب در همه رکوردها به g رسانده شده و طیف پاسخ آن‌ها برای نسبت میرایی ۵ درصد تعیین شده است، سپس بین هفت طیف، میانگین گرفته شده و هر قاب در محدوده زمان تناوب $0.7T$ تا $1/5T$ با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه شده است. ضرایب مقیاس به گونه‌ای تعیین شده که در این محدوده، مقادیر میانگین در هیچ حالتی کم‌تر از مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد. در شکل ۲، طیف طرح، طیف میانگین قبل از مقیاس شدن و برای نمونه، برای قاب ۳ طبقه، طیف میانگین بعد از مقیاس شدن نشان داده شده است. در جدول ۲، ضرایب مقیاس برای هر یک از قاب‌ها آمده است. به خاطر این‌که تحلیل‌ها دوبعدی است، تنها یک مؤلفه از هر زوج شتاب‌نگاشت به سازه اثر داده می‌شود؛ پس باید مؤلفه‌ای انتخاب شود که تحت اثر آن، در سازه پاسخ‌های بیش‌تری ایجاد شود. همچنین طیف پاسخ شتابی از آن میانگین گرفته شده، با طیف استاندارد مقایسه می‌شود نه با $1/4$ برابر آن [۱۴].

برای به دست آوردن ضریب بزرگنمایی تغییر مکان، نخست تحلیل‌های خطی انجام شده و مقادیر تغییر مکان‌های ارتجاعی طبقات هر سازه (δ_{wi}) به دست آمده است؛ سپس با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، بیشینه تغییر مکان غیر ارتجاعی طبقات قاب‌ها، تحت اثر

قاب‌های جهت X سه دهانه و قاب‌های جهت Y پنج دهانه دارند. در شکل ۴، متوسط ضریب تغییرات DF متناظر با تغییر تعداد دهانه‌ها رسم شده است. برای طبقات هر قاب با توجه به مقادیر DF طبقه مورد نظر، در دو جهت X و Y ضریب تغییرات (C_v) محاسبه شده و بین ضریب تغییرات طبقات یک قاب، میانگین انجام شده است. در هم‌همی موارد مقدار C_v کم‌تر از ۱۰ درصد است؛ بنابراین با توجه به پایین بودن مقادیر C_v ، می‌توان DF را مستقل از تعداد دهانه‌ها در نظر گرفت. نتایج دیگر تحقیقات نیز نشان می‌دهد که در تعیین تغییر مکان و ظرفیت جذب انرژی مورد نیاز سازه، تعداد دهانه‌ها اثر کمی بر نتایج دارد [۵]. ضریب تغییرات (C_v) که از تقسیم انحراف معیار بر میانگین به دست می‌آید، یک شاخص گویا برای نشان دادن پراکندگی داده‌ها است.

همان‌گونه که گفته شد در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی از هفت رکورد زلزله استفاده شده و مقادیر δ_m نیز DF از میانگین گیری نتایج هفت رکورد به دست آمده است. برای بررسی میزان حساسیت ضریب بزرگنمایی تغییر مکان به خصوصیات رکورد زلزله، در شکل‌های ۵ الف و ب، ضریب تغییرات DF متناظر با رکوردهای مختلف زلزله برای طبقات قاب‌های HX و MX آورده شده است. دیده می‌شود که در قاب‌های کوتاه و نیز طبقات پایین قاب‌های بلند، ضریب تغییرات DF بیشتر است؛ یعنی در این موارد، پاسخ سازه حساسیت بیشتری به خصوصیات رکورد زلزله دارد. در قاب‌های بلند، با افزایش شماره طبقه، پراکندگی نتایج کمتر شده و C_v از حدود ۴۵ درصد به حدود ۱۵ درصد کاهش می‌یابد. دلیل این امر را با توجه به شکل ۶ می‌توان فهمید. در این شکل مقادیر ضریب DF تراز بام قاب‌ها بر حسب T/T_p رسم شده است.

در مقایسه با قاب بتن مسلح متوسط متناظر با آن، مقاومت کم‌تر و شکل‌پذیری بیش‌تری گذاشته می‌شود، می‌توان دلیل بزرگتر بودن DF در این قاب‌ها را فهمید. نتایج تحقیقات نیز نشان می‌دهند که با افزایش ضریب شکل‌پذیری نسبت تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی به تغییر مکان‌های ارتجاعی (که از نظر مفهومی متناظر با ضریب DF است) افزایش می‌یابد که تأیید کننده نتایج به دست آمده است [۱-۳].

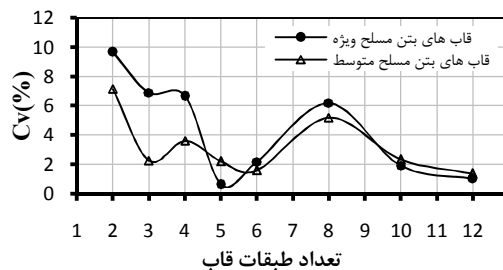
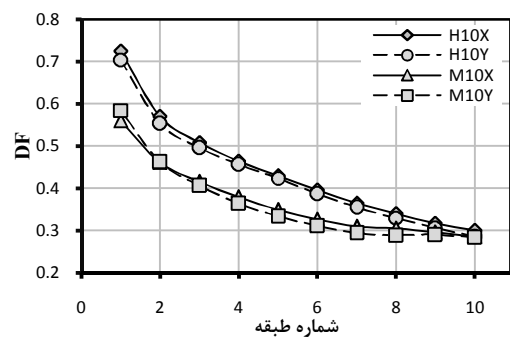
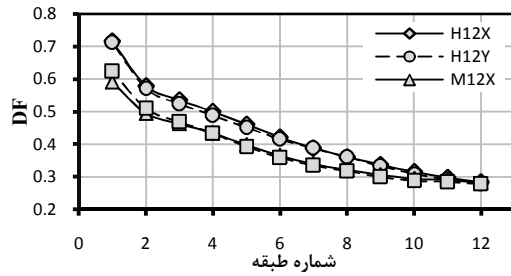
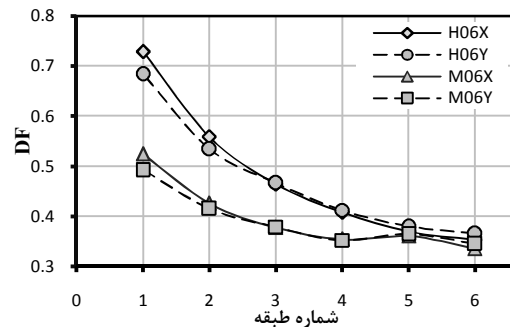
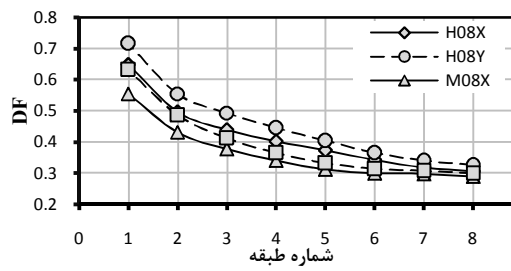
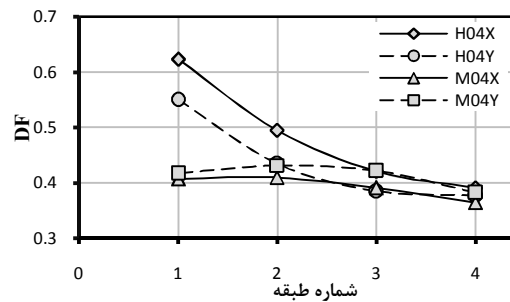
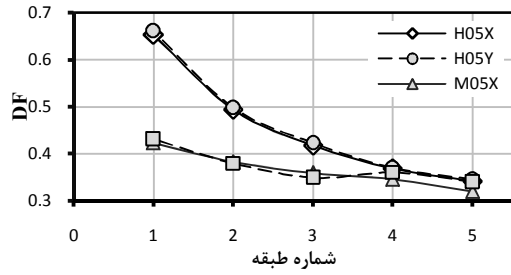
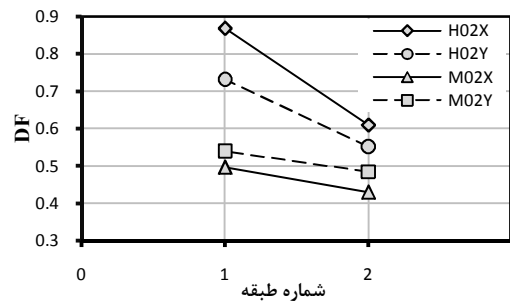
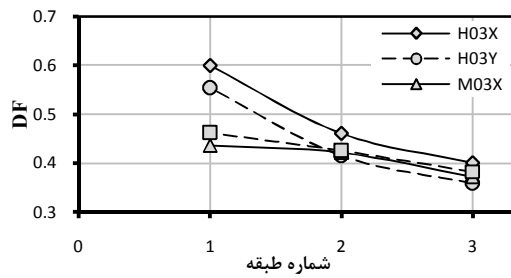
جدول (۱) مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

محل رخداد زلزله	نام ایستگاه	M_w	PGA (g)	زمان تناوب غالب زلزله (ثانیه)
طیس	Dayhook	۷/۴	۰/۴۰۶	۰/۳۸
امپریال ولی	Parachute Test Site	۶/۶	۰/۲۰۴	۰/۲
لوما پریتا	Coyote Lake Dam(SW Abut)	۶/۹	۰/۴۸۰	۰/۶۴
لوما پریتا	Gilroy Array #4	۶/۹	۰/۴۱۶	۰/۴۴
نورتریج	116th St School	۶/۷	۰/۲۰۸	۰/۱۸
نورتریج	Santa Monica	۶/۷	۰/۳۷۰	۰/۱۲
کرن کونتی	Taft	۷/۴	۰/۱۷۸	۰/۴۴

جدول (۲) ضرایب مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها

تعداد طبقات قاب	۰/۲۲	۱/۵۲	ضریب مقیاس
۲	۰/۰۷	۰/۵۴	۰/۵۷
۳	۰/۰۹۸	۰/۷۳	۰/۶۵
۴	۰/۱۲	۰/۹۱	۰/۷۲
۵	۰/۱۴	۱/۰۸	۰/۷۹
۶	۰/۱۶	۱/۲۳	۰/۸۳
۸	۰/۲۰	۱/۵۳	۰/۸۴
۱۰	۰/۲۴	۱/۸۱	۰/۸۷
۱۲	۰/۲۸	۲/۰۷	۰/۹۳

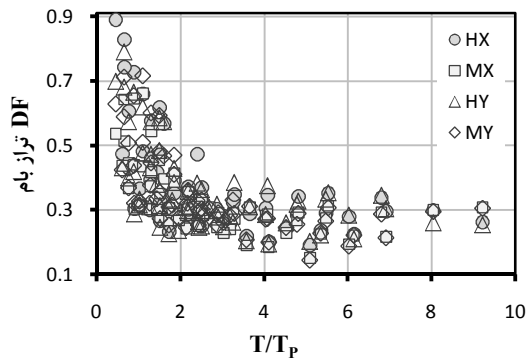
نکته دیگری که از نمودارهای شکل ۳ دریافت می‌شود این است که در یک قاب با سامانه مقاوم جانبی و تعداد طبقات مشخص، ضریب DF با تغییر تعداد دهانه‌های قاب، تغییر زیادی نمی‌کند. همان‌گونه که قبلاً اشاره شد،



شکل (۴) متوسط ضریب تغییرات DF متناظر با تغییر تعداد دهانه‌های قاب

شکل (۳) مقدار DF در طبقات قاب‌های بررسی شده

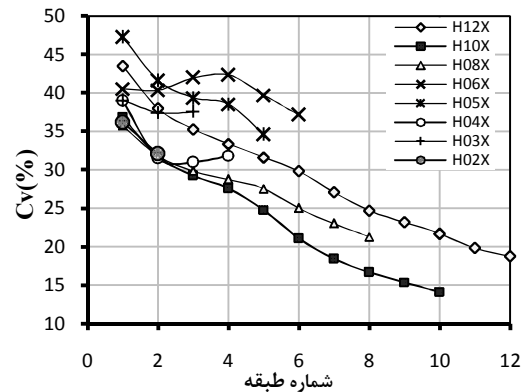
است و به طور کلی با کاهش T/T_p ، افزایش می‌یابد. در سازه‌های کوتاه که T آن‌ها کم است، نسبت T/T_p برای بیشتر رکوردهای زلزله، کمتر از ۲ شده در نتیجه پاسخ سازه حساسیت بیشتری به خصوصیات رکورد زلزله داشته و ضریب تغییرات DF تراز بام این قاب‌ها متناظر با رکوردهای مختلف زلزله زیاد است.



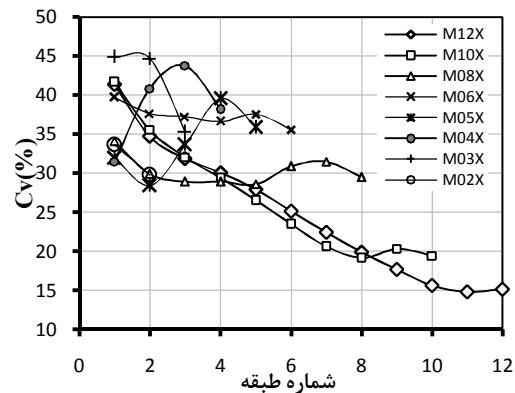
شکل (۶) DF تراز بام قاب‌های بررسی شده برحسب T/T_p

۶- تعیین رابطه تجربی برای به دست آوردن ضریب بزرگنمایی تغییر مکان

در طراحی بر اساس تغییر مکان و به طور کلی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، به دست آوردن تغییر مکان غیرارتجاعی سازه اهمیت زیادی دارد. بنابراین دسترسی به یک رابطه ساده که با استفاده از آن بتوان تغییر مکان ارتجاعی را تبدیل به تغییر مکان غیرارتجاعی کرد، دلخواه است. همان گونه که نشان داده شد، در یک قاب مشخص، مقدار DF برای همه‌ی طبقات یکسان نیست و با افزایش شماره طبقه کاهش می‌یابد؛ به علاوه، DF، وابسته به نوع سامانه مقاوم جانبی است و مقدار آن در قاب‌های بتن مسلح ویژه، بیشتر از قاب‌های بتن مسلح متوسط است. از سوی دیگر، DF با تغییر تعداد دهانه‌های قاب (از سه دهانه به پنج دهانه) تغییر زیادی نمی‌کند و می‌توان آن را مستقل از تعداد دهانه‌ها در نظر گرفت.



الف- قاب‌های خمشی بتن مسلح ویژه جهت X



ب- قاب‌های خمشی بتن مسلح متوسط جهت X

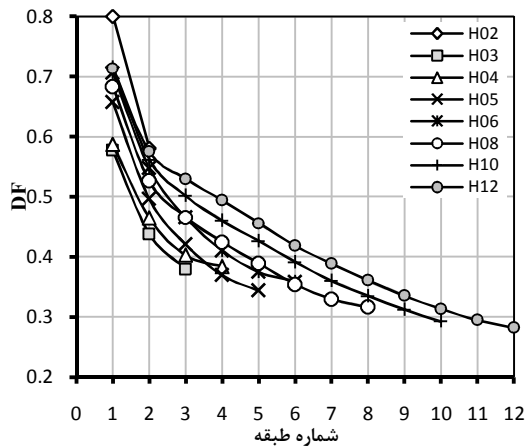
شکل (۵) ضریب تغییرات DF متناظر با رکوردهای مختلف زلزله

T زمان تناوب اصلی قاب و T_p زمان تناوب غالب زلزله است که متناظر با زمان تناوبی است که در طیف پاسخ شتاب رکورد زلزله برای نسبت میرایی ۵ درصد، در آن بیشینه شتاب ایجاد می‌شود. T_p رکوردهای استفاده شده، در جدول ۱ آورده شده است. با توجه به شکل ۶، برای نسبت‌های T/T_p تقریباً بزرگ‌تر از ۲، ضریب DF تغییرات بسیار کمی دارد. پس برای سازه‌های بلند که T آن‌ها زیاد است (سازه‌های بلندتر از ۸ طبقه)، نسبت T/T_p برای بیشتر رکوردها، بزرگ‌تر از ۲ شده و بنابراین DF تراز بام، وابستگی کمی به T_p داشته ضریب تغییرات DF تراز بام این قاب‌ها متناظر با رکوردهای مختلف، زلزله کم است، در حالی که برای نسبت‌های T/T_p کوچکتر از ۲، مقدار DF تراز بام بسیار متأثر از نسبت T/T_p

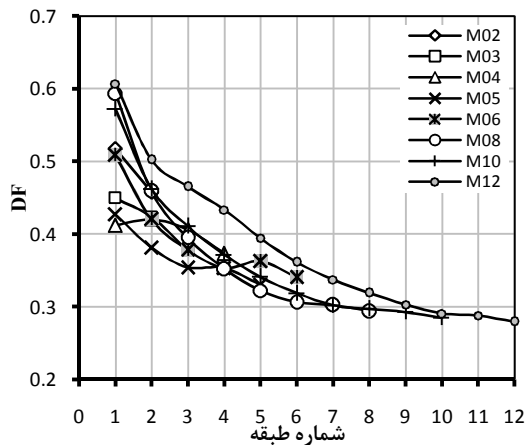
آن گروه برای تمامی طبقات به دست آوردن می‌شود. سپس برای هر دو گروه، جذر مجموع مربعات اختلاف‌ها به دست آورده شده و به نام fit نام گذاری می‌شود:

$$fit = \sqrt{\sum_{j=1}^{n1} \sum_{i=1}^m (DF_i - (DF_{avei})_{1\text{ گروه}})^2 + \sum_{j=1}^{n2} \sum_{i=1}^m (DF_i - (DF_{avei})_{2\text{ گروه}})^2} \quad (4)$$

$n1$ تعداد قاب‌های گروه ۱، $n2$ تعداد قاب‌های گروه ۲، m تعداد طبقات قاب Z و i شماره طبقه است.



الف- قاب‌های بتن مسلح ویژه



ب- قاب‌های بتن مسلح متوسط

شکل (۷) میانگین مقادیر DF در دو جهت X و Y

پس برای ارائه رابطه برای به دست آوردن DF، مقادیر DF قاب‌های متناظر در دو جهت X و Y، میانگین‌گیری شده و نتایج برای قاب‌های H و M در شکل‌های ۷-الف و ب نشان داده شده است.

با توجه به نمودارهای شکل ۷ مشاهده می‌شود که علاوه بر عوامل گفته‌شده، مقدار DF در یک طبقه خاص، تابع تعداد طبقات قاب است. برای نمونه در طبقه ۳ قاب‌های بتن مسلح ویژه، مقدار DF از ۰/۳۸ در قاب سه‌طبقه تا ۰/۵۳ در قاب دوازده‌طبقه تغییر می‌کند. اختلاف‌هایی در این حد و بیشتر در قاب‌های دیگر و طبقات دیگر نیز مشاهده می‌شود. پراکندگی داده‌ها نشان می‌دهد که ارائه یک فرمول واحد برای به دست آوردن ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در همه‌ی قاب‌ها، منطقی نیست؛ ولی مشاهده می‌شود که مقدار DF در طبقات قاب‌های کوتاه، نزدیک به هم و در طبقات قاب‌های بلند نیز نزدیک به هم است. بنابراین بهتر است برای قاب‌های کوتاه، یک رابطه و برای قاب‌های بلند، رابطه دیگری ارائه شود. برای تعیین بهترین تراز برای تقسیم‌بندی قاب‌ها مراحل زیر انجام شد:

- مانند جدول ۳، قاب‌ها بر اساس تعداد طبقات، به دو گروه تقسیم شدند. همان گونه که دیده می‌شود، به ۸ صورت می‌توان قاب‌ها را در دو گروه تقسیم‌بندی کرد.
- در هر گروه مقدار DF یک طبقه مشخص از میانگین‌گیری DF آن طبقه در همه‌ی قاب‌های آن گروه به دست می‌آید:

$$DF_{avei} = \text{average}\{DF_i(\text{تمام قاب های گروه})\} \quad (3)$$

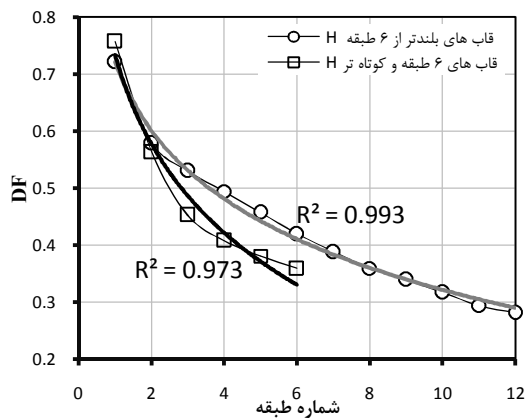
DF_{avei} میانگین DF‌های طبقه نام در قاب‌های گروه بررسی شده است. البته باید توجه داشت که قاب‌های H و M، جداگانه بررسی می‌شوند.

- در هر گروه، مربع اختلاف DF_i قاب‌های گروه با DF_{avei}

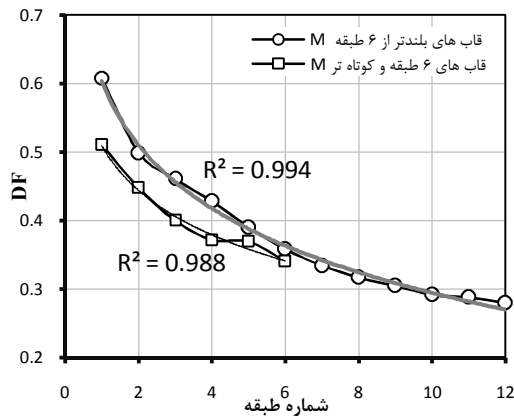
در شکل‌های ۸- الف و ب مقادیر میانگین به علاوه انحراف معیار DF و منحنی برازش شده به آنها نشان داده شده است. در این شکل‌ها، مقادیر R^2 نمودارها نیز آمده است. مقادیر بالای R^2 نشان‌دهنده دقت زیاد رابطه (۵) است.

جدول (۴) مقادیر α و β برای به دست آوردن DF

شاخص	قاب خمشی بتن مسلح ویژه		قاب خمشی بتن مسلح متوسط	
	بلندتر از ۶ طبقه و کوتاه‌تر	بلندتر از ۶ طبقه و کوتاه‌تر	بلندتر از ۶ طبقه و کوتاه‌تر	بلندتر از ۶ طبقه و کوتاه‌تر
α	۰/۷۳۴	۰/۷۲۱	۰/۵۰۹	۰/۶۰۳
β	-۰/۲۲۵	-۰/۱۷۳	-۰/۰۹۴	-۰/۱۳۴



الف- قاب‌های بتن مسلح ویژه



ب- قاب‌های بتن مسلح متوسط

شکل (۸) مقادیر میانگین به علاوه انحراف معیار DF و منحنی برازش شده به آن‌ها

پس برای هر تقسیم‌بندی یک مقدار fit برای قاب‌های H و یک مقدار fit نیز برای قاب‌های M به دست می‌آید. در جدول ۳، مقادیر fit برای قاب‌های H و M و میانگین آن‌ها در هشت حالت بررسی شده آمده است.

تراز بهینه برای تقسیم‌بندی قاب‌ها، تراز است که در آن مقدار fit کمینه باشد. با توجه به جدول ۳، نتیجه گرفته می‌شود که برای مجموع ۳۲ قاب خمشی کم‌ترین مقدار fit زمانی به دست می‌آید که قاب‌های ۶ طبقه و کوتاه‌تر، در یک گروه و قاب‌های بلندتر از ۶ طبقه، در گروه دیگر بررسی شوند. با این تقسیم‌بندی، بین DF_i قاب‌های هر گروه میانگین‌گیری انجام شده و برای اطمینان، مقدار میانگین به علاوه انحراف معیار به عنوان DF_i آن گروه در نظر گرفته می‌شود. با انجام برازش غیرخطی و برازش منحنی‌های مختلف بر این اطلاعات، رابطه زیر برای به دست آوردن DF پیشنهاد می‌شود:

$$DF_i = \alpha + \beta \times \ln(i) \quad (5)$$

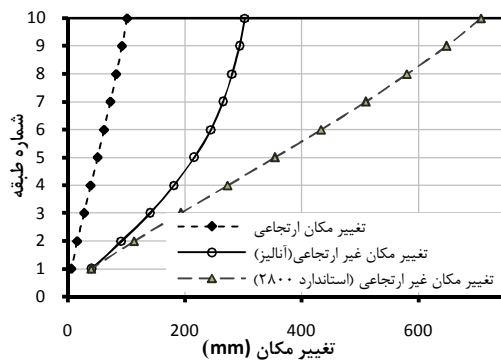
i شماره طبقه و α و β ضرایبی است که از جدول ۴ به دست می‌آیند.

جدول (۳) مقادیر fit برای هشت حالت مورد بررسی شده در قاب‌های

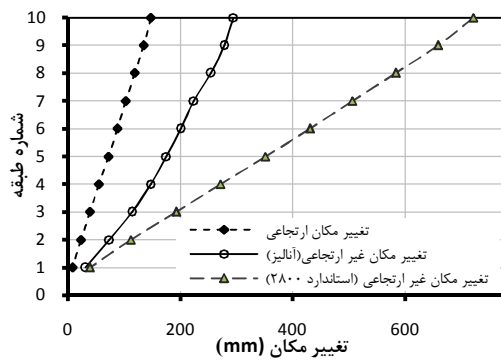
H و M و میانگین آنها

شماره تقسیم‌بندی	قاب‌های گروه ۱	قاب‌های گروه ۲	مقدار fit برای قاب‌های		
			M	H	میانگین M و H
۱	قاب ۲ طبقه	۳ تا ۱۲ طبقه	۰/۲۶	۰/۲۸	۰/۲۷
۲	قاب ۳ تا ۲ طبقه	۴ تا ۱۲ طبقه	۰/۲۶	۰/۳۰	۰/۲۸
۳	قاب ۴ تا ۲ طبقه	۵ تا ۱۲ طبقه	۰/۲۴	۰/۲۸	۰/۲۶
۴	قاب ۵ تا ۲ طبقه	۶ تا ۱۲ طبقه	۰/۱۹	۰/۲۵	۰/۲۲
۵	قاب ۶ تا ۲ طبقه	۸ تا ۱۲ طبقه	۰/۱۷	۰/۲۶	۰/۲۱
۶	قاب ۸ تا ۲ طبقه	۱۰ تا ۱۲ طبقه	۰/۲۰	۰/۲۵	۰/۲۲
۷	قاب ۱۰ تا ۲ طبقه	قاب ۱۲ طبقه	۰/۲۰	۰/۲۷	۰/۲۳
۸	قاب ۱۲ تا ۲ طبقه	-	۰/۲۶	۰/۳۲	۰/۲۹

نمی‌توان از آن برای برآورد تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی استفاده کرد. طبق تحقیقات انجام شده به وسیله یوانگ (۱۹۹۴) و میراندا (۱۹۹۹) در سامانه‌های چنددرجه‌آزاد، خسارت‌های سازه‌ای در تعداد محدودی از طبقات متمرکز شده و باعث افزایش تغییر مکان نسبی در این طبقات می‌شود [۹، ۱۴]. در این سامانه‌ها تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی علاوه بر تعداد طبقات و نسبت شکل-پذیری، به سازوکار جاری شدن نیز بستگی دارد. همچنین میراندا نشان داد که در نظر گرفتن فرم خطی برای تغییر شکل سازه که در بسیاری آیین‌نامه‌ها از جمله استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شده، سبب می‌شود که تغییر مکان نسبی طبقات، یکنواخت به دست آمده و آثار تمرکز خرابی‌ها در نظر گرفته نشود که سبب نتایج ضعیف برای به دست آوردن تغییر مکان نسبی در این طبقات می‌شود.



الف- قاب H10X



ب- قاب M10X

شکل (۹) مقایسه تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی حاصل از تحلیل‌های غیر خطی و تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی محاسبه شده با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در دو نمونه از قاب‌ها

با به دست آوردن DF_i از رابطه (۵) و ضرب آن در R ، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در طبقه i ام سازه (C_{di}) به دست می‌آید. بنابراین اگر پروفیل تغییر مکان ارتجاعی سازه با استفاده از تحلیل‌های خطی به دست آورده شود، پروفیل تغییر مکان غیر ارتجاعی آن را می‌توان با استفاده از ضرایب بزرگنمایی تغییر مکان ارائه شده برآورد کرد.

۷- مقایسه نتایج به دست آمده با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰

در آیین‌نامه طرح لرزه‌ای ایران، استاندارد ۲۸۰۰، مقدار $R=0.7$ برای ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ارائه شده است. یعنی مقدار DF برای همه سازه‌ها چشم‌پوشی از نوع سامانه‌ی مقاوم جانبی و ارتفاع سازه و نیز برای همه طبقات سازه، برابر با 0.7 در نظر گرفته شده است. در شکل‌های ۹ الف و ب برای دو نمونه از قاب‌ها مقایسه‌ای بین تغییر مکان‌های جانبی غیر ارتجاعی به دست آمده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی و تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی به دست آمده ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ (که از ضرب تغییر مکان‌های ارتجاعی در $0.7R$ به دست می‌آید)، انجام شده است. در این شکل‌ها تغییر مکان‌های ارتجاعی که از تحلیل استاتیکی برابر به دست آمده نیز رسم شده است. دیده می‌شود که ضریب $0.7R$ تنها در طبقات پایین سازه تخمین خوبی ارائه می‌دهد و در طبقات بالا، تغییر مکان غیر ارتجاعی سازه را خیلی دست بالا برآورد می‌کند. پس با توجه به این که در بیشتر آیین‌نامه‌ها فرم تغییر شکل سازه در حالت ارتجاعی، خطی به دست می‌آید، در نظر گرفتن یک ضریب بزرگنمایی تغییر مکان برای همه طبقات یک سازه سبب می‌شود که فرم تغییر شکل سازه در حالت غیر ارتجاعی نیز به صورت خطی به دست آید که با توجه به نتایج، تخمین درستی از پروفیل تغییر شکل غیر ارتجاعی سازه ارائه نمی‌دهد. البته باید توجه داشت که رابطه (۵) برای برآورد تغییر مکان غیر ارتجاعی سازه پیشنهاد شده است و

۸- نتیجه گیری

در این مطالعه که هدف آن بررسی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان در قاب‌های خمشی بتن مسلح برای برآورد بیشینه تغییرمکان جانبی غیرارتجاعی سازه است، نتایج زیر که مربوط به محدوده سازه‌های مطالعه شده و شرایط طراحی آن‌ها است، به دست آمده است:

۱- ضریب بزرگنمایی تغییرمکان وابسته به نوع سامانه مقاوم جانبی، شماره طبقه و تعداد طبقات قاب است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهند که در قاب‌های بتن مسلح ویژه، مقدار DF، به ویژه در طبقات پایین، بیشتر از مقادیر متناظر در قاب‌های بتن مسلح متوسط است. هم چنین در بیش از ۹۷ درصد موارد، در یک قاب مشخص با افزایش شماره طبقه، مقدار ضریب DF کاهش می‌یابد. به علاوه، مقدار DF در یک طبقه خاص، تابع تعداد طبقات قاب است. برای نمونه در طبقه ۳ قاب‌های بتن مسلح ویژه، مقدار DF از ۰/۳۸ در قاب ۳ طبقه تا ۰/۵۳ در قاب ۱۲ طبقه تغییر می‌کند. بنابراین در رابطه‌ای که برای به دست آوردن ضریب بزرگنمایی تغییرمکان، پیشنهاد شده است، همه‌ی عوامل ذکر شده در نظر گرفته شده است.

۲- برای نسبت‌های T/T_p بزرگ‌تر از ۲، ضریب DF تراز بام تغییرات بسیار کمی دارد. بنابراین برای سازه‌های بلند که T آنها زیاد است (سازه‌های بلندتر از ۸ طبقه)، نسبت T/T_p آنها برای بیشتر رکوردها بزرگتر از ۲ شده و در نتیجه پاسخ سازه حساسیت کمتری به خصوصیات رکورد زلزله دارد. در حالی که در سازه‌های کوتاه، نسبت T/T_p آنها برای بیشتر رکوردهای زلزله کمتر از ۲ شده و بنابراین پاسخ سازه حساسیت بیشتری به خصوصیات رکورد زلزله دارد و به طور کلی، مقدار DF تراز بام با کاهش T/T_p افزایش می‌یابد.

۳- رابطه ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای ضریب

بزرگنمایی تغییرمکان (θ/VR)، تنها در طبقات پایین سازه برآورد خوبی از بیشینه تغییرمکان جانبی غیرارتجاعی ارائه می‌دهد و در طبقات بالای سازه، خیلی دست بالا است. بنابراین با توجه به این که در بیشتر آیین‌نامه‌ها فرم تغییر شکل سازه در حالت ارتجاعی به صورت خطی به دست می‌آید، در نظر گرفتن یک ضریب بزرگنمایی تغییرمکان برای همه طبقات یک سازه، سبب می‌شود که فرم تغییر شکل سازه در حالت غیرارتجاعی نیز به صورت خطی به دست آید که با توجه به نتایج به دست آمده، این امر برآورد درستی از پروفیل تغییر شکل غیرارتجاعی سازه ارائه نمی‌دهد.

۹- فهرست مراجع

- [1] Miranda, E. (2000), "Inelastic displacement ratios for structures on firm sites." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 126(10), 1150-1159.
- [2] Mollaioli, F., Mura, A. and Decanini L.D. (2007), "Assessment of the deformation demand in multi-storey frames." *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 8(4), 203-219.
- [3] Ruiz-Garcia, J. and Miranda, E. (2004), "Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soil sites." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 130(12), 2051-2061.
- [4] Uang, C.-M. and Maarouf, A. (1994), "Deflection amplification factor for seismic design provisions." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 120(8), 2423-2436.
- [5] Gupta, A. and Krawinkler, H. (2000), "Estimation of seismic drift demands for frame structures." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 1287-1305.
- [6] Miranda, E. (1999), "Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 125(4), 417-425.
- [7] Saiidi, M. and Sozen M.A. (1981) "Simple nonlinear seismic analysis of RC structures." *Journal of the Structural Division, ASCE*, 107(5), 937-953.

- [12] ETABS V 8.5.4, Integrated Building Design Software, Computer and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- [13] Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C. and Madan, A. (1995), "IDARC2D Version 4.0: A computer program for inelastic damage analysis of buildings." Technical Report NCEER-96-0010, State University of New York at Buffalo.
- [14] BSSC (2001), NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 2000 Edition, Part1: Provisions, FEMA 368, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [15] Singhal, A. and Kiremidjian, A. (1997), "A method for earthquake motion-damage relationships with application to reinforced concrete frames." Technical Report NCEER-97-0008, Buffalo.
- [8] Browning, J., Warden, B., Matamoros, A. and Lepage, A. "Global and local seismic drift estimates for RC frames." Engineering Structures, InPress, CorrectedProof, Available online 4 September 2007.
- [9] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان، ج ۳، تهران: دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۸۲.
- [۱۰] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰)، ویرایش ۳، نشریه شماره ض-۲۵۳، ج ۵، تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴.
- [۱۱] معاونت امور فنی. دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی، آیین نامه بتن ایران (آبا)، نشریه شماره ۱۲۰، ج ۷، تهران: سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۳.

Amplification Factor for Estimation of Maximum Inelastic Lateral Displacement of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames

M. Zaker Salehi¹, A.A. Tasnimi^{2*}

1- Student of M.Sc of Sesemi Engineering, Faculty of Civil Engineering, Tarbiat Modares University

2- Professor of Civil Engineering Faculty, Tarbiat Modares University

tasnimi@modares.ac.ir

Abstract:

In seismic design of structures, estimating maximum inelastic lateral displacement of the structure occurring in the severe earthquake is of great importance. Although by conducting nonlinear time history analysis good estimates of inelastic displacements can be obtained, but this method is relatively expensive and needs high expert in this field and its use is impractical in most of the design offices. So in most seismic design provisions, maximum inelastic displacement of the structure is estimated by amplifying the lateral displacement computed from an elastic analysis with a displacement amplification factor (C_d). Reviewing several seismic design provisions indicates that in most of them C_d is only dependent on the earthquake force resisting system. In this paper in addition to the earthquake force resisting system, the effect of some important parameters such as number of stories of the structure, story number, characteristic of the earthquake ground motion and number of bays on C_d is investigated. For this research 32 reinforced concrete moment resisting frames with high and moderate ductility which have 3 or 5 bays and 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10 and 12 stories are considered. For determination of real displacements occurring in major earthquake (inelastic displacements), nonlinear time history analysis using IDARC program is performed. In nonlinear analyses, 7 earthquake ground motions consistent with soil type II of Standard no. 2800 are used. These records are scaled according to Standard no. 2800 directions. For linear analyses, equivalent static procedure is employed using ETABS program. The inelastic displacements which are computed by averaging the results of 7 ground motions, are then divided by elastic displacements and so C_d for each story of 32 frames is determined. In this research, like most researches and provisions, C_d is considered as a function of R (structural behavior factor) and for simplicity C_d/R is shown by DF and the following results are presented for DF. The first important result is that DF in high ductility frames are more than corresponding ones in moderate ductility frames especially in low frames and lower stories of tall frames. Furthermore in more than 97% cases, this factor decreases by increasing story number showing that inelastic deformations and damages are mostly concentrated in lower

stories. Also it was observed that in low frames and lower stories of tall frames, the response of structure is more sensitive to the characteristic of the earthquake ground motion. Another conclusion is that in all frames, DF is almost independent of the number of bays. Then by recognizing the most affecting parameters and conducting nonlinear regression, an equation for computing displacement amplification factor in special and intermediate reinforced concrete moment frames is suggested. In the proposed equation, DF has been recognized as a function of lateral load resisting system, story number and height of frame (natural period of frame). Finally, results are compared with Standard no. 2800 formula ($DF=0.7$) for estimating inelastic displacements. It is concluded that inelastic lateral displacement of frames obtained from nonlinear time history analysis are largely different from those calculated by Standard no. 2800 formula especially at upper stories. This difference is originated from the fact that considering a unique DF (0.7) for all stories results in a deformed shape in nonlinear domain similar to that in linear domain which is true only if damages and inelastic deformations occur monotonous in height of structure; but this assumption is not consistent with real response of structures during the sever earthquake.

Keywords: Submerged vane, Sediment, SSIIM, GRA, Taguchi