

بررسی رفتار کاهنده چرخه های هیستریزس در تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه های بتن آرمه با شکل پذیری متوسط

غلامرضا قدرتی امیری^۱؛ بنیامین محبی^۲؛ حامد حمیدی جمنانی^۳

چکیده

هدف تحقیق حاضر، بررسی اثرات کاهش سختی و مقاومت و باریک شدگی چرخه های هیستریزس در تحلیلهای استاتیکی غیر خطی می باشد. یکی از معایب تحلیل استاتیکی غیرخطی آن است که تغییرات رفتار غیرخطی اجزای سازه، که به دلیل حرکات رفت و برگشتی به وجود می آید، بطور تقریبی در تحلیل لحاظ می شود. زیرا در این روش فقط یک چهارم چرخه کامل هیستریزس منظور می شود. برای بررسی تأثیر این مسأله در نتایج تحلیل از سه قاب بتنی با شکل پذیری متوسط که از ساختمانهای منظم بتن مسلح انتخاب شده اند، استفاده می شود. برای انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی از روشهای ذکر شده و مفاصل پلاستیک موجود در دستورالعمل FEMA-356 استفاده شده است. در روش یاد شده در این دستورالعمل از ضریبی برای منظور کردن اثرات کاهش سختی و مقاومت استفاده شده است که این ضریب برای سازه های بتن مسلح با شکل پذیری متوسط برابر یک در نظر گرفته می شود در این طرح برای بدست آوردن ضریب مورد نظر از تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده شده است.

همچنین از چرخه های هیستریزس کلاف، تاکدا و چرخه های که اثرات کاهش شدید مقاومت، سختی و باریک شدگی را لحاظ کند استفاده شده است. با مقایسه نتایج مقدار این ضریب، ۲۵٪ بیشتر از عددی است که در دستورالعمل FEMA-356 برآورد شده است.

کلمات کلیدی

تحلیل استاتیکی غیر خطی - چرخه های هیستریزس - تحلیل دینامیکی غیرخطی - کاهش سختی و مقاومت.

Investigating Deterioration Effect of Hysteresis Loops in Nonlinear Static Analysis of Intermediate RC Moment Frame

G. Ghodrati Amiri; B. Mohebi; H. Hamidi Jamnani

ABSTRACT

This research investigates the effect of stiffness degradation, strength deterioration and pinching behavior of hysteresis loops in static nonlinear analysis. One of the inefficiencies of static nonlinear analysis is that nonlinear behavior of structural elements due to cyclic deformations is approximately considered in the analysis, and only one quarter of a full hysteretic loop is considered. For investigating the effect of this inefficiency in analysis results, three intermediate concrete moment frames from regular RC structures are selected. The performed procedures in FEMA-356 and proposed plastic hinges in this guideline are utilized for performing static nonlinear analysis. A coefficient for consideration of stiffness degradation and strength deterioration is proposed by FEMA-356 in nonlinear static analysis. This coefficient for intermediate RC moment frames is equal to unity. For calculation of this coefficient, in this paper, the nonlinear dynamic

^۱ استاد، قطب مطالعات بنیادی در مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران: Email: ghodrati@iust.ac.ir

^۲ دانشجوی دکترای زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران: Email: mohebi@iust.ac.ir

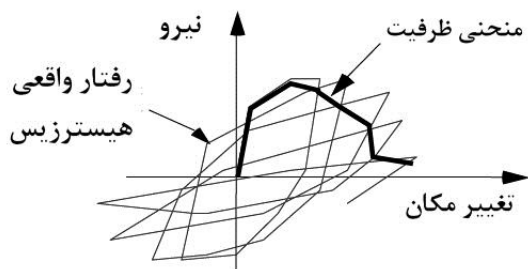
^۳ کارشناس ارشد زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران: Email: civ_hamidi@yahoo.com

analysis is used. Clough and Takeda Hysteretic loops and a hysteretic loop that considers effects of severe stiffness degradation, strength deterioration and pinching are assumed in nonlinear dynamic analysis. Comparing final results lead to conclusion that revealed the value of this coefficient is obtained 25% more than the value proposed by FEMA-356.

KEYWORDS

Nonlinear static analysis, Hysteresis loops, Nonlinear dynamic analysis, Stiffness degradation, strength deterioration.

می‌باشد که بعد از هر سیکل بارگذاری و باربرداری مشخصات منحنی از قبیل سختی و یا مقاومت تغییر می‌کند. از آنجا که در تحلیل استاتیکی غیرخطی، نیروی وارده به صورت رفت و برگشتی نمی‌باشد و به صورت افزایشی و درجهتی مشخص به سازه اعمال می‌شود، لذا نیاز به نوعی مدلسازی می‌باشد که بتواند تخمین مناسبی از رفتار رفت و برگشتی عضو ارائه دهد و به نوعی بتواند اثرات کاهش سختی و مقاومت را لحاظ نماید. برای این منظور همانطور که در شکل (۱) نشان داده شده از منحنی پوش رفتار هیستریزس عضو استفاده می‌شود و این منحنی پوش بصورت شکل (۲) ایده‌آل سازی می‌شود که مشخصات این منحنیهای ایده‌آل شده در دستورالعملهایی نظیر FEMA-356 [۴] بیان شده است.



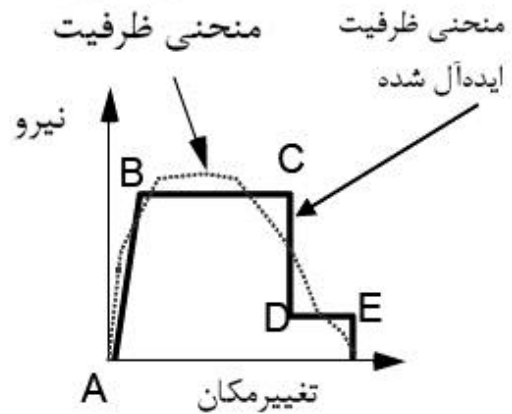
شکل (۱): منحنی پوش رفتار هیستریزس

پس از تحلیل، نیز نیاز به برآورد میزان تقاضای سازه مورد نظر می‌باشد که این برآورد می‌تواند از روشهای طیف ظرفیت و یا ضرایب ثابت بدست آید. در روش دوم که میزان تقاضای سازه با پارامتر تغییر مکان هدف بیان و مشخص می‌شود، برای محاسبه این مقدار از ضرایبی استفاده شده است که یکی از این ضرایب مربوط به لحاظ کردن میزان کاهش سختی و کاهش مقاومت می‌باشد. به دلیل اینکه در تحلیل استاتیکی غیرخطی، نیرو از یک سمت به سازه اعمال می‌شود، لذا در واقع رفتار رفت و برگشتی در این نوع تحلیل وجود نخواهد داشت تا بتوان اثرات کاهش سختی و مقاومت را در آن در نظر گرفت. لذا برای حل این مساله، از ضریبی در محاسبه تغییرمکان هدف استفاده شده است تا به جای در نظر گرفتن اثرات کاهش سختی و مقاومت به صورت مستقیم، میزان تغییر مکان هدف مورد تقاضا از سازه افزایش پیدا کند. دستورالعمل FEMA-356 [۴] و دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود [۲]

۱- مقدمه

از زمان وقوع زلزله‌های ثبت شده، رفتار غیرخطی سازه‌ها مشخص شده و استفاده از تحلیل‌های غیرخطی برای مشخص نمودن رفتار واقعی آن‌ها اجتناب ناپذیر است. تحلیل دینامیکی غیرخطی به عنوان ابزاری قدرتمند برای مطالعه پاسخ سازه‌ها در طی زلزله به کار می‌رود. مجموعه‌ای از شتابنگاشت‌هایی که به دقت انتخاب شده‌اند، می‌توانند ارزیابی دقیقی از رفتار مورد انتظار و عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها ارائه دهند. با قبول این حقیقت که دقت و کفایت ابزارهای محاسبه همواره در حال افزایش است ولی هنوز هم محدودیتهایی برای استفاده عملی از تحلیل دینامیکی غیر خطی وجود دارد. از جمله این محدودیتهای می‌توان به مشکل بودن تفسیر نتایج و حساس بودن نتایج به شتابنگاشت انتخابی اشاره کرد، بطوریکه برای رسیدن به نتایج قابل اعتماد باید از چند شتابنگاشت برای تحلیل یک سازه استفاده کرد که این مسأله استفاده از این نوع تحلیل را برای مقاصد عملی تحلیل و طراحی بسیار دشوار می‌کند. به همین دلیل در طی ساده سازی انجام تحلیلهای غیرخطی استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل پوشا در مندرج در ATC40 [۳] و FEMA356 [۴]، بسیار مرسوم شد. این مساله به خوبی پذیرفته شده است که اگر تحلیل استاتیکی غیرخطی به درستی و با دقت انجام شود می‌تواند اطلاعات مفیدی از وضعیت سازه ارائه کند که روشهای تحلیل خطی یا تحلیل دینامیکی قادر به ارائه آنها نیستند. در استفاده از تحلیلهای استاتیکی غیرخطی مدل‌سازی یکی از مهمترین مراحل تحلیل است. این مدل باید توانایی در نظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه یا عضوی از سازه را دارا باشد. چنین مدلی نیاز به برآورد خواص غیرخطی اعضا، که به وسیله ظرفیتهای مقاومت و تغییرشکل کمی‌سازی شده‌اند را دارد. تمرکز تغییرشکلهای غیرخطی در نقاطی از سازه روش متداول برای مدلسازی رفتار غیرخطی می‌باشد. برای این منظور نیاز به تهیه منحنی رفتاری نیرو، تغییر شکل این مفاصل متمرکز می‌باشد. رفتار پلاستیک واقعی اعضا طی زلزله به صورت یک رفتار رفت و برگشتی

در مورد این ضریب برای قابهای متوسط و ویژه تفاوتی قائل نشده است و در همه حالات این ضریب را برای این نوع قاب، واحد فرض کرده است. بنابراین به نظر می‌رسد برای دستیابی به دقت بیشتر، میزان این ضریب برای قابهای با شکل‌پذیری متوسط، نیاز به تحقیق بیشتر می‌باشد که در این مقاله این مساله مورد مطالعه قرار گرفته است.



شکل (۲): منحنی ایده‌آل سازی شده رفتار عضو

این ضریب برای قابهای بتن مسلح خمشی با شکل‌پذیری متوسط در دستورالعمل FEMA-356 [۴] برابر یک می‌باشد. در حالیکه این مقدار می‌تواند بنا به مشخصات اعضا و چرخه هیستریزس مربوط به آنها متغیر باشد.

در این مقاله سعی شده است که با تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی سازه و استفاده از چرخه‌های هیستریزس مختلف برای اعضا و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی با مفاصل پلاستیک استاندارد، میزان تأثیر نوع چرخه‌های هیستریزس و کاهش سختی و مقاومت بر روی محاسبه تغییر مکان هدف، برآورد گردد. برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار IDARC [۵] و برای تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار ETABS [۶] استفاده شده است.

۲- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی بر این اصل استوار است که پاسخ سازه را می‌توان با پاسخ سیستم یک درجه آزادی با مشخصه‌های معادل شده شبیه سازی کرد. این فرض باعث می‌شود که پاسخ سازه، تنها وابسته به یک حالت (مود) تغییرشکل (حالت اول ارتعاشی) بوده و شکل آن در طول زمان تحلیل ثابت باقی بماند. هرچند هر دو فرض یادشده ممکن است نادرست به نظر برسد، ولی برای سازه‌هایی که حالت اول (مود) نوسان بر پاسخ آنها غالب است، تخمین‌های خوب و مناسبی از پیشینه بازتاب‌های سیستم به کمک این تحلیل به دست می‌آید.

هدف از تحلیل استاتیکی غیر خطی بر آورد رفتار مورد انتظار یک سیستم سازه‌ای به کمک تخمین مقاومت و تغییرشکل مورد نیاز، تحت اثر زلزله‌های طراحی و پس از آن مقایسه مقادیر مورد نیاز با ظرفیت‌های موجود در سطح رفتاری یا عملکردی مورد نظر است. تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون را می‌توان روشی در تخمین نیرو و تغییر مکان تقاضا دانست که به طریقی ساده عمل باز توزیع نیروهای داخلی را در اعضای که نیروهایی بیش از نیروهای حد الاستیک خود متحمل شده اند، انجام می‌دهد. یکی از مهمترین نتایج این تحلیل، تعیین نمودار بار-تغییر مکان یا منحنی ظرفیت است. برای رسم این نمودار از مقادیر برش پایه در مقابل تغییر مکان جانبی نقطه مرجع تراز بام استفاده می‌شود. از این نمودار می‌توان برای تعیین تغییر مکان هدف استفاده نمود.

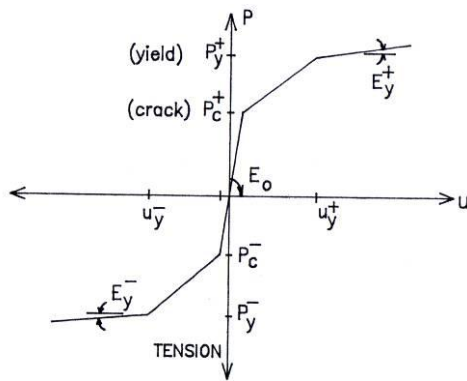
۲-۱- شکل توزیع بار جانبی در ارتفاع ساختمان

برای برآورد رفتاری یک ساختمان، انتخاب شکل توزیع بار مناسب یکی از مهمترین مراحل است. در حقیقت شکل بارگذاری جانبی نشان دهنده و عامل توزیع نیروهای اینرسی در یک زلزله طرح است. روشن است که توزیع نیروهای جانبی براساس شدت زمین لرزه و در طول زمان تحریک زمین تغییر می‌یابد. اگر تنها از یک شکل بارگذاری استفاده شود، فرض اساسی این خواهد بود که توزیع نیروهای اینرسی در طول زمین لرزه ثابت بوده و پیشینه تغییرشکل‌های بدست آمده با آنچه که وقوع آن در زلزله طرح انتظار می‌رود قابل مقایسه خواهد بود. این فرضیات در برخی موارد نزدیک و در برخی موارد دور از واقعیت است. چنین فرضیاتی وقتی به واقعیت نزدیک هستند که پاسخ سازه به طور قابل ملاحظه ای متأثر از اثر مودهای ارتعاش بالاتر نباشد و ساختمان تنها دارای یک نوع ساز و کار کلی جاری شدن باشد.

در بعضی از حالات، اشکال بارگذاری جانبی تخمین‌های مناسبی از تغییرشکل‌های تقاضا فراهم می‌آورند. محققین استفاده از حداقل دو شکل بارگذاری جانبی را پیشنهاد کرده‌اند [۴]. یکی اعمال بار گذاری یکنواخت است که در آن نیروهای طبقه متناسب با جرم طبقه اند و دیگری می‌تواند شکل توزیع بارگذاری متناسب با مودهای مختلف باشد.

۳- مشخصات سازه‌ها

سه قاب بتن مسلح با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ برای این تحقیق در نظر گرفته شدند. این قابها با در نظر گرفتن ضوابط شکل‌پذیری متوسط برای مناطق با خطر لرزه خیزی خیلی زیاد



شکل (۴): منحنی پوش سه خطی [۸]

کاهش سطح بسته حلقه‌های هیستریزس می‌باشد. کاهش مقاومت با پارامتر β معرفی شده است که این پارامتر بیانگر سرعت کاهش مقاومت می‌باشد. این پارامتر به صورت نسبت

افزایش خسارت ناشی از افزایش پاسخ حداکثر $\frac{d\delta_m}{\delta_u}$ به

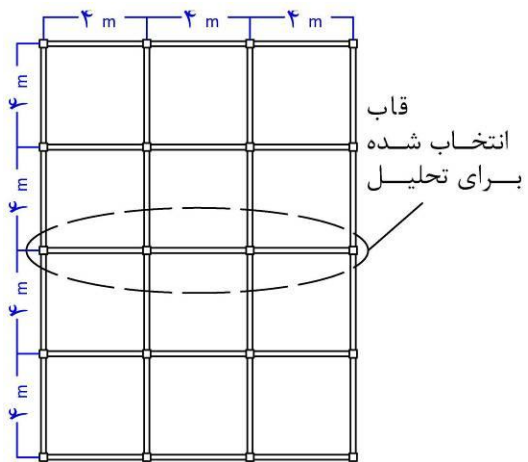
افزایش انرژی هیستریک نرمال شده $\frac{dE}{\delta_u P_y}$ تعریف می‌شود

یعنی:

$$\beta = \frac{d\delta_m / \delta_u}{dE / (\delta_u P_y)} = \frac{d\delta_m}{dE / P_y} \quad (۱)$$

رفتار باریک شدگی نیز که با پارامتر γ معرفی شده است مطابق شکل (۶) با پایین آوردن نقطه حداکثر تا تراز p_y ، γ در امتداد خط باربرداری قبلی معرفی می‌شود. خطوط بارگذاری دوباره، نقطه هدف جدید را نشانه‌گیری می‌کند تا به تغییر مکان نظیر بسته شدن ترک برسند. این رفتار باریک شونده، همچنین به کاهش سطح حلقه‌های هیستریزس و بطور غیر مستقیم به کاهش میزان اتلاف انرژی منجر می‌شود. با استفاده از این مدل سه پارامتری می‌توان انواع مدل‌های هیستریزس معرفی شده مانند مدل کلاف [۹] که کاهش سختی مقاومت را در نظر نمی‌گیرد و یا مدل تا کدا [۱۰] که اثرات کاهش سختی و مقاومت را در نظر می‌گیرد، را بازسازی کرد. در این تحقیق از ۳ حلقه هیستریزس استفاده شده است. کلاف، تاکدا و مدلی که پارامترهای کاهش سختی و مقاومت و رفتار باریک شدگی آن، حداکثر مقادیر معمول باشد. مدل‌های کلاف و تاکدا در شکل (۵) نشان داده شده‌اند.

(طبق استاندارد [۱] ۲۸۰۰، $PGA=0.3og$) با استفاده از آئین‌نامه ACI318-05 [۷] طراحی شدند. خاک ساختگاه این سازه‌ها خاک نوع II ذکر شده در استاندارد [۱] ۲۸۰۰ می‌باشد (مشابه خاک نوع C در دستورالعمل FEMA-356 [۴]) در شکل (۳) پلان ساختمان و قاب جدا شده از این ساختمان آورده شده است. مقاومت فشاری بتن برابر ۲۴ MP و تنش تسلیم فولاد زنده 200 kg/m^2 می‌باشد. درصد مشارکت بارزنده در محاسبه نیروی زلزله، با توجه به فرض کاربری مسکونی برای ساختمان، برابر ۲۰٪ می‌باشد. بنابراین با توجه به شکل (۳)، مقدار سهم بار این قاب برای بار مرده برابر 2800 kg/m و برای بار زنده برابر 800 kg/m می‌باشد.



شکل (۳): پلان ساختمان و قاب انتخاب شده برای تحلیل

۴ - مدل‌سازی رفتار هیستریزس

مدل هیستریزس استفاده شده برای بیان رفتار غیرخطی اعضا از مدل سه خطی همراه با مدل سه پارامتری برای منظور کردن اثرات کاهش سختی، مقاومت و باریک شدگی، تشکیل شده است [۸]. در شکل (۴) منحنی پوش نیرو-تغییرمکان که به صورت یک منحنی سه خطی است، نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، نقاط شامل نقطه ترک‌خوردگی، نقطه جاری شدن و نقطه مقاومت نهایی می‌باشند. برای منظور کردن اثر کاهش سختی از پارامتر α ، کاهش مقاومت از پارامتر β و رفتار باریک شدگی از پارامتر γ استفاده شده است. در شکل (۶) مفهوم این پارامترها و نحوه تأثیر آنها نشان داده شده است. کاهش سختی که با پارامتر α بیان شده است، با انتخاب یک نقطه مشترک روی امتداد شاخه اول منحنی اسکلتی معرفی می‌شود، بطوریکه خطوط بار برداری این نقطه را نشانه‌گیری می‌کند تا به محور افقی برسند. این پارامتر درجه کاهش سختی را مشخص می‌کند و مهمتر از آن بیانگر

۵-۱- مقیاس کردن شتابنگاشتها

برای مقایسه اثر شتابنگاشت‌هایی که از زلزله های مختلف بدست آمده اند، لازم است آنها را همپایه کنیم تا اثرشان قابل مقایسه گردد. در این تحقیق، جهت انجام تحلیل های دینامیکی، شتابنگاشت‌های مورد استفاده به مقدار $0.35g$ مقیاس شده اند. اکنون به روش به کاررفته برای مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها اشاره می‌شود: کلیه شتابنگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود مقیاس می‌شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب همه آنها برابر شتاب ثقل g گردد. طیف پاسخ شتاب هریک از شتابنگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین می‌گردد. سطح زیر طیف پاسخ شتاب هریک از شتابنگاشت های مقیاس شده در محدوده زمان های تناوب 0.1 و 3 ثانیه بدست می‌آید. سپس سطح زیر منحنی ضریب بازتاب استاندارد 2800 (ویرایش سوم) [۱] مربوط به نوع خاک مورد نظر (در مطالعه انجام شده از خاک نوع دو استفاده شده است) و در محدوده زمانی اشاره شده بدست آمده و شتابنگاشت‌ها در نسبت مربوطه (سطح زیر منحنی طیف استاندارد 2800) [۱] به سطح زیر منحنی طیف شتابنگاشت‌ها ضرب می‌گردند. شتابنگاشت‌های تولید شده را می‌توان به هرشتاب پایه‌ای ضرب کرد که در طرح انجام شده از شتاب پایه $0.35g$ استفاده شده است.

مشخصات این شتابنگاشت‌ها در جدول (۱) آورده شده است.

جدول (۱): مشخصات شتابنگاشت‌های استفاده شده

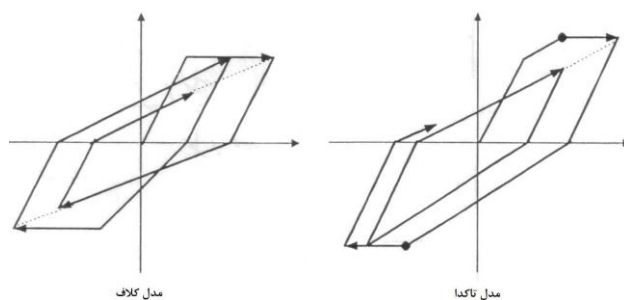
شماره رکورد	نام رکورد	سال وقوع	مقدار PGA واقعی (g)	مقدار PGA مقیاس شده (g)
۱	KOBE	۱۹۹۵	۰/۸۲۱	۰/۴۴۶
۲	KOCAELI, TURKEY	۱۹۹۹	۰/۳۷۶	۰/۵۷
۳	LOMA PRIETA	۱۹۸۹	۰/۴۷۹	۰/۵۱۷
۴	NORTHRIDGE	۱۹۹۴	۰/۵۱۴	۰/۴۵
۵	N. PALM SPRINGS	۱۹۸۵	۰/۵۹۴	۰/۵۷۸
۶	CAPEMENDOCINO	۱۹۹۲	۰/۳۸۵	۰/۷۰۹
۷	SUPERSTITI HILLS	۱۹۸۷	۰/۳۷۷	۰/۴۵

۶- تحلیل دینامیکی غیرخطی

۶-۱- روش نیومارک برای تحلیل دینامیکی

روش نیومارک به عنوان روش توسعه یافته شتابخطی شناخته می‌شود. فرضیاتی در این روش به کار رفته است [۱۱]:

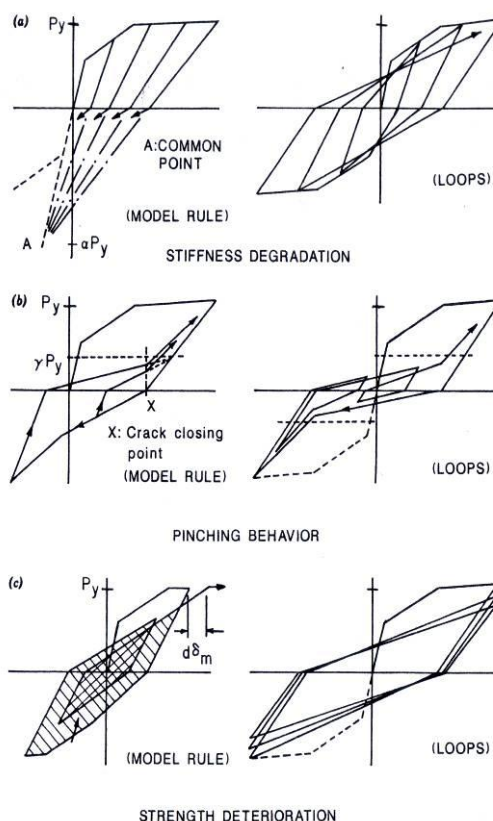
$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + [(1-\delta)\ddot{U}_t + \delta\ddot{U}_{t+\Delta t}]\Delta t \quad (2)$$



شکل (۵): مدل‌های کلاف و تاکدا [۸]

۵- شتابنگاشت‌های ورودی

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۷ عدد شتابنگاشت استفاده شده است که فاصله آنها تا گسل بین ۱۰ تا ۲۴ کیلومتر می‌باشد. تمامی این شتابنگاشت‌ها از خاک نوع II انتخاب شده‌اند و به گونه‌ای هستند که در آنها اثرات نزدیکی به گسل و خاک نرم وجود نداشته باشد. برای اینکه بتوان از این شتابنگاشت‌ها در تحلیل استفاده کرد، باید مشخصات آنها با مشخصات ساختگاه همخوانی داشته باشد. بنابراین باید این شتابنگاشت‌ها به گونه‌ای مقیاس شوند تا پاسخ آنها تا حد ممکن مشابه پاسخ زلزله‌های واقعی اتفاق افتاده در ساختگاه شود.



شکل (۶): نحوه اثر پارامترهای α, β, γ در حلقه‌های هیستریزیس [۸]

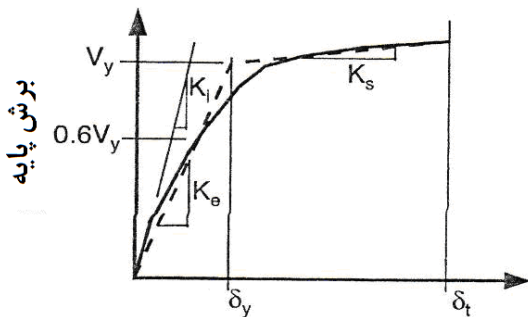
یک بارگذاری می‌تواند به آن برسد، با استفاده از مقدار حاصله از طیف منطقه در پریود مؤثر سازه، با اعمال ضرایب خاصی محاسبه می‌شود.

۷-۱ - محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر

زمان تناوب مؤثر پایه، T_e ، در جهت در نظر گرفته شده را می‌توان براساس مدل دوخطی بدست آورد:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (4)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و K_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل (۸) است.



تغییر مکان بام

شکل (۸): منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان [۴]

۷-۲ - محاسبه تغییر مکان هدف

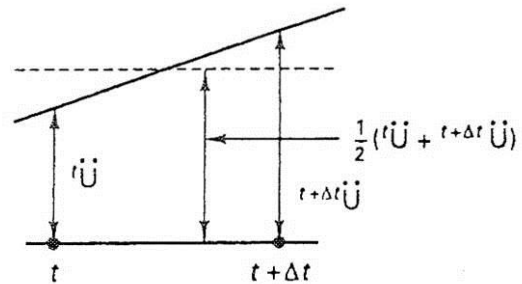
در این روش تغییر مکان هدف بصورت رابطه ۵ محاسبه می‌شود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (5)$$

در این رابطه T_e مقدار پریود مؤثر در جهت مورد مطالعه می‌باشد. S_a نیز مقدار طیف شتاب منطقه در پریود اصلی مؤثر سازه با مقدار میرایی مشخص می‌باشد. C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی می‌باشد و برابر ضریب مشارکت حالت (مود) اول می‌باشد، که برای سازه‌های مورد مطالعه این ضریب برابر ۱/۲ در نظر گرفته شده است. ضریب C_1 برای تبدیل تغییر مکان طیفی غیرخطی به تغییر مکان حداکثر غیرخطی می‌باشد. در صورتیکه $T_e > T_0$ باشد (که T_0 مقدار پریود خاک منطقه می‌باشد)، C_1 برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. بنابراین در سازه‌های مورد مطالعه این ضریب برابر ۱ لحاظ شده است. ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییر مکانها به دلیل رفتار غیر ارتجاعی آنها منظور می‌کند. این ضریب همانطور که در تفسیر دستورالعمل

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \dot{U}_t \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{U}_t + \alpha \ddot{U}_{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (3)$$

پارامترهای α و δ ، پارامترهایی هستند که برای مشخص کردن دقت و پایداری روش به کار می‌روند. وقتی $\delta = \frac{1}{4}$ و $\alpha = \frac{1}{6}$ ، روابط (۲) و (۳) به روابط شتاب خطی منجر می‌شوند. نیومارک برای رسیدن به پایداری غیرمشروط روش شتاب میانگین ثابت (روش نوزنقه‌ای هم نامیده می‌شود) را پیشنهاد کرده است که در این حالت $\delta = \frac{1}{2}$ و $\alpha = \frac{1}{4}$ می‌باشند.



شکل (۷): روش شتاب میانگین ثابت نیومارک [۱۱]

۶-۲ - روش استفاده شده برای تحلیل دینامیکی

تحلیل دینامیکی غیر ارتجاعی سازه بتن مسلح با استفاده از برنامه IDARC [۵] انجام شد. برای بیان رفتار غیرخطی اجزاء از منحنی لنگر-انحناء اعضا که با استفاده از منحنیهای تنش کرنش بتن و فولاد و با توجه به ابعاد عضو، آرماتورگذاری و میزان محصور شدگی به وسیله نرم‌افزار محاسبه شده است، استفاده شده است. همچنین از روش نیومارک برای انجام این تحلیل استفاده شده است و از مدل‌های هیستریزس اشاره شده در بخش ۴ برای بیان رفتار هیستریزیک اجزاء استفاده شده است. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی به همراه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی در (نشان داده شده اند.

۷- تحلیل استاتیکی غیرخطی

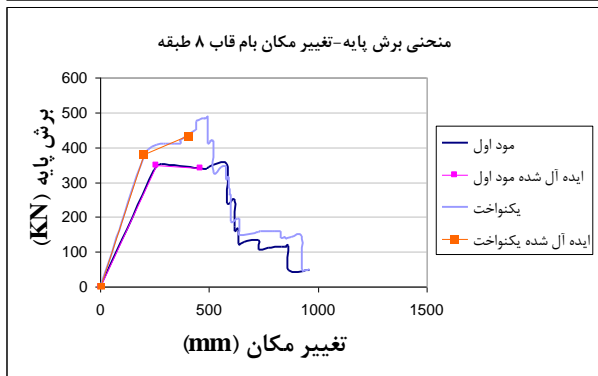
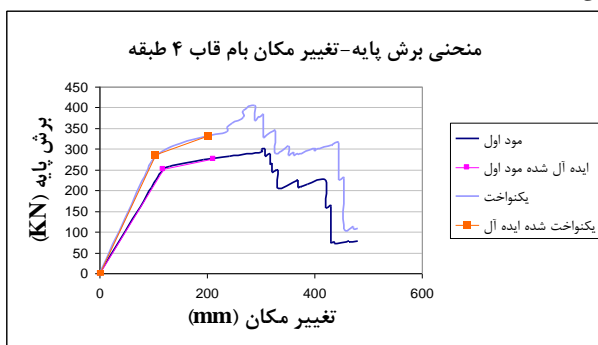
برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از روش مبتنی بر تغییر مکانها، مشابه دستورالعمل FEMA-356 [۴]، استفاده شده است. در این روش مدل غیرخطی سازه تا رسیدن به تغییر مکان خاصی که تغییر مکان هدف نامیده می‌شود، به وسیله الگوی بار مشخصی سمت داده می‌شود. بعد از رسیدن به این تغییر مکان میزان تغییر شکلها و نیروهای داخلی بدست آورده با مقادیر مجاز آنها مقایسه می‌شود. در این روش تغییر مکان هدف که بیانگر میزان حداکثر تغییر مکانی است که سازه طی

کلاف، تاکدا و مدل کاهش سختی و مقاومت شدید و همچنین برای تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان داده شده‌اند. برای بدست آوردن ضریب C_p ، نتایج برای هریک از سازه‌ها محاسبه و میانگین‌گیری شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود ضریب C_p محاسبه شده در تمام موارد بزرگتر از ۱ می‌باشد و بطور متوسط در صورت استفاده از مدل تاکدا حدود ۲۵/۳ درصد بیشتر از ۱ می‌باشد.

همین‌طور در حالتی که سازه دارای چرخه هیستریزیس بسیار ناکامل و دارای کاهش سختی مقاومت و باریک شدگی زیاد باشد این ضریب بطور متوسط ۵۱/۹ درصد بیشتر می‌باشد.

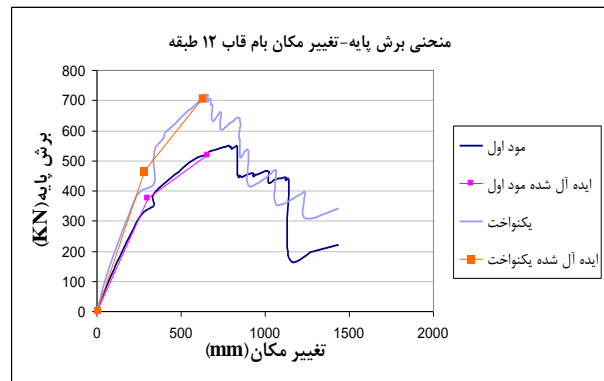
۸- نتیجه‌گیری

تحلیل استاتیکی غیر خطی یک روش مؤثر و کارآمد برای پیش‌بینی لرزه‌ای سازه می‌باشد که به طور گسترده در روشهای طراحی براساس تغییر مکان بکار می‌رود. ولی به دلیل اینکه این روش تغییر رفتار غیرخطی اجزا ناشی از حرکات رفت و برگشتی را منظور نمی‌کند، دارای تقریب می‌باشد که با در نظر گرفتن این اثرات بصورت درست در ضریب مورد نظری توان این مسأله را نیز منظور نمود.



FEMA-356] [۴] آمده است براساس قضاوت می‌باشد. به دلیل اینکه سازه‌های مورد مطالعه با شکل پذیری متوسط می‌باشند، این ضریب با توجه به جدول موجود در FEMA-356] [۴] برای تمام سطوح عملکرد برابر ۱ می‌باشد. برای سازه‌هایی که دارای حلقه هیستریزیس کامل و پایدار نباشند، حرکات رفت و برگشتی سازه موجب گسترش خرابیها شده و علاوه بر کاهش سختی و افزایش تغییر شکلها، افت مقاومت را نیز به دنبال خواهد داشت. با توجه به اینکه این ضریب برابر ۱ در نظر گرفته شده است، در این تحقیق با استفاده از چرخه‌های مختلف هیستریزیس و با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی و مقایسه آن با تحلیل استاتیکی غیرخطی، این ضریب محاسبه می‌شود. ضریب C_3 نیز اثر افزایش تغییر شکل جانبی سازه تحت اثر $P-\Delta$ در محدوده غیرخطی مصالح را بیان می‌کند که با توجه به اینکه سازه‌های مورد نظر دارای سختی بعد از تسلیم مثبت هستند، این ضریب نیز برای آنها برابر ۱ منظور می‌شود.

برای انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی مطابق FEMA-356] [۴] از دو نوع الگوی بار استفاده می‌شود: ۱- الگوی بار مطابق با شکل حالت (مود) اول ۲- الگوی بار متناسب با جرم طبقات. بعد از انجام تحلیل با استفاده از منحنی‌های ظرفیت بدست آمده، و ایده‌آل‌سازی آنها به صورت منحنی‌های دو خطی، مقدار تغییر مکان هدف محاسبه شده است. در شکل (۹) منحنی ظرفیت سازه‌ها نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، در هر شکل ۴ نمودار رسم شده است که به ترتیب نمودار ظرفیت بدست آمده از اعمال الگوی بار متناسب با حالت (مود) اول، نمودار دوخطی شده (ایده‌آل‌سازی شده) منحنی قبل، نمودار ظرفیت بدست آمده از اعمال الگوی بار متناسب با جرم طبقات و نمودار دوخطی شده (ایده‌آل‌سازی شده) منحنی قبل (الگوی بار متناسب با جرم طبقات) می‌باشند. با بدست آوردن تغییر مکان هدف برای هریک از سازه‌ها می‌توان نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی را (به دلیل در نظر گرفتن ضریب C_p برابر واحد) معادل با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از مدل هیستریزیس بدون کاهش سختی و مقاومت کلاف فرض کرد بنابراین می‌توان با بدست آوردن نسبت نتایج حاصل از هریک از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با مدل‌های دارای کاهش سختی و مقاومت به مدل کلاف، مقدار ضریب C_p را تعیین نمود. نتایج درجدول (۲) نشان داده شده اند. در این جدول نتایج بطور جداگانه برای تحلیل دینامیکی غیرخطی با مدل‌های



شکل (۹): منحنی‌های ظرفیت به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

جدول (۲): نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی

شتاب‌نگاشت استفاده شده	قاب ۴ طبقه			قاب ۸ طبقه			قاب ۱۲ طبقه		
	Clough	Takeda	Severe	Clough	Takeda	Severe	Clough	Takeda	Severe
Kobe	۲۰۱/۱	۲۵۸/۳	۲۲۷/۹	۱۷۳/۲	۲۸۴/۴	۵۱۶/۵	۲۶۲/۶	۳۲۳/۱	۷۳۶/۸
Kocaeli	۱۶۷/۹	۲۶۲/۱	۳۶۶/۷	۴۰۰/۴	۴۶۲/۹	۵۲۸/۳	۵۵۴/۰	۵۳۸/۴	۸۴۳/۸
Lomap	۱۷۳/۴	۲۲۴/۳	۱۶۳/۷	۲۳۱/۴	۲۵۶/۱	۲۲۳/۲	۱۷۸/۶	۲۰۸/۱	۲۴۷/۹
Northridge	۱۸۵/۳	۲۷۲/۷	۲۷۶/۴	۲۹۶/۹	۴۵۰/۵	۴۴۳/۵	۳۳۳/۰	۳۵۳/۳	۳۷۶/۲
Palm Springs	۲۴۴/۷	۳۴۲/۱	۳۶۱/۹	۲۹۸/۷	۳۵۲/۹	۳۷۳/۶	۳۵۵/۲	۳۶۴/۰	۴۲۹/۰
Capemendocino	۱۴۳/۳	۱۵۷/۱	۲۱۸/۰	۱۸۰/۵	۲۴۳/۹	۲۵۹/۳	۲۲۰/۵	۳۲۴/۸	۴۳۵/۶
Superestiti hills	۲۰۰/۴	۲۷۷/۶	خرابی	۲۸۸/۱	۳۵۸/۰	۴۰۲/۸	۳۵۵/۶	۳۹۲/۵	۷۲۱/۴
میانگین نتایج تحلیل دینامیکی	۱۸۸/۰	۲۵۶/۳	۲۶۴/۱	۲۶۷/۰	۳۴۴/۱	۳۹۲/۵	۳۲۲/۸	۳۵۷/۷	۵۴۳/۰
تحلیل استاتیکی با الگوی بار شکل مود اول	۲۱۰/۵۸			۴۶۰/۵۳			۶۵۹/۱۷		
تحلیل استاتیکی با الگوی بار یکنواخت	۲۰۲/۱۶			۳۹۹/۷۷			۶۲۷/۵۳		
C_p	۱	۱/۳۶۳	۱/۴۰۵	۱	۱/۲۸۹	۱/۴۷	۱	۱/۱۰۸	۱/۶۸۲

از آنجا که این ضریب در بدست آوردن تغییر مکان هدف با عنوان C_p بیان می‌شود، لذا برای سازه‌های با شکل پذیری متوسط که مقدار کاهش سختی و مقاومت آنها بصورت معمول است، با در نظر گرفتن مدل تاكدا، مقدار این ضریب ۲۵/۳ درصد افزایش می‌یابد. همچنین برای سازه‌های با شکل پذیری متوسط که کاهش سختی و مقاومت و باریک‌شدگی آنها خیلی زیاد باشد، این ضریب حداکثر ۵۱/۹ درصد افزایش پیدا خواهد کرد. بنابراین می‌توان با توجه به قاب متوسط طراحی شده موجود و نتایج این تحقیق، این ضریب را بطور متوسط برابر ۱۱/۲۵ اختیار کرد.

۹- مراجع

- آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ - مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.
- دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، خرداد ۱۳۸۱.
- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1, ATC-40 Report, Redwood City, California, 1996.
- Federal Emergency Mnagement Agency; Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA356, Washington, D.C., 2000.
- Kunnath, S. K.; Reinhorn, A. M.; Lobo, R. F.; "IDARC: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures",

- Report No. NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1992.
- Computer & Structures Inc., "Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Building Systems Users Guide, ETABS Ver. 9", Berkeley, California, 2005. [۶]
- ACI Committee 318, " Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318M-05)", American Concrete Institute. [۷]
- Park, Y.J., Reinhorn,A.M., Kunnath,S.K., "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Framed-Shear Wall Structures", NCEER-87-0008, 1987. [۸]
- Clough, R.W., Benuska, K.L. and Wilson, E.L., "Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings", Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Vol.11, New Zealand National Committee on Earthquake Engineering, 1965. [۹]
- Takeda, T., Sozen,M.A. and Nielsen, N.N., "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, ST12, Dec. 1970. [۱۰]
- Bathe,K.J, "Finite Element Procedure", Prentice-Hall, 1996 [۱۱]

