

(C₂)

*

(// // //)

در سالیان اخیر محققان گام‌های مؤثری در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها برداشته‌اند و دیدگاه آنان از تأمین مقاومت، متوجه عملکرد سازه‌ها شده است. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) یکی از روش‌های نوین مورد استفاده در دستورالعمل بهسازی و FEMA356 است. نتیجه این تحلیل تغییر مکان هدفی است که مبنای تعیین عملکرد سازه قرار می‌گیرد. تشخیص هر چه دقیق‌تر آن می‌تواند کارایی تحلیل پوش‌آور را افزایش دهد. تحلیل دینامیکی غیرخطی (با وجود دقت بسیار بالا) از نظر زمانبری، هزینه بالا و دشواری، به اندازه روش بارافزون کاربرد ندارد. یکی از ضرایبی که در تعیین تغییر مکان هدف در این روش به کار می‌رود، ضریب کاهش سختی و مقاومت (C₂) است که برای اصلاح خطای در نظر نگرفتن اثرات کاهش سختی و کاهش مقاومت چرخه‌های هیستریزیسی است. در این تحقیق سه قاب بتن مسلح با دیواربرشی (طراحی شده براساس استاندارد ۳-۲۸۰۰)، تحت تأثیر شتاب‌نگاشت‌های مختلفی قرار می‌گیرند. با انجام تحلیل بارافزون و مقایسه آن با نتایج تحلیل دینامیکی، مقدار به دست آمده برای C₂ با مقادیر پیشنهادی دستورالعمل بهسازی مقایسه می‌شوند.

: تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، ضریب C₂، تغییر مکان هدف، منحنی

هیستریزیس، قاب بتن مسلح، دیوار برشی

بروز زلزله جلوگیری شود و آنچنان به محدود کردن میزان جا به جایی‌ها و کاهش سطح خسارت‌ها توجهی نمی‌شد. در سال ۱۹۶۰ با وجود این حقیقت که روش‌های طراحی در برابر زلزله که در آیین‌نامه به کار برده می‌شود، خالی از ارزیابی خدمت‌پذیری ویژه است، انجمن مهندسان سازه آمریکا [۶] معین کردند که ساختمان‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه، باید قادر به بر آورده کردن سطوح عملکرد مورد نیاز باشند. این موضوع شامل مورد قبول نبودن خسارت در زلزله‌های با سطح خطر حداقل و بدون خسارت سازه‌ای و یا خسارت‌های غیر سازه‌ای در زلزله‌های با سطح خطر متوسط است. پس از زمین لرزه Loma Prieta راهنمای بهسازی لرزه‌ای FEMA273 [۱] گردآوری شد. این نشریه به طور ویژه برای طراحی بر اساس اصول عملکرد و روش‌های ارتقای لرزه‌ای سازه‌های موجود گردآوری شده بود و به کمک مقادیر ضرایب تغییر مکان (C₁, C₂, C₃) جا به جایی هدف و در نتیجه میزان عملکرد سازه را محاسبه می‌کرد. در همان زمان راهنمای ATC40 [۶] نیز گردآوری شد. هر دو نشریه مشابه بودند

طی دهه‌های گذشته با پیشرفت مطالعات انجام شده بر ماهیت زمین‌لرزه و مطالعه روی اثرات آن، آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های بسیاری برای استفاده مهندسان به وجود آمده است. برای بهبود عملکرد سازه‌های ساخته شده، آیین‌نامه‌هایی تنها برای ارزیابی رفتار این ساختمان‌ها و نحوه بهسازی‌شان تدوین شد. اولین نشریه مؤسسه مدیریت اضطراری فدرال ایالات متحده (FEMA) برای بررسی آسیب‌پذیری ساختمان‌های موجود با عنوان FEMA273 [۱] در سپتامبر سال ۱۹۹۶ منتشر شد. این مؤسسه بعدها نیز نشریاتی همچون FEMA274 [۲]، FEMA356 [۳] و FEMA357 [۴] را منتشر کرد که پایه اکثر آیین‌نامه‌های بهسازی دنیا از جمله "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" [۵] هستند.

در اغلب آیین‌نامه‌های طراحی سعی بر آن بوده است که از تخریب سازه جلوگیری شود و توان مقاومت در مقابل نیروهای لرزه‌ای را داشته باشد. برای همین سعی بر آن بوده است تا از کاهش و افت مقاومت سازه‌ها هنگام

و مفهوم عملکرد و روش‌های ارزیابی آن را به یک شکل بیان می‌کردند.

روش تحلیلی مرسوم در این دستورالعمل‌ها، روش تحلیل استاتیکی غیر خطی^۱ یا بار افزون^۲ است. با اینکه روش تحلیل دینامیکی غیرخطی^۳ جامع‌ترین روشی است که می‌تواند برای تحلیل سازه به کار رود و جواب‌های دقیق‌تری نسبت به سایر روش‌های موجود به دست می‌دهد، با این حال به دلیل حساس بودن پاسخ‌ها به رکورد ورودی، نبود انطباق شرایط ساختگاهی محل ثبت رکورد با محل سازه مورد بررسی، وجود عوامل متنوع بر پاسخ سازه (نظیر محتوای فرکانسی، پرپود خاک، مدت زمان زلزله، رفتارهای کاهنده و...)، می‌توان گفت که این روش به نسبت برای مدلسازی، پیچیده و هزینه‌بر است. تحلیل بارافزون مشکلات مربوط به تحلیل دینامیکی غیر خطی نداشته و با انجام آن می‌توان با استفاده از منحنی طیف پاسخ به عنوان منحنی نیاز، تخمین مناسبی از پاسخ لرزه‌ای سازه به دست آورد. این روش کاستی‌هایی نیز دارد که از جمله این کاستی‌ها می‌توان به لحاظ شدن تقریبی اثر رفتار کاهنده اجزای سازه‌ای تحت سیکل‌های زلزله اشاره کرد. در این تحقیق به بررسی این اثرات در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در قاب بتنی با دیوار برشی پرداخته شده است.

در مطالعه حاضر سه قاب بتنی با دیوار برشی با شکل‌پذیری متوسط طرح شده‌اند. برای محاسبه ضریب اصلاحی، در نظر نگرفتن اثرات کاهندگی منحنی‌های هیستریزیسی در تحلیل، از چند مدل هیستریزیسی با میزان کاهش سختی و مقاومت حداکثر، متوسط و حداقل بهره گرفته شده است. همچنین مدلی هیستریزیسی برای بیان کردن رفتار هیستریزیسی دیوار برشی انتخاب شده است. برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۷ شتاب نگاشت مختلف که مطابق با طیف طرح خاک نوع III آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۷] همپایه شده‌اند، استفاده شده است.

برای محاسبه تغییر مکان هدف در دستورالعمل‌های مختلف دو روش عمده وجود دارد:

۱- روش ضرایب تغییر مکان هدف

۲- روش طیف ظرفیت

روش نخست روش مرسوم در دستورالعمل‌های بهسازی است. در این روش با استفاده از بررسی‌های تحلیلی و آماری انجام شده بر سیستم‌های یک درجه آزاد با رفتار غیرخطی غیرکاهنده (دوخطی یا سه خطی) و نسبت میرایی ۵ درصد تغییر مکان هدف محاسبه می‌شود. تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شود [۵]. روش تقریبی محاسبه تغییر مکان هدف عبارتند از:

$$\delta_r = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g \quad (1)$$

که در آن:

T_e : زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان:

$$T_e = T_i \times \sqrt{\frac{k_i}{k_e}} \quad (2)$$

K_i : شیب منحنی اصلی نیرو - تغییر مکان،

K_e : شیب منحنی ایده‌آل شده،

T_i : زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی،

S_a : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب مؤثر T_e .

C_0 : ضریب اصلاح ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک

درجه آزاد به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزاد،

C_1 : ضریب تبدیل تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان

حداکثر غیرخطی،

C_2 : ضریب اثر کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر

تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیرارتجاعی،

و C_3 : ضریب اثر افزایش تغییر شکل جانبی سازه تحت اثر

PA در محدوده رفتار غیرخطی مصالح است.

$$[] \quad C_2 \quad [] \text{ FEMA356}$$

ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت

اعضای سازه‌ای را بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار

غیرارتجاعی آنها منظور می‌کند که طبق جدول (۱) محاسبه

می‌شود.

: [] C_2 .

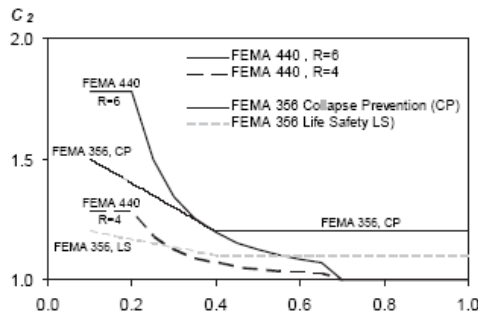
$T \geq T_0$		$T \leq 0.1$		سطح عملکرد مورد نظر
قاب نوع	قاب نوع	قاب نوع	قاب نوع	
دو	یک	دو	یک	قابلیت استفاده بی‌وقفه
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	ایمنی جانبی
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	آستانه فروریزش
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	

طبق رابطه میراندا در رفتار کاهش سختی^۴ و رفتار کاهش سختی و مقاومت^۵ مقدار C_2 در عمل کمتر از ۱ است، مگر در حالتی که سازه نوسانگر با مقاومت پایین و پیوند کوتاه باشد. FEMA440 [۹] فرض را بر این می‌گیرد که برای محاسبه جا به جایی هدف، تنها کاهش سختی (SD) برای ضریب C_2 مورد نیاز خواهد بود، هر چند مقادیر حاصل از کاهش سختی و مقاومت (SDD) نیز تفاوت چندانی با آن ندارد، ولی در پیوندهای زیر ۰/۸ ثانیه مقادیر بیشتری را نشان می‌دهد:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T} \right)^2 \quad (۵)$$

برای پیوندهای کمتر از ۰/۲ ثانیه مقدار C_2 برابر مقدار ضریب در پیوند ۰/۲ ثانیه است. مقدار C_2 در پیوندهای بیشتر از ۰/۷ ثانیه نزدیک برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. رابطه C_2 در شکل (۱) نمایش داده شده است. بنابراین نمودار ضریب C_2 باید تنها در سازه‌هایی مورد استفاده قرار بگیرد که تحت اثر کاهش سختی و یا مقاومت شدید قرار دارند.

دستورالعمل FEMA440 [۹] اظهار می‌دارد که مقدار ضریب C_2 محاسبه شده با رابطه FEMA356 [۳] اغلب بیشتر از مقدار آن در سازه‌هایی با کاهندگی سختی شدید و $R < 3$ است؛ در حالی که این ضریب در مقابل سازه‌هایی با کاهندگی سختی خفیف کمتر خواهد بود.



FEMA440 C_2 :
[] FEMA356

[]

در ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه‌های بتن مسلح، توجه به خصوصیات متمایزکننده بتن از فولاد مد نظر قرار می‌گیرد. باید به آثار کاهش سختی، کاهش مقاومت و باریک‌شدگی در چنین مدل‌هایی توجه شود. پارک این خصوصیات را به کمک سه عامل α , β , γ که به ترتیب

در این جدول، قاب‌های نوع یک شامل سیستم‌های سازه‌ای هستند که در آنها بیش از ۳۰ درصد بار جانبی توسط اعضای حمل می‌شود که هنگام زلزله صدمه می‌بینند و سایر سیستم‌ها از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین ۰/۱ و T_0 مقدار ضریب C_2 با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود. به دنبال حرکت رفت و برگشتی و گسترش خرابی‌ها، سختی اجزای سازه کاهش یافته و مقاومت آنها افت می‌کند. در سازه‌هایی که حلقه هیستریزس خوب نداشته باشد، حرکت رفت و برگشتی سازه سبب گسترش ترک‌ها و خرابی شده و علاوه بر کاهش سختی و افزایش تغییر شکل‌ها، افت مقاومت را نیز به دنبال خواهد داشت. قاب‌های نوع یک هنگام زلزله عملکرد خوبی نداشته و به سرعت کاهش سختی و افت مقاومت خواهند داشت. به همین دلیل مقدار ضریب C_2 برابر ۱ تا ۱/۵ اختیار در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که هدف از بهسازی، برای زلزله طرح، آستانه فروریزش باشد، با توجه به تغییر شکل‌های زیاد به واسطه خرابی‌های گسترده موضعی در اجزای سازه ضریب C_2 برابر با ۱/۵ انتخاب می‌شود و در صورتی که برای بهسازی، هدف استفاده بی‌وقفه باشد و خرابی‌های موضعی و محدود در اجزای سازه مورد انتظار باشد و جزئیات سازه به گونه‌ای طراحی شده باشند که حلقه‌های هیستریزس پایدار و باز (دارای سطح محصور و بزرگ) باشد، این ضریب برابر با مقدار ۱ در نظر گرفته می‌شود [۵].

C_2 [] FEMA440 []

میراندا عنوان کرده است که تعاریف کنونی ضرایب C_2 و C_3 به روشنی از یکدیگر مستقل نیستند. ضریب C_2 قصد دارد که تغییرات رفتار هیستریزیسی ناشی از باریک‌شدگی، کاهش سختی و کاهش مقاومت را بیان کند. اگر چه، کاهش سختی و مقاومت ناشی از اثر PA فرض می‌شود که در ضریب C_3 در نظر گرفته شده است. اصلاحات پیشنهادی ضمنی برای شفاف‌سازی هر چه بیشتر این عوامل به شرح زیر است:

پیشنهاد ۱:

$$C_2 > 1 \quad \text{for} \quad T_e < 0.5s \quad (۳)$$

$$C_2 = 1 \quad \text{for} \quad T_e \geq 0.5s$$

$$C_2 = 1 \quad (۴) \quad \text{پیشنهاد ۲:}$$

بیانگر سه خصوصیت ذکر شده‌اند، تعریف کرد.

۱- اندیس خسارت اجزاء: شامل ستون‌ها، تیرها و یا دیوارهای برشی.

۲- اندیس خسارت طبقه: شامل اجزای عمودی و افقی و کل خسارت طبقه.

۳- کل خسارت ساختمان.

استفاده مستقیم از مدل خسارت بر عضوی از سازه، یک طبقه و یا بر کل سازه، نیازمند تعیین تغییر شکل‌های نهایی مرتبط با کلیه اعضا، طبقات و یا کل سازه مورد نظر است. از آنجایی که رفتار غیرخطی محدود به نواحی پلاستیک نزدیک به محل انتهایی هر عضوی است، رابطه بین المان، طبقه و یا تغییر شکل‌های بام همراه با دوران‌های پلاستیک محلی به سختی قابل تعیین است. برای به دست آوردن خسارت‌های محل انتهایی یک المان، کونناس [۱۴] اصلاحیه زیر را طرح کرده است:

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \quad (7)$$

که در آن:

θ_m دوران حداکثر حین بارگذاری،

θ_u ظرفیت دوران نهایی مقطع،

θ_r دوران بازیافتی حین باربرداری،

M_y لنگر خمشی تسلیم،

و E_h انرژی مستهلک شده مقطع است. خسارت عضو به عنوان بزرگ‌ترین اندیس خسارت‌های مقاطع انتهایی انتخاب می‌شود.

دو اندیس افزوده شده خسارت‌های طبقه و خسارت‌های وارد بر کل سازه با استفاده از ضرایب وزنی، به ترتیب بر اساس انرژی هیستریزس مستهلک شده عضو و طبقه محاسبه می‌شود [۱۵]:

$$DI_{\text{story}} = \sum (\lambda_i)_{\text{component}} (DI_i)_{\text{component}} ; (\lambda_i)_{\text{component}} = \left[\frac{E_t}{\sum E_t} \right]_{\text{component}} \quad (8)$$

$$DI_{\text{overall}} = \sum (\lambda_i)_{\text{story}} (DI_i)_{\text{story}} ; (\lambda_i)_{\text{story}} = \left[\frac{E_t}{\sum E_t} \right]_{\text{story}} \quad (9)$$

تنظیم شده است [۱۳]. جدول (۲) اندیس خسارت تنظیم شده با درجه خسارت مشاهده شده در سازه را نشان می‌دهد.

تحقیقات گسترده‌ای برای ایجاد یک مدل دقیق ارزیابی میزان خسارت وارد بر سازه‌ها در سالیان گذشته انجام گرفته است. مهم‌ترین مدلی که برای این هدف معرفی شده است، مدل پارک [۱۳] است. همچنین مدل خسارت پارک قسمتی انتگرالی از مدل هیستریزسی سه عاملی است، از آنجایی که سرعت کاهش مقاومت به عنوان مشخصه اصلی خسارت به طور مستقیم به عامل β وابسته است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (6)$$

که در آن:

δ_m تغییر شکل حداکثر خطی،

δ_u تغییر شکل نهایی،

P_y مقاومت تسلیم،

و $\int dE_h$ انرژی هیستریزس جذب شده است. مقدار 0.1 برای عامل β کاهش مقاومت اسمی پیشنهاد شده است [۱۰]. این رابطه به صورت ترکیب خطی خسارت ناشی از تغییر شکل حداکثر و انرژی هیستریزس جذب شده تعریف می‌شود. مقدار شاخص خسارت در صورتی که به بیش از مقدار واحد برسد، نشانگر خرابی کامل و تخریب سازه است.

سه نوع اندیس خسارت برای هر سازه به کار

می‌رود:

که در آن:

λ_i ضرایب وزنی انرژی،

E_i انرژی کل جذب شده عضو و یا طبقه i ام است. مدل خسارت پارک با خسارت وارد بر ۹ ساختمان بتن مسلح

: [] .

درجه خسارت	مشاهده فیزیکی	اندیس خسارت	وضعیت ساختمان
فروریزش	فروریزش بخشی یا کل سازه	$< 1/10$	سقوط ساختمان
شدید	خرد شدن گسترده بتن، نمایان شدن آرماتورهای کمانش کرده	$1/10 - 0/4$	غیر قابل تعمیر
متوسط	ترک‌های بزرگ گسترده، خرده ریز شدن بتن اعضای ضعیف تر	$0/4 <$	قابل تعمیر
کم	ترک‌های کم، خرد موضعی بتن ستون‌ها		
ناچیز	ظهور پراکنده ترک خوردگی		

۲- در این راهکار سعی می‌شود تا حدالامکان به طور کاملاً مستقل از نتایج تحلیل بارافزون نسبت به محاسبه ضریب C_2 اقدام شود. در این رویه لازم است که یک بار تحلیل دینامیکی غیرخطی بدون در نظر داشتن اثرات کاهندگی انجام شود. ضریب C_2 این بار از نسبت جا به جایی حداکثر سازه با در نظر گرفتن اثرات کاهندگی بر جا به جایی حداکثر سازه بدون در نظر گرفتن اثرات کاهندگی محاسبه می‌شود. توجه پذیرش این عمل در این است که در این روش دو مقدار جا به جایی صورت و مخرج کسر مورد نظر با توجه به فرضیه‌های مشترک و فرایندی یکسان به دست آمده‌اند و تنها عامل افتراق آنها از یکدیگر در شکل منحنی هیستریزیسی آنها است. از آنجایی که در این منحنی‌ها تنها به کاهش مقاومت و سختی توجه شده است، نتیجه به دست آمده می‌تواند نسبت به روش اولیه خطای کمتری داشته باشد. در نهایت نتایج به دست آمده برای سه قاب بتنی با پیوندهای مختلف مقایسه‌ای با توصیه‌های دستورالعمل‌های موجود مقایسه می‌شوند.

در ابتدا برای به دست آوردن تغییر مکان هدف از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. این روش متناسب با آیین‌نامه بهسازی ایران [۵] دنبال شده است. به دلیل وجود المان صفحه‌ای دیوار برشی، نمی‌توان از برنامه‌های تحلیل ماتریسی متداول استفاده کرد. برای این منظور از برنامه تحلیل غیرخطی خسارت بتن مسلح IDARC [۱۶] استفاده شد. پس از انجام تحلیل بارافزون، نتایج به دست آمده شامل منحنی نیرو- جا به جایی قاب خواهد بود. قدم بعدی محاسبه تغییر مکان هدف است.

برای بررسی اثرات کاهنده چرخه‌های هیستریزیس از چهار مدل هیستریزیسی کلاف، تاکدا، کاهندگی شدید و مبدأگرا در تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. مدل کلاف از اثرات کاهش سختی و مقاومت چرخه‌های هیستریزیسی چشم‌پوشی می‌کند؛ در حالی که مدل تاکدا این کاهش را تا حدی برای رفتار خمشی اعضاء در نظر می‌گیرد. مدل کاهندگی شدید بر اساس بالاترین مقادیر ممکن در نرم افزار IDARC [۱۶] انتخاب شده است. هدف این تحقیق در حقیقت یافتن ضریبی اصلاحی در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به روش ضرایب تغییر مکان هدف است. بدین منظور دو راهکار وجود خواهد داشت:

۱- یک بار تحلیل قاب به کمک روش استاتیکی غیرخطی انجام می‌گیرد. در این حالت ضریب C_2 در محاسبات وارد نمی‌شود و فرض می‌شود که تحلیل بدون توجه به آثار کاهندگی سختی و مقاومت است. پس از پیدا کردن مقدار جا به جایی هدف، این بار تحلیل به روش دینامیکی غیرخطی انجام می‌گیرد. البته با این فرض که از منحنی‌های هیستریزیسی با در نظر داشتن اثر کاهندگی استفاده شود. واضح است که در اولین نگاه می‌توان پذیرفت که نسبت جا به جایی حداکثر تحلیل دینامیکی غیرخطی بر جا به جایی هدف تحلیل استاتیکی غیرخطی، می‌تواند بیانگر مقدار ضریب C_2 باشد. با این حال به این دلیل که نمی‌توان از دقت دیگر ضرایب به کار رفته در تحلیل بارافزون مطمئن بود، شاید نتوان پاسخ‌های به دست آمده را قابل اطمینان دانست. بنابراین تضمینی وجود ندارد که نسبت به دست آمده به طور دقیق برابر با ضریب عامل کاهندگی مورد نظر باشد.

بدین منظور ابتدا از روش منحنی ایده‌آل شده دوخطی، K_e محاسبه می‌شود. روش کار بدین صورت است که ابتدا مقداری برای نیروی تسلیم V_y حدس زده می‌شود. سپس K_e حساب می‌شود. با داشتن K_e می‌توان با کمک رابطه (۲) مقدار پرپود مؤثر T_e را محاسبه کرد. بدین شکل با جایگذاری T_e در رابطه (۱) میزان تغییر مکان هدف محاسبه می‌شود. در این جا مقادیر دیگر ضریب‌ها (C_0, C_1, C_3) به دلیل کنار گذاشته شدن تأثیر آنها در نتایج، برابر با ۱ در نظر گرفته شده‌اند.

پس از محاسبه تغییر مکان هدف با رسم منحنی دو خطی به دست آمده سطح زیر منحنی با سطح زیر منحنی ظرفیت مقایسه می‌شود. در صورت منطبق نبودن مقدار دیگری برای V_y حدس زده و مراحل قبلی دوباره تکرار می‌شود. در پایان به محض رسیدن به دقتی قابل قبول می‌توان مقدار نهایی تغییر مکان هدف را به دست آورد.

دومین و مهم‌ترین گام در این تحقیق انجام تحلیلی دینامیکی و غیرخطی است تا به کمک نتایج آن بتوان نسبت به مقایسه مقادیر جا به جایی و تأثیر کاهندگی بر آن، اظهار نظر کرد. تحلیل دینامیکی غیرخطی دقیق‌ترین روشی است که برای حل پاسخ‌های سازه در برابر بارهای لرزه‌ای به کار می‌رود. البته بدین شرط که از فرضیه‌های درستی نیز بهره‌مند باشد. یکی از این فرضیه‌ها، ماهیت نیروهای لرزه‌ای است. در صورتی که از شتاب نگاشت‌های قابل اطمینان و مطابق با شرایط منطقه در تحلیل استفاده نشود، پاسخ‌های دریافت شده می‌توانند همراه کننده باشند. در این تحقیق از برنامه IDARC [۱۶] که قابلیت تحلیل قاب‌های بتنی و تحلیل خسارت‌ها را دارد، برای تحلیل دینامیکی استفاده شد.

هدف این مطالعه بررسی ضریب C_2 بر قاب‌های دیوار برشی است. بدین منظور از سه قاب بتنی با دیوارهای برشی مطابق شکل (۲) برای تحلیل استفاده شده است. برای اینکه نقش دیوارهای برشی در عملکرد قاب بتنی منجر به پاسخ‌های کلی‌تری شود و جواب‌ها طیف بیشتری از مدل‌ها را از نظر پرپود طبیعی و عملکرد لرزه‌ای

شامل شوند، از سه قاب ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه استفاده شده است. همه این قاب‌ها ۴ دهانه ۵ متری دارند و ارتفاع همه طبقات مساوی ۳ متر است. عرض و ارتفاع قاب‌ها طوری انتخاب شده‌اند که در طیف سازه‌های متوسط $(1.5 \leq H/B \leq 3)$ قرار بگیرند. از آنجایی که قاب‌های تعریف شده این تحقیق در حیطه سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط هستند، میزان شکل‌پذیری آنها برابر $R=8$ فرض شد و سقف ارتفاع ۷۰ متر برای آنها در نظر گرفته شد. در طراحی این قاب‌ها سعی شده است تا با شکلی متقارن از اثرات ناشی از پیچش و نامنظمی بر پاسخ‌ها جلوگیری شود. بارگذاری ثقلی این قاب‌ها بر اساس آیین‌نامه مبحث ششم [۱۷] و بارگذاری لرزه‌ای و نیز طبق آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله [۷] انجام گرفته است.

تحلیل اولیه قاب‌ها به روش تحلیل استاتیکی معادل انجام شد. طراحی نیز به کمک نرم‌افزار ETABS2000 [۱۸] و با توجه به آیین‌نامه ACI-318-02 [۱۹] انجام گرفت. با این حال قابل ذکر است برای جلوگیری از شکست قاب‌ها حین تحلیل‌های دینامیکی، ترتیبی در نحوه تیپ‌بندی المان‌ها در نظر گرفته شد که سازه دارای حد قابل قبولی از اضافه مقاومت برای تأمین شکل‌پذیری متوسط و مورد درخواست باشد.

پرپود طبیعی سه قاب به ترتیب ۰/۷۲ ، ۱/۱۸ و ۱/۵۵. ثانیه محاسبه شد. فرض شده است که قاب‌ها در پهنه با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد با شتاب مبنای طرح $0.35g$ قرار دارند و نوع زمین محل نیز خاک نوع III استاندارد ۲۸۰۰ است [۷]. با توجه به اینکه دیوارها ستون‌های مرزی با ضوابط مندرج آرماتورهای طولی و خاموت‌های عرضی در آیین‌نامه ACI-318-02 [۱۹] را دارند، طرح شده‌اند، از حداقل ۳ شتاب‌نگاشت با مؤلفه‌های مختلف و از حداقل ۳ رویداد مختلف الزامی است [۵].

از شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای واقعی به عنوان نیروی وارد بر سازه‌ها، در تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده می‌شود. در این تحقیق با انتخاب ۷ شتاب‌نگاشت زلزله‌های مختلف که مطابق با طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۷] مقیاس شده‌اند و معرفی آنها به برنامه IDARC [۱۶] تحلیل انجام گرفته است. آیین‌نامه بهسازی ایران برای همپایه‌سازی مقرر می‌دارد که شتاب‌نگاشت‌ها باید در دوره

۱- تحلیلی دینامیکی غیرخطی بدون اثرات کاهندگی مقاومت و سختی:

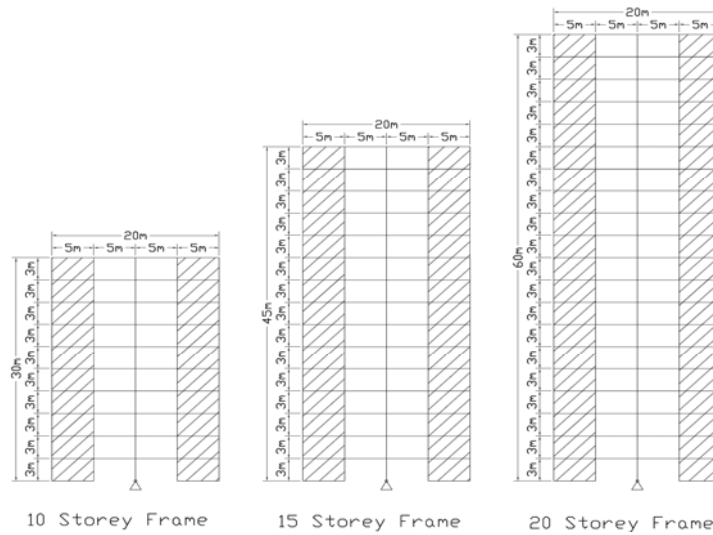
در این مدلسازی سعی شد تا منحنی انتخاب شده علاوه بر نمایش رفتار بتن و جداسازی آن از دیگر مصالح (نظیر فولاد)، هیچ گونه کاهش هنگام باربرداری از خود نشان ندهد. بدین منظور از منحنی هیستریزیسی کلاف [۲۰] بدون اثر کاهندگی استفاده شد.

۲- تحلیلی دینامیکی غیر خطی با اثرات متناسب و معمول کاهندگی و سختی:

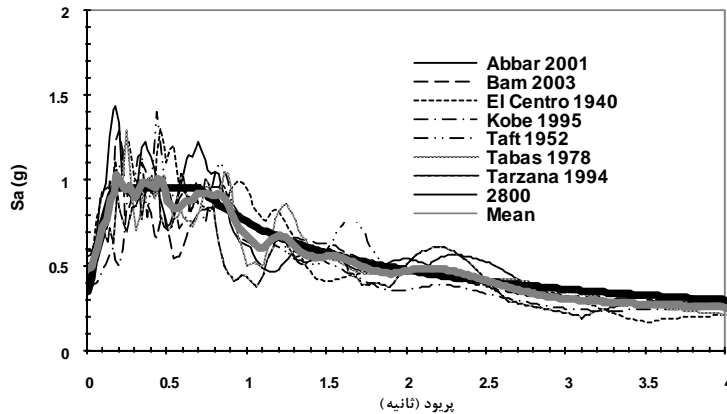
تناوب ۰/۱ تا ۳ همخوانی و سازگاری داشته باشند شکل (۳).

تهیه شتاب نگاشت‌ها با توجه به فرضیه‌های محل ساخت قاب‌ها برای خاک نوع III آیین نامه هستند. با انتخاب ۷ شتاب نگاشت، می‌توان پس از محاسبه پاسخ‌ها، از مقادیر میانگین‌گیری کرد و به عنوان پاسخ نهایی مد نظر قرار داد [۵].

منحنی‌هایی که انتخاب می‌شوند، باید بتوانند انجام سه نوع تحلیل زیر را میسر کنند:



طیف پاسخ لرزه‌ای مقیاس شده با طیف طرح ۲۸۰۰ (خاک نوع III)



بدین منظور از منحنی هیستریزیسی تاکدا [۲۱] با کاهش سختی و مقاومت برای مدل رفتار خمشی همه المان‌ها و از منحنی هیستریزیسی مبدأگرا [۲۲] برای مدل‌سازی رفتار برشی دیوارهای برشی استفاده شد.

نام مدل	مقدار پارامتر α	مقدار پارامتر β	مقدار پارامتر γ
مدل کلاف	200	0.01	1
مدل تاکدا	2	0.1	1
مدل کاهندگی شدید	4	0.60	0.01
مدل مبدأگرا	0	0	0.01

نتایج دینامیکی با هم مقدار C_2 به دست می‌آید. جدول (۴) نتایج تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی را برای هر سه قاب نشان می‌دهد. بررسی ضرایب به دست آمده نشان می‌دهد که پس از قاب اول با پیوند ۰/۷۲ ثانیه که ضریب C_2 بیش از واحد است، با افزایش پیوند، مقادیر به دست آمده به سمت ۱ میل می‌کنند. همچنین قابل مشاهده است که مقادیر به دست آمده از تحلیل بارافزون چندان نمی‌توانند قابل اعتماد باشند، زیرا در پیوندهای بالاتر مقادیر به دست آمده از آنها بیش از مقدار تحلیل دینامیکی می‌شود و ضریب از ۱ کوچک‌تر می‌شود. برای مقایسه نتایج به دست آمده با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه FEMA440 [۹] شکل (۴) ارائه شده است:

ارزیابی خسارت

مقادیر محاسبه شده خسارت وارد بر قاب‌ها برای المان‌های تیر و ستون-دیوار محاسبه شده است. خسارت هر طبقه و خسارت وارد بر کل سازه نیز به دست آمده است. برای مقایسه میزان تأثیر اثرات کاهندگی بر خسارت وارد بر قاب‌ها اشکال (۵) تا (۷) میانگین خسارت در هر قاب را در مقایسه با رابطه کاهندگی در نظر گرفته شده نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش میزان کاهندگی بر مقدار خسارت افزوده می‌شود، با این حال این افزایش برای هر قاب متفاوت است. در قاب ۲۰ طبقه اختلاف بین خسارت ناشی از رفتار بدون کاهندگی با شدیدترین کاهندگی فرض شده در حدود ۵۰٪ است، در حالی که این اختلاف در قاب ۱۰ طبقه با پیوند کمتر و میزان شکل‌پذیری پایین‌تر ۲۵٪ بیش از حالت بدون اثر کاهندگی است.

برای بررسی بدترین وضع کاهندگی در برابر وضعیت بند ۱ (بدون اثر کاهندگی) یک منحنی هیستریزیسی انتخاب شد تا بدترین شرایط کاهندگی اعم از مقاومت، سختی و باریک‌شدگی را در نظر بگیرد. این مقادیر با توجه به راهنمای برنامه و سقف مقادیر آن انتخاب شده است [۱۶]. در جدول (۳) مقادیر اصلی مدل سه عاملی برای سه تحلیل یاد شده آورده شده‌اند.

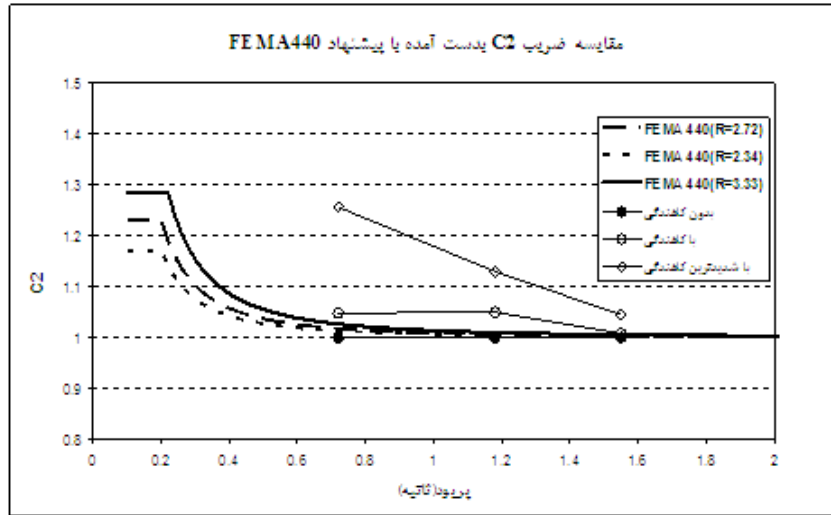
C_2

پس از محاسبه تغییر مکان حداکثر بام حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی و محاسبه تغییر مکان هدف، اکنون می‌توان مقدار C_2 را به دست آورد. همان‌طور که گفته شد، یک بار C_2 از نتایج دینامیکی در مقایسه با جا به جایی هدف حساب می‌شود و مرتبه بعدی از مقایسه

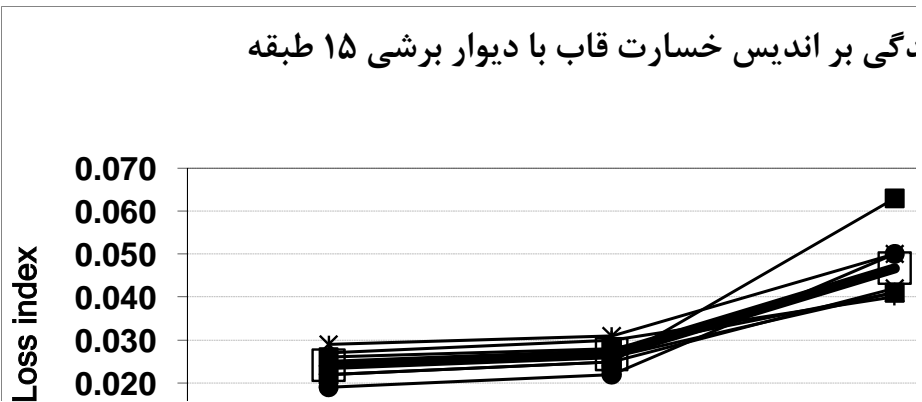
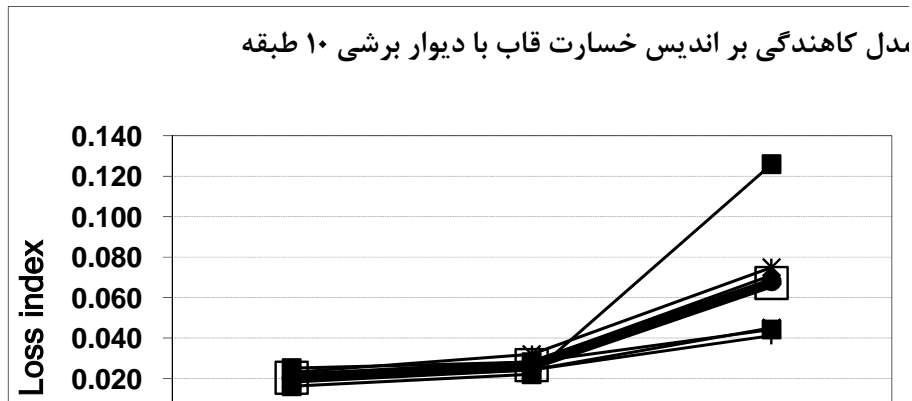
C_2

شتاب نگاشت	جابجایی هدف تحلیل بارافزون با الگوی سازگار مودی (میلیمتر)			جابجایی حداکثر تحلیل دینامیکی خطی با منحنی هیستریزیسی تاکدا-مبدأگرا (میلیمتر)			جابجایی حداکثر تحلیل دینامیکی خطی با منحنی هیستریزیسی کلاف (میلیمتر)			جابجایی حداکثر تحلیل دینامیکی خطی با منحنی هیستریزیسی کاهش شدید (میلیمتر)		
	۲۰ طبقه	۱۵ طبقه	۱۰ طبقه	۲۰ طبقه	۱۵ طبقه	۱۰ طبقه	۲۰ طبقه	۱۵ طبقه	۱۰ طبقه	۲۰ طبقه	۱۵ طبقه	۱۰ طبقه
ABBAR 2001 BAM 2003 EL CENTRO 1940 KOBE 1995 TABAS 1998 TAFT 1952	600	373	122	512	267	267	474	224	161	669	486	210
				487	234	167	655	475	200	471	348	217
				442	324	153	413	304	146	483	401	221
				488	284	147	474	251	142	478	481	161
				478	459	178	479	428	156	514	330	220
				438	329	158	436	329	158			

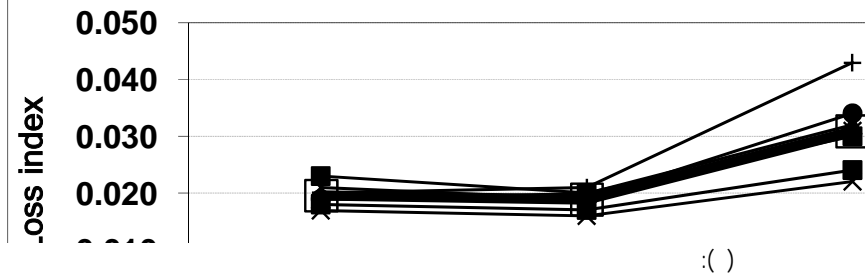
409	383	119	416	383	117	453	365	114				TARZANA 1994
505	385	193	487	356	161	484	340	154				MEAN
1.04	1.13	1.25	1.01	1.05	1.05	1.00	1.00	1.00	-	-	-	محاسبه ضریب C2 با استفاده از پاسخ تحلیل دینامیکی با منحنی هیستریزیسی کلاف
0.84	1.03	1.58	0.81	0.95	1.32	-	-	-	1.00	1.00	1.00	محاسبه ضریب C2 با استفاده از پاسخ تحلیل بارافزون



مقایسه ضریب C_2 پدست آمده یا پیشنهاد FEMA440 []



هندگی بر اندیس خسارت قاب با دیوار برشی ۲۰ طبقه



۳- نتایج نشان می‌دهد که حساسیت قاب‌های کوتاه‌تر (با پیوند پایین) به اثرات کاهش هندگی بیشتر از قاب‌های بلندتر (با پیوند بیشتر) است.

۴- با افزایش پیوند سازه از میزان ضریب C_2 کاسته می‌شود، به طوری که می‌توان در پیوندهای بالاتر آن را تا حدودی برابر یک در نظر گرفت. این نتیجه با رابطه پیشنهادی FEMA440 [۹] همخوانی دارد.

۵- با افزایش میزان کاهش هندگی، بر آسیب‌پذیری سازه نیز افزوده می‌شود. با این وجود بیشترین تأثیر کاهش مقاومت و کاهش سختی بر آسیب‌های وارد شده، در سازه‌های با پیوند پایین‌تر مشاهده می‌شود.

۶- می‌توان در سازه‌های با دیوار برشی، با شکل‌پذیری عادی و با در نظر گرفتن خاک نوع III ضریب C_2 را در پیوند متناظر منطقه (۰/۷ ثانیه) برابر با ۱/۱ (مقدار دستورالعمل [۵]) اختیار کرد و با نرم‌تر شدن سازه و تا رسیدن به پیوند ۱.۵ ثانیه از مقدار ضریب C_2 به طور تدریجی کاست و از آن پس ضریب را به طور ثابت برابر ۱ در نظر گرفت.

۱- بررسی تغییر مکان قاب‌های بتنی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه با دیوارهای برشی نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه و نرم‌تر شدن آن، میزان تغییر مکان حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی، نزدیک به جواب‌های دینامیکی می‌شود و حتی از آن فراتر می‌رود.

۲- اگر در محاسبه ضریب C_2 از نسبت پاسخ تحلیل‌های دینامیکی بر نتایج تحلیل بارافزون استفاده شود، در قاب ۱۰ طبقه برای مدل با کاهش متوسط مقدار ۱.۳۲ و برای مدل با کاهش شدید مقدار ۱.۵۸ حاصل می‌شود. اگر همین مقایسه به جای تحلیل بارافزون با نتیجه حاصل از تحلیل دینامیکی بدون کاهش انجام گیرد، برای مدل با کاهش متوسط مقدار ۱.۰۵ و برای مدل با کاهش شدید مقدار ۱.۲۶ به دست می‌آید.

در قاب ۱۵ طبقه برای مدل با کاهش متوسط مقدار ۰.۹۵ و برای مدل با کاهش شدید مقدار ۱.۰۳ حاصل می‌شود. اگر همین مقایسه به جای تحلیل بارافزون با نتیجه حاصل از تحلیل دینامیکی بدون کاهش انجام گیرد، برای مدل با کاهش متوسط مقدار ۱.۰۵ و برای مدل با کاهش شدید مقدار ۱.۱۳ به دست می‌آید.

در نهایت در قاب ۲۰ طبقه برای مدل با کاهش متوسط مقدار ۰.۸۱ و برای مدل با کاهش شدید مقدار ۰.۸۴ حاصل می‌شود. اگر همین مقایسه به جای تحلیل بارافزون با نتیجه حاصل از تحلیل دینامیکی بدون کاهش انجام گیرد، برای مدل با کاهش متوسط مقدار ۱.۰۱ و برای مدل با کاهش شدید مقدار ۱.۰۴ به دست می‌آید.

α : درجه کاهش سختی

β : درجه کاهش مقاومت

C_0 : ضریب اصلاح ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزاد به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزاد

C_1 : ضریب تبدیل تغییر ممان طیفی خطی به تغییر مکان حداکثر غیرخطی

C_2 : ضریب اثر کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیرارتجاعی

C_3 : ضریب اثر افزایش تغییر شکل جانبی سازه تحت اثر

نیروی محوری تسلیم	P_y	در محدوده رفتار غیرخطی مصالح است	$P\Delta$
دوران حداکثر حین بارگذاری	θ_m	خسارت ناشی از افزایش پاسخ حداکثر	$d\delta_m$
دوران بازیافتی حین باربرداری	θ_r	انرژی هیسترتیک نرمال شده	dE
ظرفیت دوران نهایی مقطع	θ_u	اندیس خسارت	DI
نسبت مقاومت ارتجاعی مورد نیاز به مقاومت تسلیم	R	تغییر شکل حداکثر خطی	δ_m
شتاب طیفی به ازای زمان تناوب موثر T_e	S_a	تغییر شکل نهایی	δ_u
زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح	T_0	انرژی مستهلک شده مقط	E_h
زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان	T_e	انرژی کل جذب شده عضو و یا طبقه i ام	E_i
زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی	T_i	درجه باریک شدگی	γ
مقاومت تسلیم ساختمان در جهت مورد بررسی در تحلیل استاتیکی غیرخطی	V_y	شیب منحنی ایده آل شده	K_e
		شیب منحنی اصلی نیرو - تغییر مکان	K_i
		لنگر خمشی تسلیم	M_y

- 1 - FEMA 273, (1996). *NEHRP Recommended Provisions for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- 2 - FEMA 274, (1997). *NEHRP Recommended Provisions for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- 3 - FEMA 356, (2000). *NEHRP Recommended Provisions for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- 4 - FEMA 357, (2000b). *ASCE Global Topics Report on the Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- 5 - IIEES, (2002). *International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Seismic Rehabilitation Code for Existing Buildings in Iran*.
- 6 - ATC 40, (1997). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*.
- 7 - Standard No. 2800, (2005). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. Third Revision, Building & Housing Research Center, Iran.
- 8 - Miranda, E. (2002). *Evaluation of Methods to Estimate Target Displacement in PBEE*, 4th US-Japan Workshop on Performance, Toba, Japan.
- 9 - FEMA 440, (2005). *NEHRP Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*.
- 10 - Park, Y. J., Reinhorn, A. M. and Kunnath, S. K. (1987). "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-shear-wall Structures." *Technical report NCEER-87-0008*, N.Y. State University of New York at Buffalo.
- 11 - Sivaselvan, M.V. and Reinhorn, A. M. (1999). "Hysteretic Models for Cyclic Behavior of Deteriorating Inelastic Structures." *Tech. Rep. MCEER-99-0018, Multidisciplinary Ctr. For Earthquake Engineering Research*, State University of New York at Buffalo, N.Y.
- 12 - Hoseinzadeh, N. and Nateghi Elahi, F. (1996). "Vulnerability evaluation of RC buildings with shear walls.", *IIEES publication*.
- 13 - Park, Y. J., Ang, A. and Wen, Y. K. (1984). *Seismic Damage Analysis and Damage Limiting Design of Reinforced Concrete Building*. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- 14 - Kunnath, S. K. Reinhorn, A. M. and Lobo, R. F. (1992). "IDARC 2D Ver.3.0: 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.

-
- 15 - Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C. and Madan, A. "IDARC 2D Ver.4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings." *Technical Report NCEER-96-0010*.
 - 16 - Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M. and Lobo, R. F. (1992). "IDARC 2D Ver.3.0: 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.
 - 17 - Iranian National Building Code for Structural Loadings. Standard No. 519, Part 6, Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran, 2004.
 - 18 - <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>
 - 19 - Naghie, M. (2004). *ACI 318-02 code and commentary in Persian*, Arkan publication.
 - 20 - Clough, R. W. (1966). "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements." *Structural and Materials Research, Structural Engineering Laboratory*, University of California, Berkeley, CA, Report 66-16.
 - 21 - Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielson, N. N. (1970). "Reinforced concrete response to simulated earthquakes." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 96, ST12.
 - 22 - Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S. and Aoyama, H. (1983). *Analysis of the Full-scale Seven-story Reinforced Concrete Test Structure*, The Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol. XXXVII, No. 2, PP. 432-478.

- 1 - (Nonlinear Static Procedure) NSP
 - 2 - Pushover
 - 3 - (Nonlinear Dynamic Procedure) NDP
 - 4 - Stiffness Degradation
 - 5 - Stiffness strength Degradation
-