

طراحی پلاستیک سازه های بتنی

مقاوم در برابر زلزله بر اساس سطح عملکرد

Subhash C. Goel

Wen-Cheng Liao

Antoine E. Naaman

مهندس علیرضا صالحین

مهندس احسان عمرانیان

فهرست

۱ فصل اول - مقدمه
	فصل دوم- طراحی پلاستیک براساس عملکرد برای قابهای خمشی ویژه بتن مسلح
۱۱(RC-SMF)
۳۶ فصل سوم - طراحی مجدد (RC-SMF) باروش طراحی پلاستیک براساس عملکرد
۷۱ فصل چهارم - رکوردهای زلزله ومدلسازی تحلیل غیر خطی
۹۵ فصل پنجم - ارزیابی عملکرد (RC- SMF) تحت مطالعه
۱۲۲ فصل ششم - روش طیف انرژی جهت ارزیابی لرزهای
۱۳۴مراجع
۱۴۲ لغت نامه

تقدیم به حضرت علی (ع)



«خدایا، به خداوندیت قسم، نه از ترس جهنت و نه به خاطر بهشت
برینت تو را نمی پرستم، تو را می پرستم زیرا لیاقت پرستش را داری»
حضرت علی (ع)

فصل ۱

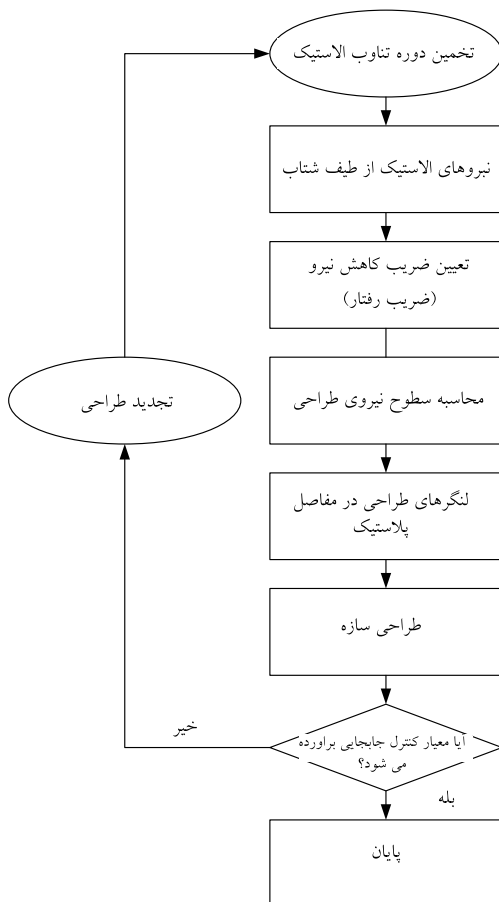
۱-۱ مقدمه

عبارت "طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد (PBSD)" پس از زلزله ۱۹۹۴ نورثریچ به طور وسیع توسط مهندسين و محققين استعمال می شود. هدف PBSD توسعه روش های طراحی است که منجر به پدید آمدن سازه هایی با عملکرد لرزه ای مورد انتظار و قابل پیشبینی در سطوح خطر مختلف باشد (SEAOC, ۱۹۹۵). به هر حال روش های موجود براساس این هدف از رویکردهایی استفاده می کنند که برای کاربردهای عملی بسیار پیچیده و تکراری است. Miranda و Krawinkler در سال ۲۰۰۴ یک روش عمومی را ارائه نمودند که در آن همه متغیرهایی که ممکن بود به نوعی روی عملکرد سازه تاثیر بگذارند در آن دخالت داده شدند. متغیرهایی از قبیل خطر لرزه ای، معیارهای آسیب سازه ای، گسیختگی، زیان مالی یا طول دوره از کار افتادگی ناشی از آسیب دیدگی، پارامترهای مورد نیاز مهندسی (demand) مانند تغییر مکان نسبی طبقه، شتاب طبقه و غیره. در این روش، ارزیابی عملکرد سازه با استفاده از روابط احتمالاتی پیچیده و انجام طراحی با روندی بسیار تکرارشونده انجام می گیرد (Hamburger, ۲۰۰۴).

روش طراحی سنتی در سرتاسر جهان (از جمله امریکا) عموماً بصورت الاستیک است، ولو اینکه کاملاً مشخص شده که سازه های طراحی شده توسط آیین نامه های رایج تغییر اشکال بزرگی در محدوده غیر الاستیک تحت زلزله های شدید تجربه می کنند. برای تعیین مقاومت و تغییر اشکال مورد نیاز از روش تحلیل الاستیک با نیروی استاتیکی معادل استفاده می شود. سپس طراحی به گونه ای انجام می گیرد که مقاومت مورد نیاز را تأمین نموده و به انجام یک رفتار غیر الاستیک مناسب کمک نماید. بنابراین، رفتار غیر الاستیک مورد انتظار در این روش بصورت غیر مستقیم در نظر گرفته می شود (BSSC, ۲۰۰۶). نتیجه چنین رفتار غیر الاستیکی، تسلیم شدید و کمانش اعضاء سازه ای و اتصالات می باشد که ممکن است بطور وسیع و غیر یکنواخت در سازه طراحی شده به روش الاستیک توزیع گردد و در نهایت به یک پاسخ غیر قابل پیش بینی و نامطلوب، گسیختگی کلی و یا هزینه زیاد و مشکلات طاقت فرسا برای تعمیر منجر خواهد شد. لذا نیاز به یک روش طراحی مستقیم در چارچوب PBSD برای دستیابی به سازه هایی که پاسخ مطلوبی داشته باشند احساس می شود.

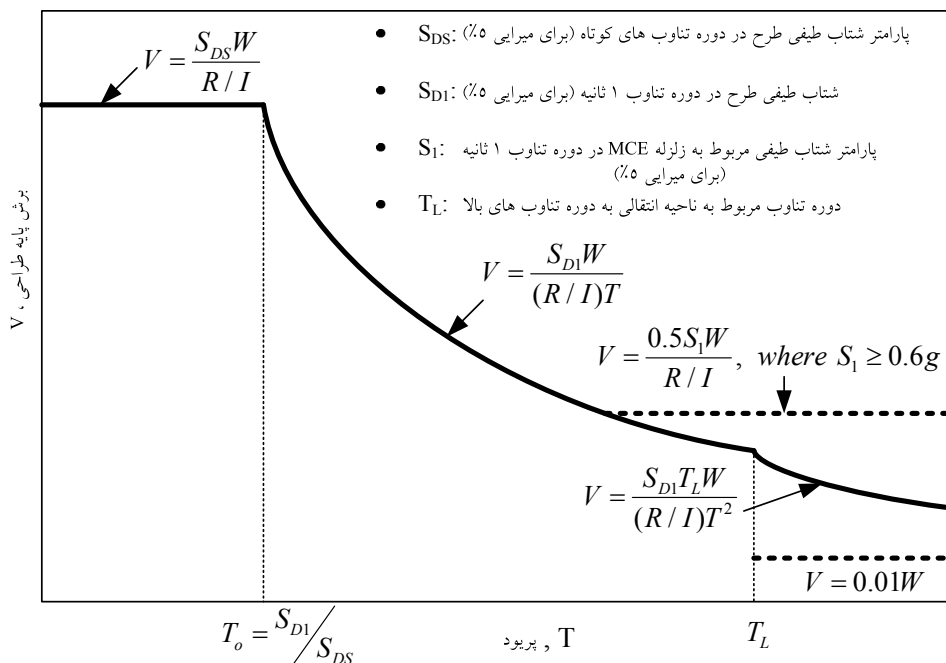
۱-۲- روش طراحی لرزه ای سستی و معایب آن:

طراحی لرزه ای سستی در امریکا و در بسیاری از کشورها مطابق اصول طراحی بر مبنای نیرو انجام می گیرد. روش گام به گام طراحی بر اساس نیرو در شکل ۱-۱ آورده شده است. شکل ۲-۲ خلاصه ای از فرآیند تعیین برش پایه طراحی را بر اساس روش رایج در امریکا نشان می دهد. ضریب R ضریب کاهش نیرو بوده و به شکل پذیری سیستم سازه ای وابسته است و I ضریب اهمیت سکونت می باشد که نیروی طراحی را برای ساختمان های مهم تر افزایش می دهد. نیروهای جانبی در تراز طبقات (در امتداد ارتفاع ساختمان) مطابق روابط موجود که خصوصیات دینامیکی سازه را بیان می کنند تعیین می شود (ATC, ۱۹۷۸; BSSC, ۲۰۰۳; BSSC ۲۰۰۳b).



شکل ۱-۱- روند طراحی بر اساس نیرو

سپس تحلیل الاستیک انجام و مقاومت مورد نیاز عضو تعیین می گردد. بعد از طراحی اعضاء برای مقاومت، تغییرمکان نسبی بدست آمده از تحلیل الاستیک در یک ضریب افزایش تغییرمکان (C_d) ضرب شده و با مقادیر مجاز کنترل می گردد. این فرآیند سپس به یک روش تکرار شونده ادامه یافته تا الزامات مربوط به مقاومت و تغییرمکان ارضاء گردد.



شکل ۱-۲- طیف پاسخ طراحی جهت لرزه ای (ASCE7-05)

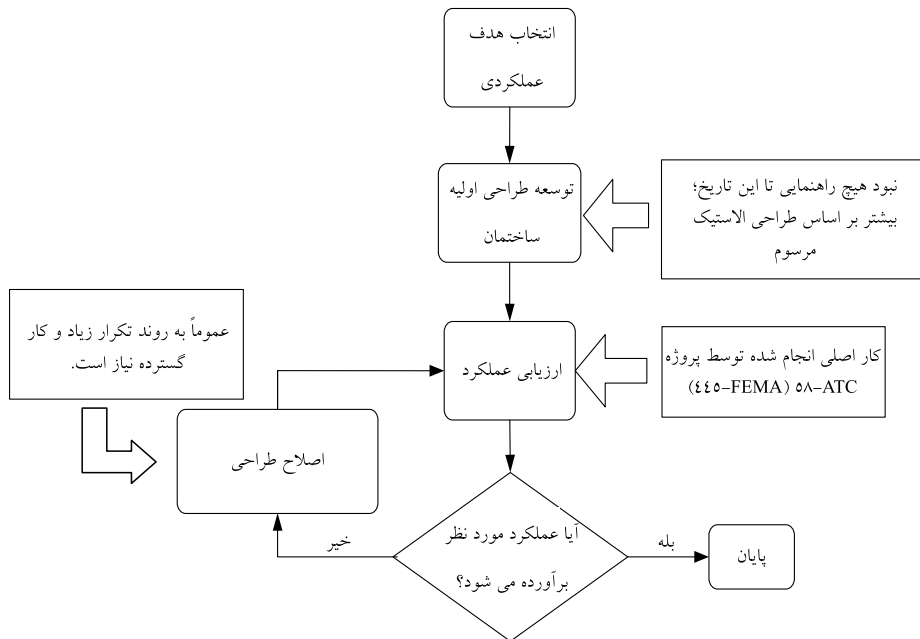
سپس جهت حصول شکل پذیری مورد انتظار، ضوابط آرماتور گذاری مناسب را می بایستی رعایت نمود. اعضاء بحرانی مانند ستون ها براساس " رویکرد طراحی براساس ظرفیت جزیی " طراحی شده تا از آسیب هایی که منجر به گسیختگی سازه خواهد شد، جلوگیری شود. در یک قاب خمشی بتن مسلح، به منظور جلوگیری از ایجاد مفصل پلاستیک در ستون، حداقل نسبت مقاومت ستون به تیر برابر با ۱٫۲ می باشد (ACI 318, 2008). در هر حال، بکارگیری چنین روش هایی برای رسیدن به نتایج مطلوب و رضایت بخش کافی نیست. رفتار غیرالاستیک می تواند سبب تسلیم شدید و کمانش مهاربندها به طور وسیعی در سازه گردد (Sozen, 1989; Sabelli, 2000 و Browning, 2000; Deierlein 2007 Eberhard)

بطور خلاصه، ضعف های اصلی روش سستی آیین نامه عبارتند از:

- ۱- اینطور فرض می گردد که با افزایش برش پایه طرح، ایمنی هم بیشتر می شود (یا آسیب کاهش می یابد)؛ در حالی که در زلزله های گذشته مشاهده شده که گسیختگی بواسطه آسیب موضعی ستون اتفاق می افتاد (Moehle و Mahin ۱۹۹۱).
- ۲- اینطور فرض می گردد که توزیع نیروی جانبی طراحی در امتداد ارتفاع ساختمان براساس رفتار الاستیک است: مطالعات گذشته نشان داده که توزیع نیروی جانبی مشخص شده در آیین نامه (و بنابراین برش طبقه) بطور قابل توجهی متفاوت با نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی است (Chao ۲۰۰۷)، که می تواند منجر به ایجاد تغییر مکان نسبی درون طبقه حداکثری غیر یکنواخت در ارتفاع شود. همچنین تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده توسط Villaverde (۱۹۹۷، ۱۹۹۱) نشان داده که استفاده از توزیع نیروی جانبی آیین نامه، بدون توجه به این واقعیت که سازه در هنگام زلزله بزرگ وارد مرحله غیرالاستیک می شود، دلیل اصلی وقوع گسیختگی های زیاد در طبقات بالا در طول زلزله سال ۱۹۸۵ در شهر مکزیکوسیتی بوده است.
- ۳- اعضاء بر اساس سختی اولیه (تحلیل الاستیک) طراحی می شوند. بزرگی نیروی هر یک از اعضاء در تحلیل الاستیک بر مبنای سختی الاستیک نسبی اعضاء سازه بدست می آید. تحت زلزله های شدید، سختی بسیاری از اعضاء بواسطه ترک خوردگی بتن یا تسلیم فولاد تغییر نموده، در حالی که سایر اعضاء بدون تغییر باقی می ماند. این امر موجب تغییر توزیع نیروها در اعضاء خواهد شد. طراحی مناسب اعضاء بر اساس توزیع نیرویی که در آن رفتار غیرالاستیک مورد انتظار در نظر گرفته نشده باشد، امکان پذیر نیست.
- ۴- پیش بینی تغییر مکان های غیرالاستیک با استفاده از ضرایب تقریبی و رفتار الاستیک می باشد: بسیاری از محققان نشان داده اند که این کار بویژه برای سازه های با رفتار هیسترتیس و مشخصات اتلاف انرژی کاهنده (باریک شونده) بسیار غیر واقعی است.
- ۵- با استفاده از یک نسبت مقاومت ستون به تیر، تلاش می شود تا از تسلیم ستون جلوگیری شود: بسیاری از مطالعات پیشین نشان داده اند که روش طراحی ظرفیت مرسوم برای ستون ها در قاب های خمشی بتن مسلح قادر به حذف تسلیم در ستون ها نیست (Dooley and Bracci, 2001; Kuntz and Browning, 2003). در حقیقت، اغلب لنگر مورد نیاز ستون دست پایین تخمین زده می شود، زیرا ستون ها نه تنها تحت لنگر ناشی از تیرها یا دیگر اعضاء متصل شده به ستون هستند (یعنی روش طراحی ظرفیت مرسوم)، بلکه تحت تغییر مکان های جانبی نیز می باشند (Bondy, ۱۹۹۶).

۳-۱- روش کنونی طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد در امریکا

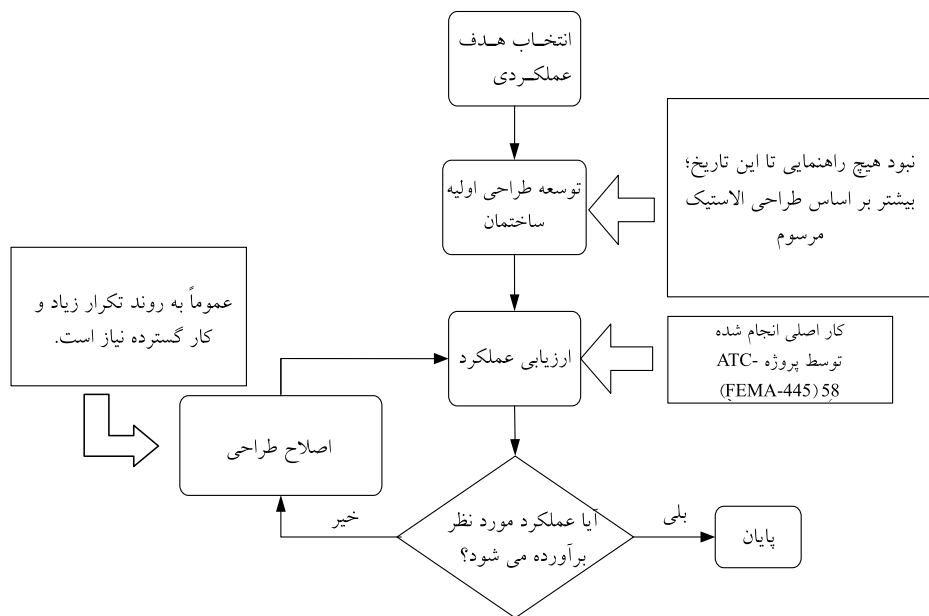
در سپتامبر ۲۰۰۱، ATC تحت مدیریت FEMA، پروژه ATC-58 را آغاز نمود تا نسل آینده راهنماهای طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد را توسعه دهد (۲۰۰۶). شکل ۳-۱ فرآیند طراحی بر اساس عملکرد که در گزارش FEMA-445 ارائه شده را نشان می دهد (۲۰۰۶). همانطور که در فلوجارت نشان داده شده، هدف اصلی انجام شده در پروژه ATC-58 در مرحله "ارزیابی عملکرد" می باشد که شامل ارزیابی عملکرد سازه ای، غیرسازه ای و نیز پیش بینی زیان های مالی با تحلیل غیرخطی سازه و روش های احتمالاتی پیچیده است (Comartin, 2004; Cornell, 2004; Deierlein, 2004; FEMA, 2006; Hamburger, 2004; Krawinkler, 2004). همانطور که در شکل ۳-۱ مشاهده می کنیم روش طراحی بر اساس عملکرد در FEMA-445 برای دستیابی به یک سازه مناسب در راستای دستیابی به عملکرد مورد انتظار، به مقدار زیادی برپایه روند تکرار شونده "ارزیابی عملکرد اصلاح طراحی" ارزیابی عملکرد "بنا شده است. این مسئله، اساساً بواسطه عدم کفایت روش لرزه ای سستی در رسیدن به یک طراحی اولیه خوب می باشد. یک طرح ضعیف در آغاز کار با تکرارهای زیاد بهبود یافته، اما هرگز به یک طراحی خوب یا بهینه منتهی نمی گردد (Krawinkler and Miranda, 2004).



شکل ۳-۱- فلوجارت طراحی بر اساس سطح عملکرد FEMA 445 (۲۰۰۶)

یک طراحی خوب می بایستی بر اساس رفتار واقعی سازه در بارگذاری لرزه ای شدید باشد و عملکرد مورد هدف از همان ابتدا و بطور مستقیم در فرآیند طراحی وارد شود. روند "ارزیابی عملکرد اصلاح طراحی ارزیابی عملکرد" باید بیشتر به عنوان روشی جهت صحت سنجی بکار گرفته شود تا اینکه یک پارامتر اصلی در طراحی به حساب آید و اصلاحات لازم بعد از طراحی اولیه حداقل باشد. همچنین روش های طراحی بر اساس عملکرد سستی رهنمود صحیحی برای مهندسان فراهم نمی کند تا بدانند چگونه می توان طراحی اولیه را به منظور رسیدن به عملکرد مورد انتظار اصلاح نمایند. در واقع، همانطور که در گزارش FEMA-۴۴۵ تصدیق شده، تا زمانی که راهنمای بیشتری تهیه نشود، مهندسان به سختی قادر خواهند بود طراحی اولیه را جهت برآورده نمودن اهداف عملکردی مطلوب و اجرای کامل ضوابط طراحی بر اساس عملکرد توسعه دهند و این امر در بیشتر موارد بسیار وقت گیر است (FEMA, 2006).

در این کتاب، پلی بین طرح لرزه ای متداول و چارچوب طراحی بر مبنای عملکرد FEMA زده شده و یک روش طراحی مدون گسترش داده شده تا با آن بتوان بطور مستقیم به سازه هایی با رفتار قابل پیش بینی و عملکرد لرزه ای مورد هدف تحت سطوح خطر لرزه ای مختلف دست یافت (شکل ۱-۴ را مشاهده نمایید). این روش بطور قابل ملاحظه ای ارزیابی های بعدی و طراحی مجدد را کاهش می دهد.



شکل ۱-۴- روش مطالعه شده در این کتاب بر اساس چهارچوب طراحی بر اساس سطح عملکرد

۱-۴- روش های پیشنهادی محققان برای طراحی اولیه

تعداد کمی از محققان، ابزاری جهت طراحی اولیه سازه هایی که بتوانند عملکرد مطلوب را ارضاء نمایند، پیشنهاد نموده اند. عمده تمرکز این رویکردها مانند روش طیف نقطه ای تسلیم (Aschheim and Black, 2000)، روش نیروی جانبی اصلاح شده (Englekirk, MLFP) (Panagiotou and Restrepo, 2007; 2003)، و طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان (DDBD) (Priestley, 2003-2007)، بر روی توسعه برش پایه طراحی مناسب برای در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر، اضافه مقاومت سیستم، تغییرمکان تسلیم، سختی موثر، میرایی ویسکوز، دوره تناوب موثر یا شکل پذیری تغییرمکان بوده است. طراحی اعضاء تسلیم شونده (مانند تیرها در قاب های خمشی) و طراحی ستون ها هنوز بر اساس رویکرد طراحی ظرفیت و تحلیل الاستیک متداول و یا یک روش نسبتاً پیچیده که از شرایط عملی مرسوم فاصله دارد، می باشد. لازم به ذکر است که برای ارزیابی عملکرد و کامل کردن طراحی، تحلیل غیرخطی مورد نیاز خواهد بود (Aschheim, 2004). کاربرد عملی این روش ها هنوز نیز در حال توسعه و بهبود هستند.

۱-۴-۱- روش طیف نقطه تسلیم

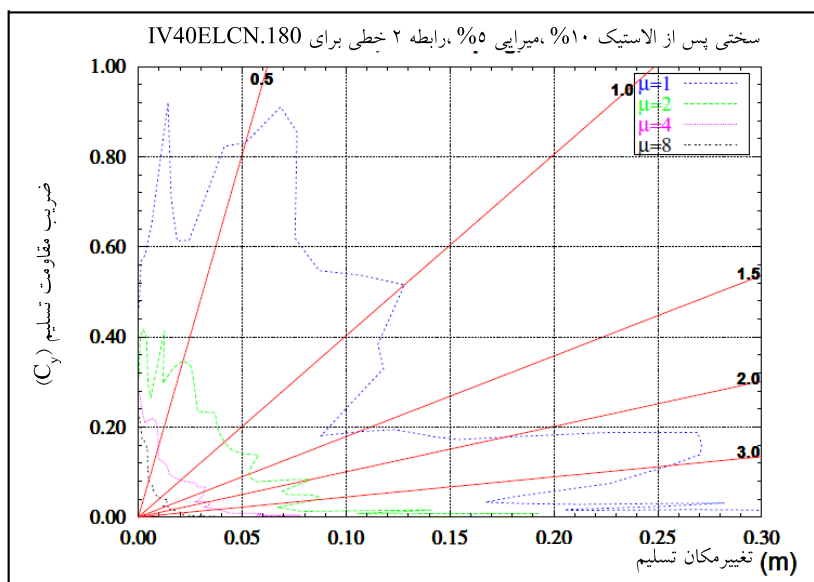
روش طیف نقطه تسلیم از منحنی های با شکل پذیری ثابت با ترسیم ضریب مقاومت تسلیم (C_y) در مقابل تغییرمکان تسلیم سیستم استفاده می نماید. بنابراین، مقاومت مورد نیاز یک سیستم تک درجه آزادی (SDOF) را می توان از روی این منحنی ها برای یک شکل پذیری جابجایی، تغییرمکان تسلیم و دوره تناوب معلوم تعیین نمود (شکل ۱-۵). برای طراحی، می توان به کمک طیف نقطه تسلیم با تعیین سختی و مقاومت کافی، تغییرمکان نسبی و یا شکل پذیری تغییرمکان مورد نیاز را به مقادیر مشخص محدود نمود. ضریب مقاومت تسلیم (C_y) با عبارات ساده زیر نیز قابل محاسبه است.

$$V_y = C_y \cdot W = C_y \cdot m \cdot g \quad (1-1)$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m \cdot u_y}{V_y}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{u_y}{C_y \cdot g}} \quad (1-2)$$

$$C_y = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot u_y}{T^2 \cdot g} \quad (1-3)$$

در روابط فوق W وزن، m جرم سیستم، k سختی اولیه، T دوره تناوب اولیه و g شتاب ثقلی است.



شکل ۵-۱- مثال طیف نقطه تسلیم رکورد EICentro ۱۹۴۰ (مدل دو خطی با میرایی ۵٪)

روش طیف نقطه تسلیم یک رویکرد عملی را به مهندسان ارائه داده تا بطور مستقیم مقاومت و سختی سیستم را کنترل و به طور منطقی برش پایه طراحی را برای شکل پذیری های مورد نیاز گوناگون تعیین نمایند. اما هنوز هم از روند تکراری در رویکردهای طراحی بر مبنای مقاومت مرسوم، در عوض روش طراحی بر مبنای عملکرد مدون پیروی می نماید.

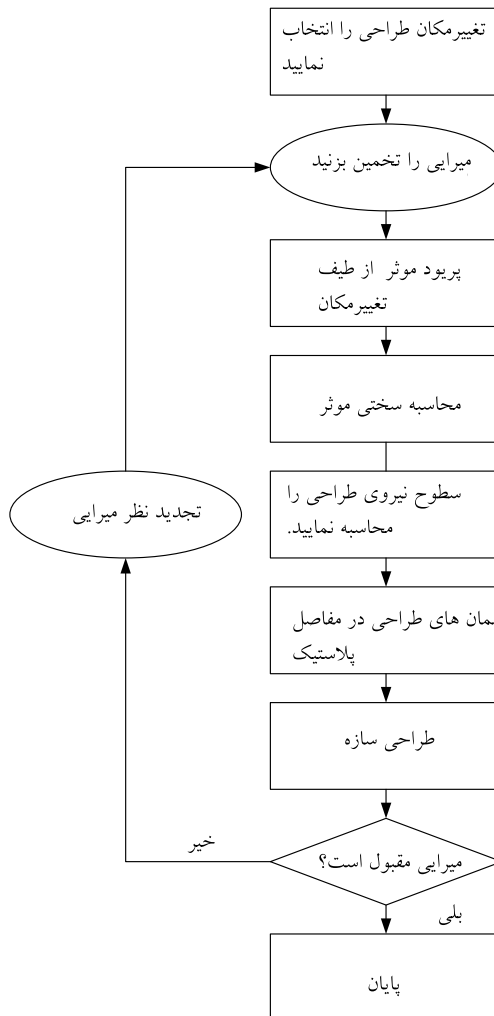
۱-۴-۲- روش نیروی جانبی اصلاح شده

روش نیروی جانبی اصلاح شده (MLFP) تعمیم یافته روش نیروی جانبی معادل (ELFP) که سهم مودهای بالاتر را در نظر نمی گیرد، می باشد. روش MLFP از اصول طراحی ظرفیت بهره گرفته و مستقیماً اضافه مقاومت مقطع و نیز اضافه مقاومت جنبشی ناشی از اثرات دینامیکی روی سازه را در نظر می گیرد. گامهای روش MLFP شامل تعیین نیروهای جانبی طراحی مود اول، محاسبه اضافه مقاومت سیستم استاتیکی، در نظر گرفتن اثرات دینامیکی و طراحی نواحی الاستیک با اصول طراحی ظرفیت می باشد. به هر حال روش MLFP پیچیده بوده و تمرکز اصلی آن بر روی تعیین برش پایه طراحی است.

۱-۴-۳- طراحی بر اساس تغییر مکان مستقیم

از آنجا که تغییر مکان نسبت به نیرو شاخص بهتری برای آسیب سازه ای می باشد، روش طراحی بر اساس تغییر مکان در سال های اخیر مورد توجه محققان واقع شده است. برای اولین بار Shibata and Sozen (۱۹۷۶) مفهوم سازه جایگزین را برای در نظر گرفتن

رفتار غیرالاستیک و تعیین نیروهای طراحی سازه های بتن مسلح (RC) پیشنهاد نمودند. برپایه این مفهوم Priestley و همکاران (۲۰۰۳، ۲۰۰۷) روش طراحی بر مبنای جابجایی مستقیم (DDBD) را توسعه دادند که یکی از محبوب ترین روشها در این دسته بندی بوده است. برخلاف طراحی بر مبنای نیرو، DDBD با انتخاب تغییر مکان نسبی طراحی شروع می شود. سپس سازه با سختی و میرایی موثر در سطح تغییر مکان نسبی طرح نمایش داده می شود، به طوری که نیروهای طراحی لازم را می توان مستقیماً بدست آورد. لازم به ذکر است که اگر سطح میرایی فرض شده جوابگوی کنترل های لازم نباشد، روند تکرارشونده نیاز خواهد شد. روش DDBD در شکل ۶-۱ مختصراً نشان داده شده است.



شکل ۶-۱- روند طراحی بر اساس تغییر مکان مستقیم پیشنهادی (Priestley, 2003)

در مقایسه با روش طراحی لرزه ای متداول، DDBD این اطمینان را می دهد که سازه محدودیت های تغییر مکان نسبی طرح را برآورده می کند. همچنین Priestley (۲۰۰۳) اشاره نمود که استفاده از DDBD منجر به یک طراحی سازگارتر نسبت به طراحی بر مبنای نیرو می شود و عموماً نیروهای طراحی را کاهش می دهد. به هر حال پیچیدگی DDBD مانع اصلی پذیرش این رویکرد توسط مهندسان شده، بخصوص اینکه روند تکرارشونده کنترل میرایی هنوز مورد نیاز است.

فصل ۲

طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD) برای قاب های خمشی ویژه بتن مسلح (RC-SMF)

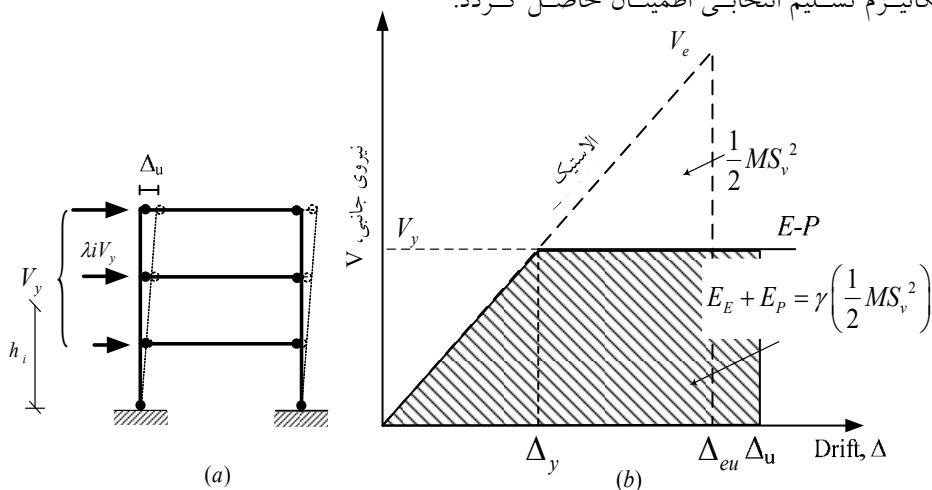
۱-۲ مقدمه

قاب های خمشی ویژه بتن مسلح (RC-SMF) متشکل از مولفه های افقی (تیرها و یا دالها)، مولفه های قائم (ستون ها) و اتصالات مولفه های قائم و افقی است که باید ضوابط لرزه ای ویژه (ACI 318, 2008; ASCE 7-05, 2006) را ارضاء نماید. RC-SMF به عنوان یکی از پرکاربردترین سیستم های مقاوم در برابر زلزله بکار می روند. در ضوابط لرزه ای، الزامات خاص مانند ضوابط ویژه مربوط به مقطع و آرماتور گذاری موجب می شود که قاب بتواند تکان های شدید زلزله را بدون کاهش قابل توجه مقاومت تحمل نماید. به هر حال آسیب سازه ای و غیرسازه ای مشاهده شده در ساختمان های طراحی شده توسط آیین نامه ناشی از مودهای شکست نامطلوب (Moehle and Mahin, 1991) نشان داده است که نیاز به یک رویکرد جایگزین جهت اطمینان بیشتر از دستیابی به عملکرد مطلوب احساس می شود.

یک روش طراحی کامل این چینی که هم مستقیماً رفتار غیرالاستیک را در نظر بگیرد و هم به تکرار پس از طراحی اولیه نیاز نداشته یا تعداد تکرارها ناچیز باشد توسعه داده شده است (Chao and Goel, 2005; Chao and Goel 2006a; Chao and Goel, 2006b; Chao and Goel, 2006c; Chao, 2007; Chao and Goel, 2008a, Chao and Goel, 2008b; Dasgupta, 2004; Goel and Chao, 2009; Lee and Goel, 2001; Lee, 2004; Leelataviwat, 1999; Goel, 2009a, 2009b, 2010; Liao and Goel, 2010a, 2010b). این روش، طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD) نامیده می شود.

با اعمال مفهوم تعادل انرژی به مکانیزم هدف از قبل انتخاب شده با شکل پذیری و مقاومت مناسب، سازه های طراحی شده با روش PBPD تحت زلزله های شدید قادرند عملکرد سازه ای قابل پیش بینی داشته باشند. بسیار مهم است که یک مکانیزم تسلیم و تغییر مکان هدف مطلوب را به عنوان حالات حدی عملکردی کلیدی برای سطوح خطر داده شده درست در همان آغاز فرآیند طراحی انتخاب نماییم. توزیع و درجه آسیب سازه

ای قویاً به این حالات حدی وابسته هستند. بعلاوه، برش پایه طراحی برای یک سطح خطر معلوم بر اساس یک محدودیت تغییرمکان نسبی هدف و مکانیزم تسلیم انتخابی با استفاده از انرژی ورودی از طیف شبه سرعت طراحی بدست می آید. در واقع با برابر قرار دادن کار مورد نیاز، جهت پوش سازه بطور یکنواخت تا تغییرمکان نسبی هدف (شکل ۱-۲ الف) با انرژی مورد نیاز یک سیستم تک درجه آزادی الاستو-پلاستیک (EP-SDOF) معادل برای رسیدن به همان حالت محاسبه می شود (شکل ۱-۲ ب). علاوه بر این، در این مطالعه شکل بهتری از توزیع نیروی جانبی طراحی بکار می رود که بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی غیر الاستیک بدست آمده است (Chao, 2007). این توزیع نیروی جانبی اثرات موده های بالاتر و رفتار غیرالاستیک را بهتر از توزیع پیشنهادی آیین نامه در نظر می گیرد. نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی مجموعه ای از سازه های فولادی نشان داده اند که این توزیع جدید نیروی جانبی، برش طبقه واقعی تر و نیز تغییرمکان نسبی یکنواخت تری در ارتفاع ساختمان نشان می دهد (Goel and Chao, 2008). با استفاده از تحلیل پلاستیک بر اساس مکانیزم، اعضاء تسلیم شونده مانند تیرها در RC-SMF تعیین شده تا مکانیزم تسلیم انتخابی حاصل گردد. سپس طراحی اعضاء غیر تسلیم شونده مثل ستون ها با در نظر گرفتن تعادل یک "درخت ستونی" در حالت حدی نهایی انجام می گیرد تا از تشکیل مکانیزم تسلیم انتخابی اطمینان حاصل گردد.



شکل ۱-۲- مفهوم PBPD

۲-۲ مفهوم تعادل انرژی در طراحی PBPD

مفهوم تعادل انرژی و ارتباط آن با طراحی حالت حدی نهایی نخستین بار توسط Housner (۱۹۵۶) به کار گرفته شد. Housner (۱۹۶۰) این مفهوم را به منظور بدست آوردن نیروی

جانبی مورد نیاز طراحی بسط داد تا از گسیختگی سازه بعلت واژگونی ناشی از تغییرمکان های نسبی زیاد جلوگیری شود. Housner در این رویکرد انرژی، جهت سادگی و بدلیل محدودیت های موجود و عدم آگاهی کافی در مورد طیف پاسخ غیرالاستیک در آن زمان فرضیاتی را بکار گرفت.

Housner (۱۹۶۰) بیان کرد که تحت زلزله های قوی، سازه ها ممکن است به یکی از صورتهای زیر فرو بریزند:

"یک احتمال این است که ارتعاشات سبب کرنش های پلاستیک تقریباً برابر در جهات مختلف شده و این رویه آنقدر ادامه یابد تا اینکه، بدلیل خستگی به شکست مصالح بینجامد. احتمال دیگر این است که تمامی کرنش های پلاستیک در یک امتداد رخ دهد تا اینکه ستون، بدلیل تغییرمکان نسبی پلاستیک بیش از اندازه فرو بریزد. این دو احتمال موارد حدی هستند و احتمال وقوع آنها بسیار کم است. محتمل ترین حالت شکست، گسیختگی ناشی از مقدار بیشتر یا کمتر انرژی بوده که در کرنشهای پلاستیک در جهت مقابل جذب شده است. در این مورد، گسیختگی زمانی رخ می دهد که کسری از انرژی کل pE درست برابر با انرژی مورد نیاز برای گسیختگی ناشی از تغییرمکان نسبی پلاستیک در یک جهت گردد. در ادامه برای راحتی ضریب p برابر با واحد در نظر گرفته می شود، ..."

مفهوم تعادل انرژی استفاده شده در روش PBPD برای تعیین برش پایه طراحی کاملاً مشابه با مبنای رویکرد استفاده شده توسط Housner در ۱۹۶۰ می باشد. با استفاده از طیف پاسخ غیرالاستیک برای سیستم های EP-SDOF مقدار انرژی مورد نیاز جهت پوش یکنواخت سازه تا حد تغییرمکان نسبی هدف طرح با کسری از انرژی الاستیک ورودی برابر قرار داده می شود. سپس اساس مفهوم تعادل انرژی با فرضیات مناسب دیگر از طریق نوسانگرهای SDOF مودی معادل به سازه های چند درجه آزادی (MDOF) تعمیم می یابد (Goel and Chao, 2008).

۳-۲ مقایسه روش طراحی آیین نامه کنونی و PBPD

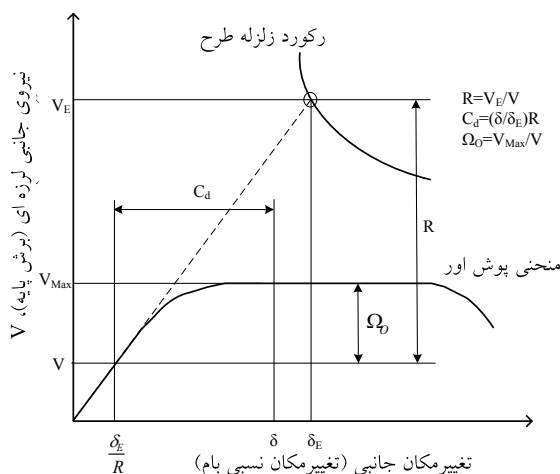
ضوابط طراحی RC-SMF در ACI 318 ارائه می گردد. الزامات ویژه اعم است از بازرسی، مصالح، اعضاء قاب (تیرها، ستون ها و چشمه اتصالات تیر-ستون) و روش های ساخت. بعلاوه، الزامات مربوط به بارگذاری لرزه ای در ASCE با عنوان حداقل بارهای طراحی برای ساختمانها و دیگر سازه ها ASCE/SEI 7-05 مشخص شده است. آیین نامه ساختمانی بین المللی یا (IBC ICC 2006) که عموماً در سراسر امریکا بکار گرفته می شود برای تعیین بار لرزه ای به ASCE 7 ارجاع می دهد. الزامات طراحی در آیین نامه ساختمان ACI براساس منطقه بندی لرزه ای مشخص شده در IBC و ASCE 7 بوده و حاوی آخرین

اطلاعات در مورد قاب های خمشی ویژه است. بعلاوه، رابطه برش پایه طراحی آیین نامه های ساختمانی متداول (یعنی IBC و ASCE 7) از طریق کاهش مقاومت الاستیک مورد نیاز به مقاومت غیرالاستیک مورد نیاز به کمک ضریب کاهش نیروی لرزه ای R محاسبه می شود که منعکس کننده درجه پاسخ غیرالاستیک مورد انتظار برای سطح زلزله طرح و نیز ظرفیت شکل پذیری سیستم قابی می باشد. ضریب R برای قاب های خمشی ویژه برابر ۸ است. لذا این انتظار وجود دارد که یک قاب خمشی ویژه بتواند چندین سیکل پاسخ غیرالاستیک را تحت زلزله طرح تحمل نماید.

Haselton در سال ۲۰۰۷ مشاهده نمود هدف اصلی طرح لرزه ای در آیین نامه ساختمانی عبارت است از:

"حفاظت از ایمنی جانی ساکنان ساختمان در طول زلزله های شدید. برای رسیدن به این مهم در درجه اول می بایست کنترل گردد که احتمال فروریزش سازه بسیار کم باشد. می توان فرض نمود با اعمال ضوابط طراحی ظرفیت در آیین نامه ها و استانداردهای متداول، این هدف ایمنی برآورده خواهد شد. به هر حال، آیین نامه ها تجربی عمل کرده بطوری که کیفیت ایمنی فروریزش فراهم شده توسط آنها چندان معلوم نیست."

همانطور که پیش تر نیز اشاره گردید، حالات حدی عملکردی در روش PBPD تغییرمکان نسبی هدف و مکانیزم تسلیم از قبل انتخاب شده است. نیروی جانبی طرح برای سطح خطر معلوم و تغییرمکان نسبی هدف انتخابی محاسبه می گردد. بنابراین دیگر به ضرایبی مثل I ، R ، (شکل ۲-۲) که بر پایه قضاوت مهندسی تعیین می شدند نیاز نیست.



شکل ۲-۲- توصیف ضرایب عملکرد لرزه ای (C_d و $R \cdot \Omega_0$) بر اساس ضوابط پیشنهادی (NEHRP FEMA 440)

علاوه بر این، با رعایت الزامات مربوط به قاب های خمشی ویژه این اطمینان حاصل می

شود که پاسخ غیرالاستیک بصورت شکل پذیر می باشد. برای اطمینان از عملکرد مناسب RC-SMF در سال ۲۰۰۸ Moehle و همکارانش سه هدف اصلی را برای طراحی پیشنهاد کردند؛ ۱) دستیابی به یک طرح تیر ضعیف / ستون قوی که پاسخ غیرالاستیک را به کلیه طبقات گسترش می دهد؛ ۲) اجتناب از شکست برشی ۳) فراهم نمودن جزئیاتی که قادر باشند بواسطه آن در نواحی تسلیم پاسخ خمشی شکل پذیر را ایجاد نمایند. همچنان که در این مطالعه نشان داده شده، هدف اول یعنی طراحی تیر ضعیف / ستون قوی با روش PBPD قابل حصول است، زیرا مکانیزم تسلیم انتخاب شده و کلیه اعضاء غیر تسلیم شونده (ستون ها) با روش ظرفیت و با در نظر گرفتن یک "درخت ستونی" به جای گره های مجزا طراحی می گردند. دو هدف دیگر مربوط به الزامات طراحی است تا بتوان به ظرفیت شکل پذیری مورد نیاز دست پیدا کرد.

توجه به این نکته لازم است که در روش PBPD کنترل تغییرمکان نسبی تسلیم از همان آغاز در پروسه طراحی انجام می شود و تکرارهای طولانی برای دستیابی به طرح نهایی یا به کلی از بین رفته و یا حداقل خواهد بود. مزیت دیگر این است که سازه های جدید می توانند با انتخاب اعضاء تسلیم شونده مناسب و یا ابزار و مکان قرارگیری آنها در موقعیت های استراتژیک، توسعه یابند در حالی که اعضاء غیر تسلیم شونده مشخص می توانند برای ظرفیت شکل پذیری کمتری طراحی شوند. تمامی اینها به معنای ارتقاء عملکرد، ایمنی و هزینه های اقتصادی در عمر مفید ساختمان می باشد.

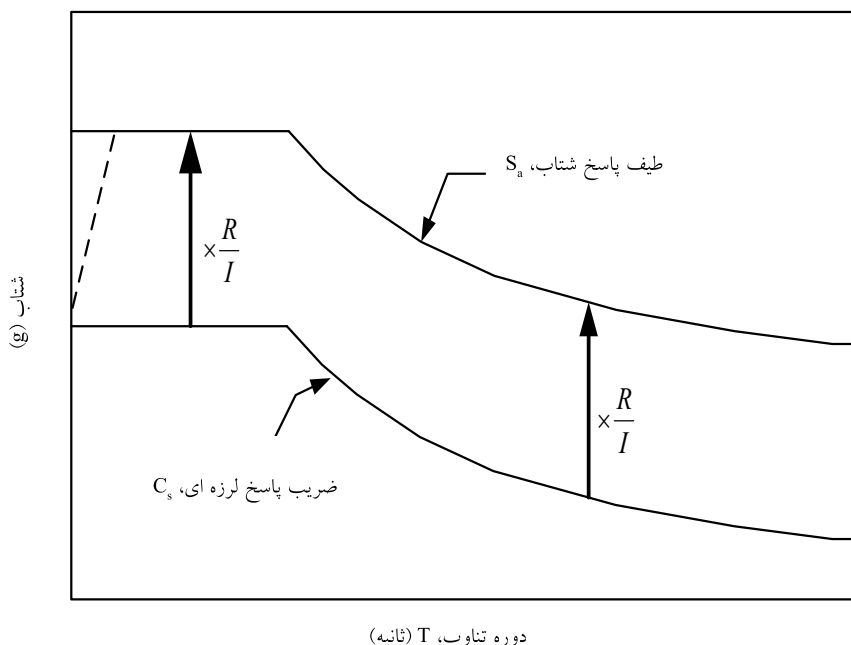
۲-۴ روش طراحی

۲-۴-۱ مرور کلی

روند گام به گام طراحی پلاستیک بر اساس سطح عملکرد در زیر آمده است. این روند در بخش های بعد شرح داده خواهند شد:

- ۱- انتخاب یک مکانیزم تسلیم مطلوب و تغییرمکان نسبی هدف برای سازه در سطح زلزله طراحی.
- ۲- تخمین تغییرمکان نسبی تسلیم (θ_y) ، دوره تناوب اصلی سازه (T) و تعیین یک توزیع قائم مناسب برای نیروهای جانبی.
- ۳- تعیین شتاب طیفی طرح الاستیک (S_a) (شکل ۳-۲) با ضرب ضریب پاسخ لرزه ای (C_s) در R/I که در طراحی RC-SMF داریم $R=8$ و $I=1$. به دو دلیل با این روش تعیین شد: الف) برای دوره تناوب بالا آیین نامه ها حداقل مقدار C_s را ارائه می کنند اما برای S_a خیر؛ ب) به جهت سازگاری و مقایسه مناسب با قاب های مبنای

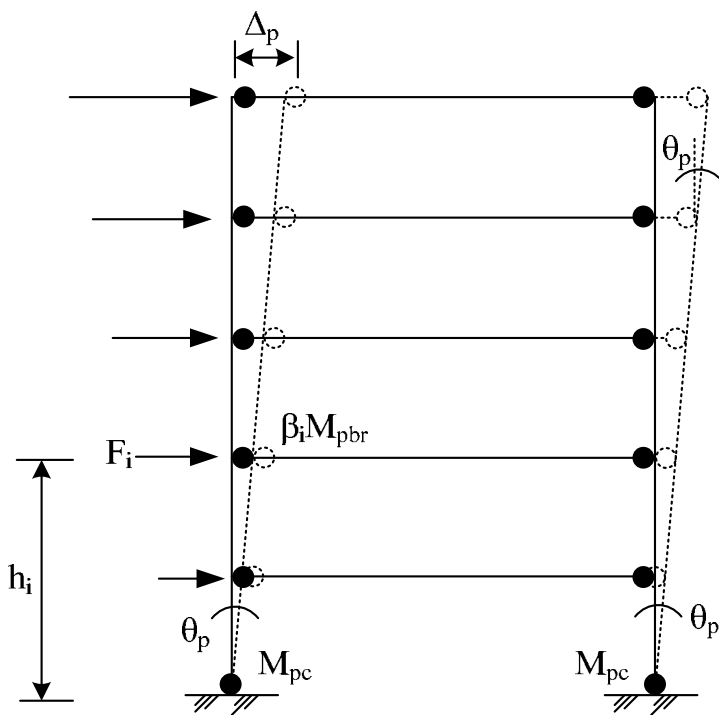
- ۴- محاسبه نیروی برشی طرح V . برای تخمین ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب شکل پذیری سازه، پاسخ لرزه ای غیرالاستیک EP-SDOF مورد نیاز بوده که در اینجا از طیف پاسخ الاستیک ایده آل Newmark-Hall (۱۹۸۵) استفاده می کنیم.
- ۵- اصلاح V برای RC-SMF بدلیل رفتار نیرو-تغییر مکان متفاوت با رفتار E_p فرض شده و نیز در نظر نگرفتن اثر P-Delta در محاسبه V در گام ۴.
- ۶- استفاده از روش پلاستیک در طراحی اعضاء تسلیم شونده مشخص (DYM) مثل تیرها در RC-SMF. اعضاءیی که می بایست الاستیک باقی بمانند (non-DYM) مانند ستون ها با روش ظرفیت طراحی می شوند.



شکل ۲-۳- شتاب طیفی پاسخ نمونه و ضریب پاسخ لرزه ای جهت محاسبه برش پایه طراحی

۲-۴-۲ مکانیزم تسلیم مطلوب و تغییر مکان نسبی هدف

شکل ۲-۴ یک قاب خمشی را در معرض نیروهای جانبی در مکانیزم تسلیم نشان می دهد که تا حد تغییر مکان نسبی پلاستیک هدف پوش داده شده است. تلاش بر این است کلیه تغییر اشکال غیرالاستیک در DYM محدود گردد (مانند مفاصل پلاستیک در تیرها). همچنین تسلیم کلی شامل مفاصل پلاستیک در پای ستون های طبقه همکف نیز خواهد بود، همانند آنچه در زلزله های بزرگ رخ می دهد.



شکل ۲-۴- مکانیزم تسلیم دلخواه برای SMF نمونه

بر اساس پیشنهاد Goel و Chao (۲۰۰۸)، تغییر مکان نسبی هدف برای دو سطح خطر طراحی بصورت زیر می باشد:

۱- نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه ۲٪ برای سطح خطر با احتمال ۱۰٪ در ۵۰ سال (50/10 یا 2/3MCE)

۲- نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه ۳٪ برای سطح خطر با احتمال ۲٪ در ۵۰ سال (۵۰/۲ یا MCE)

۲-۴-۳ تعیین دوره تناوب اصلی

دوره تناوب اصلی، T برحسب ثانیه برای RC-SMF بر اساس ASCE 7-05 از معادله زیر بدست می آید:

$$T = C_u \cdot T_a = C_u \cdot C_t \cdot h_n^x \text{ if } T_{actual/model} > C_u \cdot C_t \cdot h_n^x \quad (2-1)$$

T_a دوره تناوب اصلی بطور تقریبی می باشد که در بخش ۱۲٫۸٫۲٫۱ آیین نامه ASCE 7-05 آورده شده است. C_u ضریب حد بالا در محاسبه دوره تناوب و برای $S_{DI} > 0.3g$ برابر با ۱.۴ می باشد.

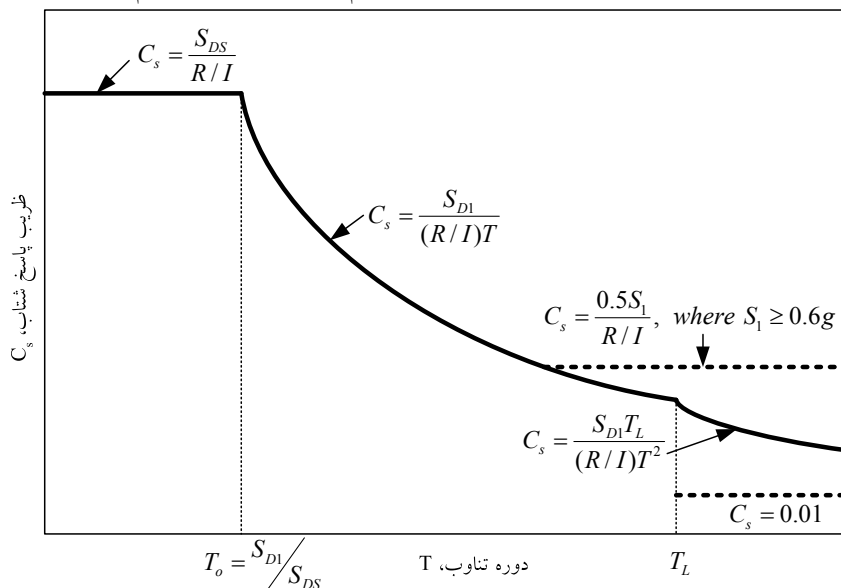
(جدول ۱۲-۸ در ASCE 7-05). h_n ارتفاع سازه از تراز پایه برحسب فوت و ضریب C_p و x برای قاب های خمشی بتنی به ترتیب ۰,۹ و ۰,۱۶ است (جدول ۱۲-۸-۲ در ASCE 7-05). لازم به ذکر است در طراحی بر اساس FEMAP695 دوره تناوب اصلی محاسبه شده از مدل های تحلیلی بزرگتر از مقادیر حداکثر ASCE 7-05 (معادله ۱-۲) می باشد. لذا، دوره تناوب اصلی بدست آمده از معادله ۱-۲ استفاده شده است.

۴-۴-۲ برش پایه طراحی

تعیین برش پایه طراحی برای سطح خطر معلوم یک پارامتر کلیدی در روش PBPD است که از برابر قرار دادن کار مورد نیاز جهت پوش سازه بصورت یکنواخت تا تغییر مکان نسبی هدف با کار مورد نیاز برای رسیدن به همان وضعیت در یک سیستم الاستو پلاستیک معادل تک درجه آزادی (EP-SDOF) محاسبه می شود. با فرض رفتار ایده آل بار-تغییر مکان سیستم (شکل ۱-۲)، معادله کار-انرژی را می توان به این صورت نوشت:

$$(E_e + E_p) = \gamma \cdot \left(\frac{1}{2} M \cdot S_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma \cdot M \cdot \left(\frac{T}{2\pi} S_a \cdot g \right)^2 \quad (2-2)$$

که E_p و E_e مولفه های الاستیک و پلاستیک انرژی (کار) مورد نیاز جهت پوش سازه تا حد تغییر مکان هدف می باشند. S_v شبه سرعت طیفی و S_a شبه شتاب طیفی بوده که از طیف طرح پاسخ لرزه ای در ASCE 7-05 (شکل ۵-۲) با ضرب ضریب پاسخ لرزه ای، در R/I بدست می آید؛ T دوره تناوب اصلی و M جرم لرزه ای کل سیستم می باشد.



شکل ۵-۲- طیف پاسخ طراحی جهت طرح لرزه ای (ASCE 7-05)

با فرض تغییر مکان نسبی تسلیم θ_y برای سیستم های سازه ای مختلف (جدول ۱-۲) ضریب اصلاح انرژی (۲) به ضریب شکل پذیری سازه (μ_s) و ضریب کاهش شکل پذیری (R_μ) بستگی داشته و از رابطه زیر حاصل می گردد:

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (2-3)$$

بدلیل سادگی (جدول ۲-۲)، طیف غیرالاستیک ایده آل پیشنهادی توسط Hall و Newmark (۱۹۸۲) (که در شکل ۲-۶ الف نمایش داده شده) برای مرتبط نمودن ضریب شکل پذیری سازه μ_s و ضریب کاهش شکل پذیری R_μ برای EP-SDOF بکار می رود. منحنی ضریب اصلاح انرژی بدست آمده γ از معادله (۲-۳) در شکل ۲-۶ ب نشان داده شده است (Lee و Goel ۲۰۰۱). لازم به ذکر است در این مطالعه فرض شده که این رابطه برای سیستم های چند درجه آزادی (MDOF) معتبر است. طیف غیرالاستیک دیگری برای سیستم های EP-SDOF که توسط Miranda و Bertero (۱۹۹۴) ارائه شده نیز می تواند مورد استفاده قرار گیرد.

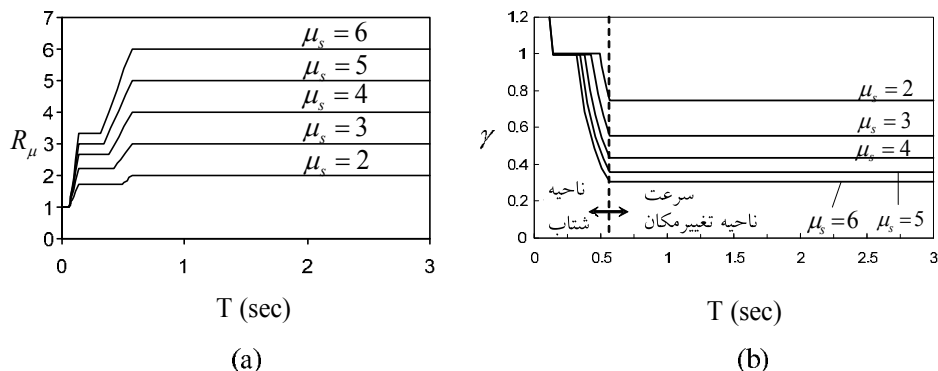
نوع قاب	RC	Steel			
	SMF	MF	EBF	STMF	CBF
θ_y (%) نسبت تغییر مکان نسبی تسلیم	0.5	1	0.5	0.75	0.3

جدول ۲-۱- نسبت های تغییر مکان های نسبی طرح مفروض

محدوده دوره تناوب	ضریب کاهش شکل پذیری
$0 \leq T < \frac{T_1}{10}$	$R_\mu = 1$
$\frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4}$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \cdot \left(\frac{T_1}{4T} \right)^{2.513 \cdot \log \left(\frac{1}{\sqrt{2\mu_s - 1}} \right)}$
$\frac{T_1}{4} \leq T < T'_1$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1}$
$T'_1 \leq T < T_1$	$R_\mu = \frac{T\mu_s}{T_1}$
$T_1 \leq T$	$R_\mu = \mu_s$

Note: $T_1 = 0.57 \text{ sec.}$; $T'_1 = T_1 \cdot \left(\sqrt{2\mu_s - 1} / \mu_s \right) \text{ sec.}$

جدول ۲-۲- ضریب کاهش شکل پذیری و دامنه پریود سازه ای مربوطه



شکل ۲-۶- الف) طیف غیر الاستیک - R_{μ} - $T\mu_s$ ارائه شده توسط Newmark and Hall برای EP-SDOF
 ب) طیف غیر الاستیک ضریب اصلاح انرژی - R_{μ} - $T\mu_s$ توسط Lee and Goel (۱۹۸۲) (۲۰۰۱)

بصورت زیر معادله کار-انرژی قابل بازنویسی می باشد:

$$\frac{1}{2} \left(\frac{W}{g} \right) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \frac{V_y}{W} g \right)^2 + V_y \left(\sum_{i=1}^N \lambda_i h_i \right) \theta_p = \frac{1}{2} \gamma \left(\frac{W}{g} \right) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2 \quad (2-4)$$

یا

$$\left(\frac{V_y}{W} \right)^2 + \frac{V_y}{W} \left(h^* \cdot \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \theta_p - \gamma S_a^2 = 0 \quad (2-5)$$

جواب قابل قبول معادله (۲-۵) ضریب برش پایه مورد نیاز، V_y/W را می دهد.

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (2-6)$$

که α پارامتری بی بعد با رابطه زیر است:

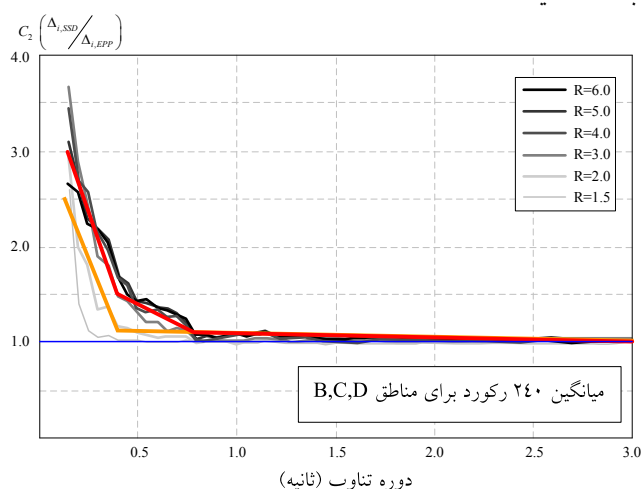
$$\alpha = \left(h^* \cdot \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (2-7)$$

که مولفه پلاستیک نسبت تغییر مکان نسبی هدف θ_p می باشد، یعنی همانطور که پیشتر اشاره شد، V_y حاصله از معادله (۲-۶) با فرض رفتار بار-تغییر مکان الاستو پلاستیک ایده آل (E-P) و حلقه های هیسترتیس "توپر" می باشد. این فرض برای یک سیستم فولادی شکل پذیر مثل STMF، EBF، MF و BRBF قابل قبول است. برای سیستم هایی مانند قاب بتنی یا قاب های مهاربندی شده فولادی با مهاربند های کمانش پذیر که خصوصیات

هیسترتیس این چینی ندارند، اصلاحاتی لازم است. دو رویکرد برای این مهم به کار گرفته می شود. یکی تبدیل تغییرمکان نسبی طراحی با ضریبی به نام C_2 به یک سیستم غیر کاهنده و زوال نشده معادل برای RC-SMF و دیگری اصلاح ظرفیت انرژی با ضریبی η که مساحت کاهش یافته حلقه هیسترتیس را به صورت کسری از حلقه های "توپر" متناظر در نظر می گیرد.

۲-۴-۱ روش ضریب C_2

این رویکرد بر پایه در نظر گرفتن اثر رفتار هیسترتیس کاهنده بر روی تغییرمکان حداکثر (هدف) بنا شده است. محققان (Medina, 2002; FEMA 440, 2006) تاثیر رفتار هیسترتیس کاهنده (زوال سختی و مقاومت، SSD) یک سیستم SDOF را روی تغییرمکان حداکثر منتجه مطالعه نمودند. نتایج نشان می دهد که تغییرمکان حداکثر در محدوده دوره تناوبهای کوتاه، بزرگتر از مقدار بدست آمده در سیستم با رفتار هیسترتیس غیر کاهنده (الاستوپلاستیک کامل، EPP) است، اما در محدوده دوره تناوبهای بالا مقادیر تقریباً برابر هستند. عبارات تقریبی پیشنهادی برای ضرایب اصلاح که این تاثیر را در نظر بگیرند با ضریب C_2 در FEMA440 (۲۰۰۶) (شکل ۷-۲) داده شده اند. ضریب C_2 یک ضریب اصلاح جهت ارائه اثر شکل باریک شدگی حلقه هیسترتیس، کاهش سختی و زوال مقاومت روی پاسخ تغییرمکان حداکثر مطابق FEMA 356 می باشد. چون کاهش سختی و زوال مقاومت، خصوصیت اصلی رفتار هیسترتیس RC-SMF است C_2 برای اصلاح تغییرمکان نسبی طراحی هدف انتخاب می شود. بنابراین، تغییرمکان نسبی هدف طرح یک سیستم سازه ای معلوم با رفتار کاهنده هیسترتیس به ضریب C_2 تقسیم شده تا تغییرمکان نسبی هدف طرح برای یک سیستم غیر کاهنده معادل بدست آید.



شکل ۷-۲- نسبت تغییرمکان متوسط (C_2) مدل های SSD به EPP محاسبه شده توسط رکورد های سایت های کلاس B, C و D برای ضرایب کاهش نیروی مختلف (FEMA) (R ۴۴۰)

معادله رگرسیون خطی ساده C_2 برای ضرایب مختلف کاهش نیرو (R) در جدول ۳-۲ آورده شده است.

	$0.2 \leq T < 0.4$	$0.4 \leq T < 0.8$	$0.8 \leq T$
$R = 3.0 \sim 6.0$	$3.0 - 7.5 \cdot (T - 0.2)$	$1.5 - 1.0 \cdot (T - 0.4)$	$1.1 - 0.045 \cdot (T - 0.8)$
$R = 2.0$	$2.5 - 6.5 \cdot (T - 0.2)$	$1.1 - 0.077 \cdot (T - 0.4)$	

جدول ۳-۲ - مقادیر ضریب C_2 تابعی از R و T

پس از تعیین C_2 ، تغییر مکان نسبی هدف اصلاح شده طرح θ_u^* ، شکل پذیری اصلاح شده، μ_s^* ، ضریب کاهش شکل پذیری اصلاح شده R_μ^* و ضریب اصلاح انرژی اصلاح شده γ^* به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\theta_u^* = \frac{\theta_T}{C_2} \quad (2-8)$$

$$\mu_s^* = \frac{\theta_u^*}{\theta_y} = \frac{\theta_u}{\theta_y C_2} = \frac{\mu_s}{C_2} \Rightarrow \text{get } R_\mu^* \text{ from Table 3-2} \quad (2-9)$$

$$\gamma^* = \frac{2\mu_s^* - 1}{(R_\mu^*)^2} \quad (2-10)$$

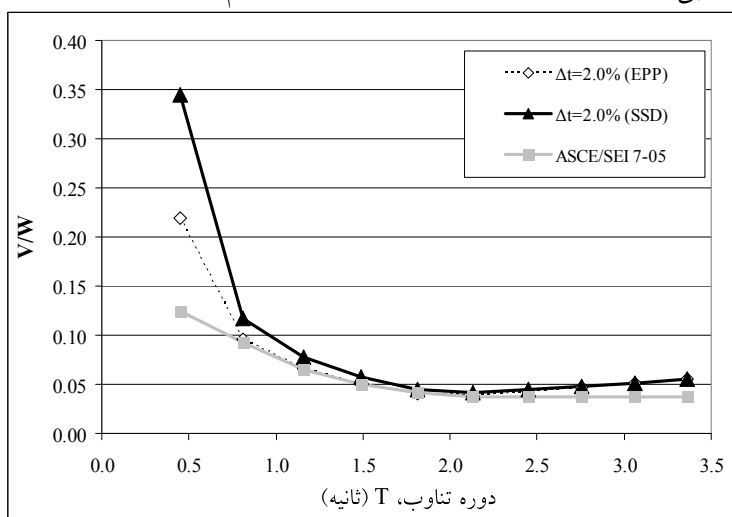
برش پایه طرح با استفاده از ضریب اصلاح انرژی اصلاح شده و معادله (۶-۲) و (۷-۲) محاسبه می شود. برش پایه محاسبه شده به روش C_2 برای RC-SMF ۱ تا ۲۰ طبقه در جدول ۴-۲ نشان داده شده است.

تغییر مکان نسبی هدف 0.02											PBPD	Code
تغییر مکان نسبی تسلیم 0.005											V/W	V/W
تعداد طبقات	ارتفاع (ft)	دوره تناوب	C_2	تغییر مکان نسبی هدف *	تغییر مکان نسبی غیر الاستیک	μ^*	R_μ^*	γ^*	α	S_a	V/W	V/W
1	15	0.26	2.34	0.009	0.004	1.71	1.56	1.00	1.99	1.000	0.4162	0.1250
2	28	0.45	1.45	0.014	0.009	2.76	2.13	1.00	2.55	1.000	0.3451	0.1250
4	54	0.81	1.10	0.018	0.013	3.64	3.64	0.47	2.10	0.739	0.1167	0.0924
6	80	1.16	1.08	0.018	0.013	3.69	3.69	0.47	1.54	0.519	0.0781	0.0649
8	106	1.49	1.07	0.019	0.014	3.74	3.74	0.46	1.24	0.403	0.0577	0.0504
10	132	1.81	1.05	0.019	0.014	3.79	3.79	0.46	1.06	0.331	0.0452	0.0413
12	158	2.13	1.04	0.019	0.014	3.85	3.85	0.45	0.94	0.300 ^a	0.0416	0.0375 ^a
14	184	2.45	1.03	0.020	0.015	3.90	3.90	0.45	0.85	0.300 ^a	0.0451	0.0375 ^a
16	210	2.76	1.01	0.020	0.015	3.96	3.96	0.44	0.78	0.300 ^a	0.0482	0.0375 ^a
18	236	3.06	1.00	0.020	0.015	4.00	4.00	0.44	0.72	0.300 ^a	0.0512	0.0375 ^a
20	262	3.36	1.00	0.020	0.015	4.00	4.00	0.44	0.66	0.300 ^a	0.0549	0.0375 ^a

Sa با ضرب V/W آیین نامه در $R=8$ محاسبه می شود؛ حداقل V/W در ASCE 7-05 برابر است با 0.0375 که $S1 > 0.6g$

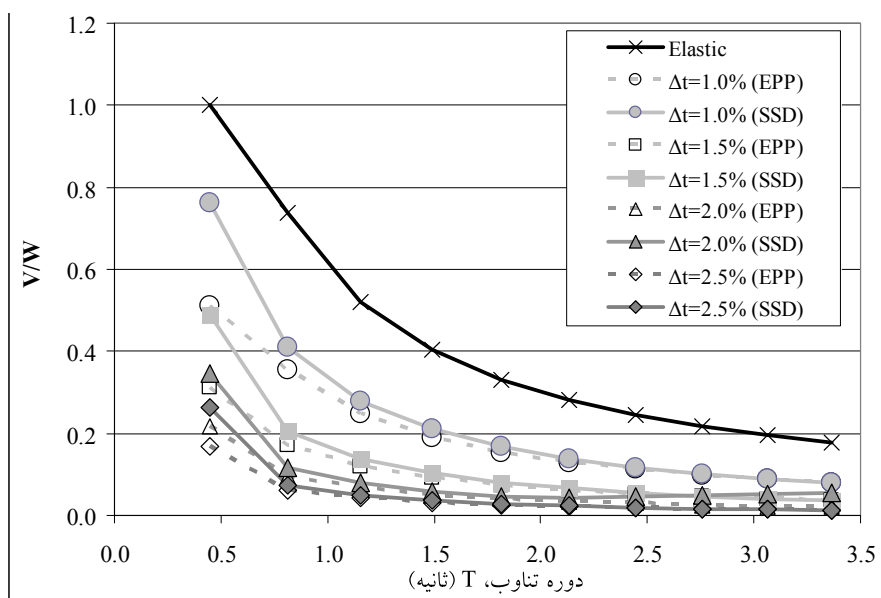
جدول ۲-۴- برش پایه های مختلف برای قاب خمشی های بتنی مسلح از ۱ تا ۲۰ طبقه برای PBPD و روش طرح آیین نامه

در شکل ۲-۸ مقایسه ای بین برش پایه بدست آمده به روش ضریب C_2 PBPD برای تغییر مکان نسبی هدف 2% و ASCE 7-05 (۲۰۰۶) انجام شده است.



شکل ۲-۸- مقایسه برش های پایه طراحی محاسبه شده توسط روش C_2 PBPD برای تغییر مکان هدف Δt 2% و ASCE 7-05 (تغییر مکان نسبی تسلیم = 0.5%)

همچنان که قبلاً نیز اشاره شد، روش PBPD از تغییرمکان نسبی هدف و مکانیزم تسلیم از قبل انتخاب شده به عنوان دو حالت حدی عملکردی کلیدی استفاده می کند. برخلاف روش متداول آیین نامه در تعیین برش پایه، روش PBPD انعطاف پذیری بیشتری را برای مهندسان در محاسبه برش پایه طراحی سیستم های EPP و SSD برای تغییرمکان نسبی هدف مختلف فراهم می کند (شکل ۹-۲).



شکل ۹-۲- رابطه بین برش پایه طرح PBPD، تغییرمکان نسبی هدف طرح Δt و پریرود برای سیستم های EPP و SSD برای روش ضریب C_2 (تغییرمکان نسبی تسلیم = ۰.۵%)

۲-۴-۴-۲ روش ضریب η

در این رویکرد، ظرفیت انرژی (سمت چپ معادله (۲-۲))، با ضریبی تحت عنوان η اصلاح می شود تا کاهش مساحت حلقه های هیسترتیس را بصورت کسری از حلقه های "توپر" متناظر در نظر بگیرد شکل ۲-۱۰. بنابراین، معادلات (۲-۲) و (۲-۶) به ترتیب بصورت معادلات (۲-۱۲) و (۲-۱۳) تصحیح می گردند.

$$\eta = \frac{\text{Area of Pinched hysteretic loop, } A_1}{\text{Area of Full hysteretic loop, } A_2} \quad (2-11)$$

$$\eta(E_e + E_p) = \gamma \left(\frac{1}{2} M S_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \cdot \left(\frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2 \quad (2-12)$$