



# ارزیابی روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد در سازه‌های

## قاب خمشی فولادی با اتصالات RBS

\* معین شعبان عبدالمحمدی<sup>۱</sup>، کاظم شاکری<sup>۲</sup>

(تاریخ دریافت: ۹۴/۰۲/۰۸، تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۲/۱۵)

### چکیده

زلزله‌های سال‌های اخیر نشان دادند که روش طراحی سازه‌ها با استفاده از نیرو نمی‌تواند روش قابل اعتمادی برای طراحی سازه به منظور عملکرد مورد انتظار در برابر زلزله باشد. روش‌های طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد شیوه نوینی از طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد که به منظور بهبود بخشیدن به عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مقاوم در برابر زلزله توسعه پیدا کرده است. در این روش از تعادل کار داخلی و خارجی برای محاسبه برش پایه استفاده می‌شود. همچنین این روش توزیع جدیدی از نیروهای داخلی ارائه می‌کند که می‌تواند اثر رفتار غیرخطی و مودهای بالاتر سازه را در طراحی در نظر بگیرد. برتری دیگر این روش نسبت به روش مبتنی بر نیرو، انتخاب تغییر مکان هدف و حذف مکانیزم‌های نامطلوب از ابتدای روند طراحی می‌باشد. این مقاله به ارزیابی دو روش طراحی مبتنی بر نیرو و روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد در قاب‌های خمشی ویژه با اتصالات RBS می‌پردازد. بدین منظور چهار سازه قاب خمشی ویژه فولادی ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه بر اساس آیین‌نامه ایران به عنوان سازه‌های پایه در نظر گرفته می‌شود و بار دیگر با روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد طراحی می‌شوند. سازه‌های پایه و سازه‌های طراحی شده بر اساس عملکرد تحت آنالیز غیر الاستیک پوش آور قرار می‌گیرند. عملکرد و مکانیزم تسلیم سازه‌ها نشان می‌دهد که هر دو گروه از سازه‌ها ایمنی جانی را تامین می‌کنند. همچنین تحت زلزله سطح سرویس خدمت رسانی بی‌وقفه را ارضاء می‌کنند. روش عملکردی تحت زلزله‌های شدیدتر مکانیزم تسلیم هدف را برآورده می‌کند ولی در روش نیرویی مشاهده می‌شود که تعدادی از مفاصل پلاستیک در ستون‌ها تشکیل شده، مضاف بر اینکه مشاهده می‌شود از لحاظ اقتصادی روش عملکردی به صرف تر از روش نیرویی است.

### کلمات کلیدی

طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، قاب خمشی فولادی ویژه، رفتار غیرخطی، تحلیل پوش آور

## Investigation of Performance Based Plastic Design Method of Steel Moment Frames with RBS Connections

M.S. Abdolmohammadi, K. Shakeri

### ABSTRACT

Earthquakes in recent years showed that design of structures using force method is not a reliable method for design of structures against earthquake. Performance Based plastic Design is developed as a modern way in seismic design of structures in order to refine the seismic performance of stable buildings faced to earthquake. In this way use the balance of internal and external work to calculate the base shear. Also, this method provides a new distribution of internal force that nonlinear effect of higher mods can be considered in the design of structures. Select the target displacement and remove the undesirable mechanisms at the beginning of the design process is another advantage of this method compared to the force method. This paper assesses the force and performance based plastic design method for Special Moment Resisting Frames with RBS connection. By this point, four buildings with 4, 8, 12, 20 stories of Special Moment Resisting Frames Based on Iran Building Regulations, and for the second time attempted to apply plastic design based on Performance based Design method. Performance based Design Method was applied and Pushover Analysis on The Original Building carried out. Performance and yielding mechanism of the buildings showed that both types of limit states satisfied the Life Safety level, although under severe earthquake record satisfied Immediate Serviceability level. Performance Based Design under stronger excitations reached for target point mechanism, but in the Force Based Design Method was observed that Performance Based Design is as beneficial as Force Based Design Method.

### KEYWORDS

Performance based plastic design, Special moment resisting frame, Nonlinear behavior, Pushover analysis

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، moein\_266@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲- دانشیار دانشکده فنی مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، shakeri@uma.ac.ir



این اساس صورت گیرد که مقدار انرژی پلاستیکی که توسط سازه جذب می‌شود برابر با مقدار بیان شده در رابطه (۲) باشد.

$$E_p = E_t - E_e \quad (2)$$

$E_e$  و  $E_p$  به ترتیب مؤلفه‌های پلاستیک و الاستیک انرژی هستند.

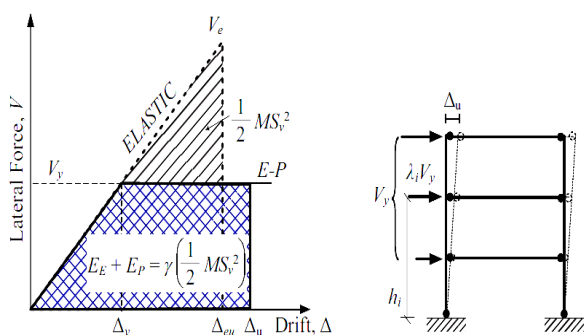
Housner فرض کرد که  $E_t$  می‌تواند به عنوان تقاضای انرژی سیستم به کار رود. در تحقیقات بسیاری از جمله گزارش مرکز مطالعات مهندسی زلزله در سال ۱۹۸۸ مشخص شد که کار خارجی انجام شده توسط سیستم برابر با حاصلضرب انرژی ورودی الاستیک در ضریب اصلاح انرژی  $\gamma$  است (شکل (۱)).  $\gamma$  به نسبت شکل‌پذیری  $\mu_s$ ، ضریب کاهش شکل‌پذیری  $R_\mu$  و پریود سازه  $T$  وابسته است [۳].

ضریب شکل‌پذیری سازه از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\mu_s = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (3)$$

$\theta_y$  و  $\theta_u$  به ترتیب برابر با تقسیم تغییرمکان هدف و تغییرمکان تسلیم سازه هستند. ضریب اصلاح انرژی  $\gamma$  برابر خواهد بود با:

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (4)$$



شکل (۱): طیف غیر الاستیک ضریب اصلاح انرژی [۴]

در سال‌های اخیر سه روش Newmark و Hall، Krawinkler و Nassar، Miranda و Bertero برای محاسبه  $R_\mu$  بیان شده است. شکل (۲) نسبت بین  $R_\mu$  و  $T$  را نشان می‌دهد [۵-۷].

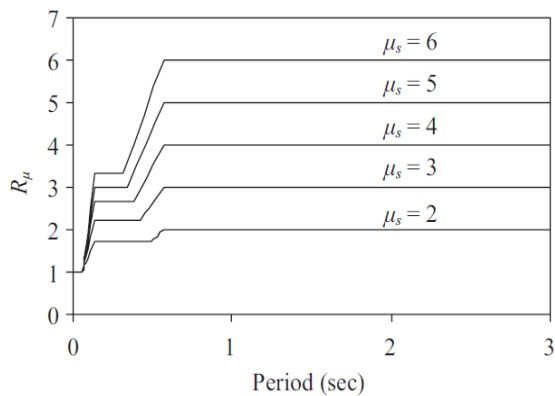
رفتار سازه در هنگام زلزله غیر ارتجاعی است. بدین معنی که سازه طراحی شده می‌بایست در طول زلزله‌های شدید، تغییر شکل‌های غیر الاستیک بزرگی را تحمل کند. رویکرد طراحی لرزه‌ای کنونی عموماً بر اساس رفتار سازه‌ای الاستیک بوده و رفتار غیر الاستیک به صورت غیر مستقیم در نظر گرفته می‌شود. در روش طراحی لرزه‌ای ایران، برش پایه طراحی توسط یک ضریب اصلاح نیرو،  $R$ ، که مقدار آن به نوع سیستم سازه‌ای وابسته است، کاهش می‌یابد. در صورتی که ضریب رفتار ارتباط تنگاتنگی با دوره تناوب، میزان شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ... دارد. بنابراین نسبت دادن عدد ثابت مانند  $R$  برای تعیین عملکرد غیرخطی آن سبب می‌شود که از عواملی مانند مدت دوام زلزله، بی‌نظمی در ارتفاع، میرایی، تعداد طبقات، پریود سازه و ... چشم‌پوشی شود. از طرفی دیگر ارزیابی سازه‌های طراحی شده بر اساس نیرو با استفاده از معیارهای پذیرش FEMA-356 نشان می‌دهد که روش طراحی براساس نیرو نمی‌تواند روش مناسبی برای طراحی ساختمان در برابر زلزله باشد [۱]. از این رو برای بهبود عملکرد سازه تحت زلزله‌های شدید روش‌های جدیدی پیشنهاد شده است. یکی از روش‌های جدید و موفق در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، روش طراحی پلاستیک براساس عملکرد است.

در روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD) سازه در مرحله نهایی مد نظر قرار می‌گیرد. مفهوم انرژی در طراحی لرزه‌ای اولین بار توسط Housner در سال ۱۹۵۶ ارائه شد. Housner مقدار بیشینه انرژی ورودی به سازه را برای یک سیستم کاملاً الاستیک به طور متوسط به صورت رابطه (۱) بیان کرد [۲].

$$E_t = \frac{1}{2} MS_v^2 = \frac{1}{2} M \left( \frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2 \quad (1)$$

که در آن،  $M$  کل جرم لرزه‌ای سازه،  $S_v$  سرعت طیفی،  $S_a$  شتاب طیفی و  $g$  شتاب گرانش زمین می‌باشند. در نقطه تسلیم مقدار انرژی الاستیک سازه کمتر از کل انرژی ورودی است ( $E_e < E_t$ ). Housner پیشنهاد داد طراحی بر





شکل (۴): مکانیزم تسلیم مطلوب قاب خمشی با ایجاد مفاصل پلاستیک در تیرها

بنابراین با قرار دادن مقادیر  $E_e$ ,  $E_p$  و  $E_t$  در رابطه (۲) نسبت  $V/W$  به صورت رابطه (۷) قابل محاسبه است.

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-a + \sqrt{a^2 + 4S_a^2}}{2} \quad (7)$$

که در آن  $a$  پارامتر بی بعدی است که برابر با  $a = (h^* \times \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g})$  بوده و  $h^* = \sum_{i=1}^N (\lambda_i h_i)$  است. ارتفاع تر از  $i$  است).

رابطه‌ی توزیع نیروی برشی برای حالت غیر الاستیک توسط Lee و Goel در سال ۲۰۰۱ با استفاده از ضریب توزیع برش که از توزیع نسبی حداکثر برش طبقه بدست می‌آید ارائه شد [۴].

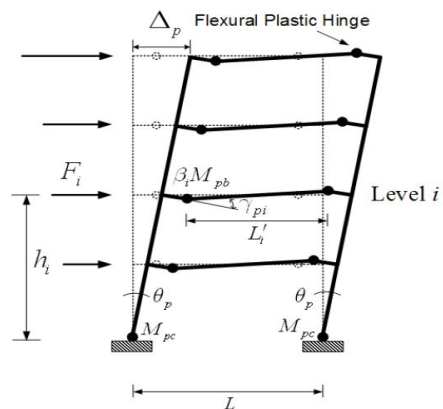
$$F_i = C'_{vi} V \quad (8)$$

$$C'_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left( \frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{\alpha T^{-0.2}} \quad (9)$$

هنگامیکه  $i=n$  و  $\beta_{n+1}=0$ :

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left( \frac{\sum_{j=1}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{\alpha T^{-0.2}} \quad (10)$$

$\beta_i$ : ضریب توزیع برش در طبقه  $i$ ام.

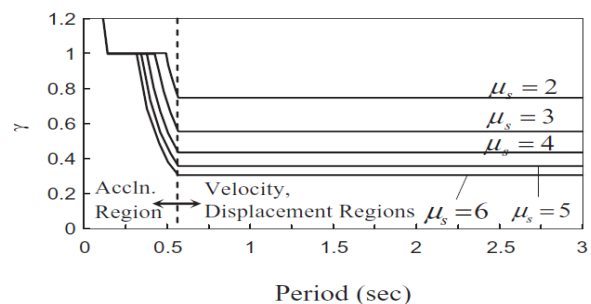


شکل (۲): طیف غیرالاستیک ایده آل شده Newmark و Hall برای سیستم‌های EP-SDOF

در سال ۱۹۸۵ Akiyama نشان داد که انرژی الاستیک را می‌توان با فرض سازه یک درجه آزادی از رابطه زیر بدست آورد [۸].

$$E_e = \frac{1}{2} M \left( \frac{T}{2\pi} \frac{V}{W} g \right)^2 \quad (5)$$

$V$  برش پایه و  $W$  وزن کل سازه می‌باشد. شکل (۳) به طور ساده مفهوم انرژی و ارتباط برش پایه (CW) و دریفت متناظر آن ( $\Delta$ ) در سیستم الاستوپلاستیک را نشان می‌دهد.

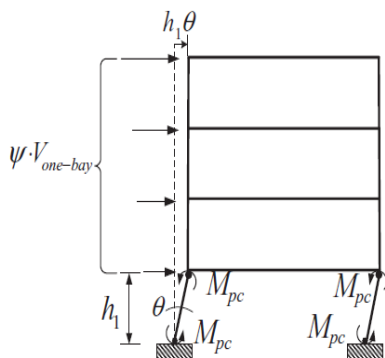


شکل (۳): مفهوم طراحی به روش PBPD

با در نظر گرفتن مکانیزم تسلیم مورد نظر برای سازه مانند شکل (۴) انرژی پلاستیک ناشی از کار خارجی برابر رابطه (۶) می‌شود.

$$E_p = \sum F_i h_i \theta_p \quad (6)$$

را برای حداکثر نیروی مورد انتظار شامل نیروی گرانشی در تیر و ستون با در نظر گرفتن سخت شدگی کرنشی و اضافه مقاومت مصالح در مفاصل پلاستیک تیرها طراحی کنیم. مقدار لنگر در مفاصل پلاستیک تیرها با سخت شدگی کرنشی و اضافه مقاومت مصالح با مساوی ۱/۲۵ در نظر گرفته می‌شود [۱۱].



شکل (۵): ایجاد مکانیزم طبقه نرم در طبقه اول

در این مرحله، مقدار نیروی جانبی مورد نیاز،  $F_{Li}$  فرض می‌شود و براساس ضرایب توزیع نیروی برش جانبی توزیع می‌گردد و مقدار کلی آن را می‌توان از نوشتن معادله به دست آورد. به این ترتیب لنگر انتهای ستون‌ها و نیروی برشی در هر طبقه با استفاده از لنگر انتهای تیرها و  $F_{Li}$  به دست می‌آید.

## ۲- روش پژوهش

در این مقاله چهار سازه قاب خمشی فولادی ویژه با اتصالات RBS ابتدا با روش مبتنی بر نیرو (مبحث دهم مقررات ملی ایران سال ۱۳۹۲ و آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم) و سپس با روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد طراحی می‌شوند. بدین منظور چهار سازه قاب خمشی فولادی ویژه با ارتفاع مختلف با این دو روش طراحی می‌شوند، سپس این سازه‌ها در نرم افزار Perform3D مدل شده و تحت آنالیز پوش آور و همچنین تحت طیف پاسخ زلزله طرح و طیف پاسخ زلزله سرویس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران قرار می‌گیرند. عملکرد این سازه‌ها و

مقدار اولیه برای  $\alpha$  مساوی ۰/۵ پیشنهاد شد. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی که بر روی سازه‌های STMF و EBF انجام گرفت به ۰/۷۵ تغییر یافت [۹].

ظرفیت لنگر مورد نیاز تیرها برای هر طبقه با نوشتن معادله کار و برابر قرار دادن کار خارجی با کار داخلی با توجه به شکل (۴) به صورت زیر به دست می‌آید.

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta = 2M_{pc} \theta + \sum_{i=1}^n 2(\beta_i M_{pb}) \gamma_i \quad (11)$$

$\theta$ : زاویه‌ی دوران مربوط به مکانیزم تسلیم

$M_{pb}$ : مقاومت خمشی مورد نیاز تیر

$$\gamma_i = \left( \frac{L}{L_i} \right) \theta \quad (12)$$

برای بدست آوردن مقدار  $M_{pc}$  حالتی را در نظر می‌گیریم که مکانیزم طبقه نرم در طبقه اول اتفاق بیفتد. این حالت وقتی اتفاق می‌افتد که ضریب  $\psi$  را در نیروی برشی جانبی ضرب کرده باشیم. با فرض تشکیل مفاصل پلاستیک در ابتدا و انتهای ستون در ابتدا و انتهای ستون‌های طبقه‌ی اول، همانطور که در شکل (۵) نشان داده شده است، معادله‌ی کار به صورت رابطه (۱۳) خواهد بود [۱۰].

$$4M_{pc} = \psi V' h_1 \Rightarrow M_{pc} = \frac{\psi V' h_1}{4} \quad (13)$$

$V'$ : برش جانبی برای مدل معادل یک دهانه که از تقسیم  $V$  بر تعداد دهانه‌ها بدست می‌آید.

$h_1$ : ارتفاع طبقه اول

$\psi$ : ضریب اضافه مقاومت برای سطح بالاتر از نیروی طراحی

برای سازه‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه مقدار  $\psi$  برابر ۱/۱ و برای سازه‌های بلند مرتبه مساوی ۱/۵ می‌باشد.

با استفاده از رابطه (۱۱) می‌توان لنگر پلاستیک تیر را محاسبه کرده و مقطع تیر را طراحی کرد. پس از طراحی تیر باید ستون‌ها را به گونه‌ای طراحی کرد که مکانیزم تیر ضعیف-ستون قوی اتفاق بیفتد. برای اینکه مطمئن شویم ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی برآورده می‌شود، باید ستون



چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک، همچنین جنبه اقتصادی این دو روش با هم مقایسه می‌شوند.

$R=7/5$  در نظر گرفته می‌شود [۱۱ و ۱۲]. نتایج حاصل از طراحی سازه‌ها در جداول (۱) تا (۸) نشان داده شده است.

### ۳- مدل سازی

ساختمان‌های در نظر گرفته شده، ساختمان‌هایی با ارتفاع ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه هستند که پلان آن‌ها منظم و هر طرف دارای پنج ستون (چهار دهانه) به فاصله ۶ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشند. این ساختمان‌ها در شهر اردبیل و تحت زلزله با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال طراحی می‌شوند. سیستم مورد استفاده در این ساختمان‌ها، قاب خمشی ویژه می‌باشد که بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، برای ساختمان‌های با قاب خمشی ویژه دوران الاستیک متناظر اعضا (دریفت طبقه) برابر  $0/01$  رادیان و دوران متناظر با تغییر شکل پلاستیک برابر  $0/03$  رادیان می‌باشد که در مجموع دوران کلی برابر  $0/04$  رادیان در نظر گرفته می‌شود. سقف طبقات دال دوطرفه و ساختمان‌ها از نوع مسکونی که فولاد مصرفی برای طراحی این سازه‌ها از نوع St37 می‌باشد. با توجه به موقعیت ساختمان در شهر اردبیل و شرایط لرزه‌ای ساختگاه، شتاب مبنای طرح با توجه به ویرایش چهارم آیین‌نامه  $2800$  برابر  $0/3g$  در نظر گرفته شده است. چون ساختمان‌ها مسکونی هستند، ضریب اهمیت آنها برابر یک و با توجه به سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه در دو طرف ضریب رفتار ساختمان‌ها

جدول (۱): نتایج طراحی قاب چهار طبقه با روش نیرویی

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	چهارم
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 26x1.6	Box 26x1.6	سوم
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 30x2	Box 30x2	دوم
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 35x2	Box 35x2	اول

جدول (۲): نتایج طراحی قاب هشت طبقه با روش نیرویی

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	هشتم
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	هفتم
۳۰	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x2	ششم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 25x1.6	Box 30x2	پنجم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 25x2	Box 30x2	چهارم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 30x2	Box 35x2	سوم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 35x2	Box 35x2.5	دوم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 40x2.5	Box 40x3	اول

جدول (۳): نتایج طراحی قاب دوازده طبقه با روش نیرویی

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۳۵	۱۵	۲	۱	Box 30x2	Box 30x2	ششم	۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 25x1.6	دوازدهم
۳۵	۱۵	۲	۱	Box 30x2	Box 35x2	پنجم	۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 25x1.6	یازدهم
۳۵	۱۵	۲	۱	Box 30x2	Box 35x2	چهارم	۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	دهم
۳۵	۱۵	۲	۱	Box 35x2	Box 40x2.5	سوم	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 25x1.6	Box 30x2	نهم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 40x2.5	Box 40x2.5	دوم	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 25x1.6	Box 30x2	هشتم
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 45x3	Box 45x3	اول	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 30x2	Box 30x2	هفتم

جدول (۴): نتایج طراحی قاب بیست طبقه با روش نیرویی

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۳۵	۲۰	۲	۱/۵	Box 35x2	Box 40x2.5	دهم	۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 25x1.6	بیستم
۳۵	۲۰	۲	۱/۵	Box 35x2	Box 40x2.5	نهم	۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 25x1.6	نوزدهم
۳۵	۲۰	۲	۱/۵	Box 40x2.5	Box 40x2.5	هشتم	۳۰	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	هجدهم
۳۵	۲۰	۲	۱/۵	Box 40x2.5	Box 40x3	هفتم	۳۰	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 30x2	هفدهم
۴۰	۲۰	۲	۱/۵	Box 40x2.5	Box 40x3	ششم	۳۰	۱۵	۱/۲	۱	Box 30x2	Box 30x2	شانزدهم
۴۰	۱۵	۲	۱/۵	Box 40x3	Box 40x3	پنجم	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 30x2	Box 30x2	پانزدهم
۴۰	۱۵	۲	۱/۵	Box 45x3	Box 45x3	چهارم	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 30x2	Box 30x2	چهاردهم
۴۰	۱۵	۲	۱/۵	Box 45x3	Box 45x3	سوم	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 30x2	Box 35x2	سیزدهم
۳۵	۱۵	۲	۱	Box 50x3	Box 50x3	دوم	۳۵	۱۵	۲	۱	Box 35x2	Box 35x2	دوازدهم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 50x3.5	Box 55x4	اول	۳۵	۲۰	۲	۱/۵	Box 35x2	Box 35x2	یازدهم

جدول (۵): نتایج طراحی قاب چهار طبقه به روش PBPD

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 30x2	Box 30x2	دوم	۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 22x1.25	Box 22x1.25	چهارم
۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 35x2	Box 35x2	اول	۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	سوم

جدول (۶): نتایج طراحی قاب هشت طبقه به روش PBPD

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۲۲	۱۳	۱/۳	۱	Box 25x2	Box 30x2	چهارم	۲۰	۱۰	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 22x1.25	هشتم
۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 30x2	Box 35x2	سوم	۲۰	۱۰	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 25x1.6	هفتم
۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 35x2	Box 40x2.5	دوم	۲۲	۱۳	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	ششم
۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 40x2.5	Box 40x3	اول	۲۲	۱۳	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x2	پنجم



جدول (۷): نتایج طراحی قاب دوازده طبقه به روش PBPD

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۲۵	۱۵	۱	۱/۲	Box 30x2	Box 35x2	ششم	۲۰	۱۰	۱	۱	Box 22x1.25	Box 22x1.25	دوازدهم
۲۵	۱۵	۱	۱/۲	Box 35x2	Box 35x2.5	پنجم	۲۰	۱۰	۱	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	یازدهم
۲۵	۱۵	۱	۱/۲	Box 35x2.5	Box 40x2.5	چهارم	۲۳	۱۳	۱	۱	Box 25x1.6	Box 25x2	دهم
۲۵	۱۲	۱	۱	Box 40x2.5	Box 40x3	سوم	۲۳	۱۳	۱	۱	Box 25x1.6	Box 25x2	نهم
۲۰	۱۰	۱	۱	Box 40x3	Box 45x3	دوم	۲۵	۱۲	۱	۱/۲	Box 25x2	Box 30x2	هشتم
۲۰	۱۰	۱	۱	Box 45x3	Box 50x3	اول	۲۵	۱۵	۱	۱/۲	Box 25x2	Box 35x2	هفتم

جدول (۸): نتایج طراحی قاب بیست طبقه به روش PBPD

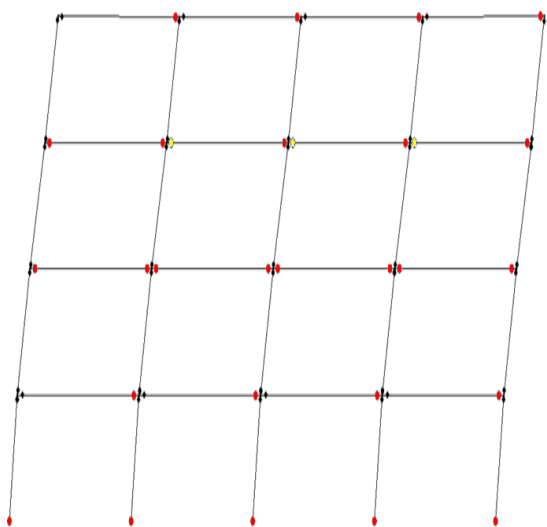
ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x2.5	Box 35x2.5	دهم	۲۰	۱۱	۱	۱	Box 22x1.25	Box 22x1.25	بیستم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x2.5	Box 40x2.5	نهم	۲۰	۱۱	۱	۱	Box 25x1.6	Box 22x1.25	نوزدهم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x2.5	Box 40x2.5	هشتم	۲۰	۱۱	۱	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	هجدهم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x2.5	Box 40x2.5	هفتم	۲۰	۱۱	۱	۱	Box 25x2	Box 25x1.6	هفدهم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x3	Box 40x2.5	ششم	۲۰	۱۱	۱	۱	Box 30x2	Box 25x2	شانزدهم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 45x3	Box 40x3	پنجم	۲۵	۱۵	۱	۱	Box 30x2	Box 25x2	پانزدهم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 50x3	Box 45x3	چهارم	۲۵	۱۵	۱	۱	Box 30x2	Box 25x2	چهاردهم
۲۵	۱۵	۱	۱	Box 55x3	Box 50x3	سوم	۲۵	۱۵	۱	۱	Box 35x2	Box 30x2	سیزدهم
۲۵	۱۵	۱	۱	Box 55x3.5	Box 55x3	دوم	۲۵	۱۵	۱	۱	Box 40x2.5	Box 35x2.5	دوازدهم
۲۵	۱۵	۱	۱	Box 60x4	Box 55x3.5	اول	۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x2.5	Box 35x2.5	یازدهم

#### ۴- ارزیابی سازه‌ها

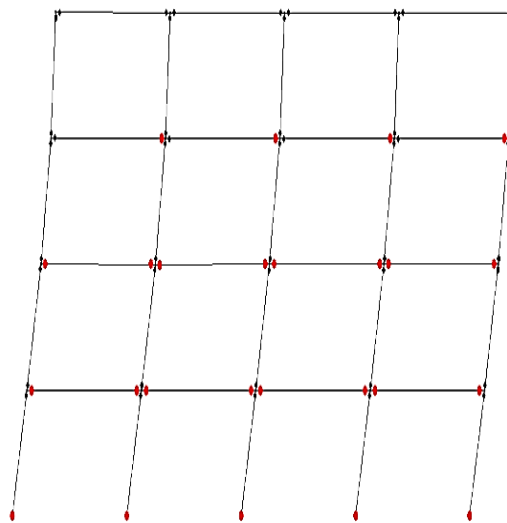
طیف پاسخ زلزله سرویس برای بررسی سطح عملکرد خدمت رسانی بی‌وقفه قرار می‌گیرند تا مکانیزم تسلیم و عملکرد سازه‌ها مورد ارزیابی قرار گیرد. شکل‌های (۶) تا (۲۱) نتایج حاصل از تحلیل را نشان می‌دهد.

سازه‌های طراحی شده به دو روش نیرویی و عملکردی و نرم افزار Perform 3D تحت آنالیز پوش‌آور با الگوی بار مستطیلی قرار می‌گیرند.

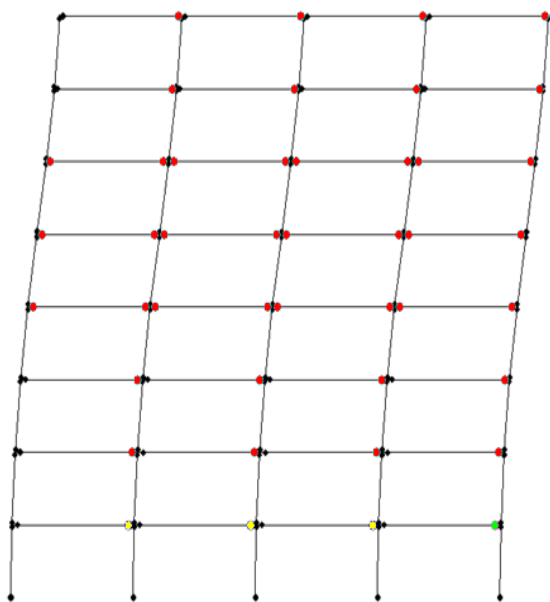
سپس این سازه‌ها تحت طیف پاسخ زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای بررسی سطح عملکرد ایمنی جانی و همچنین



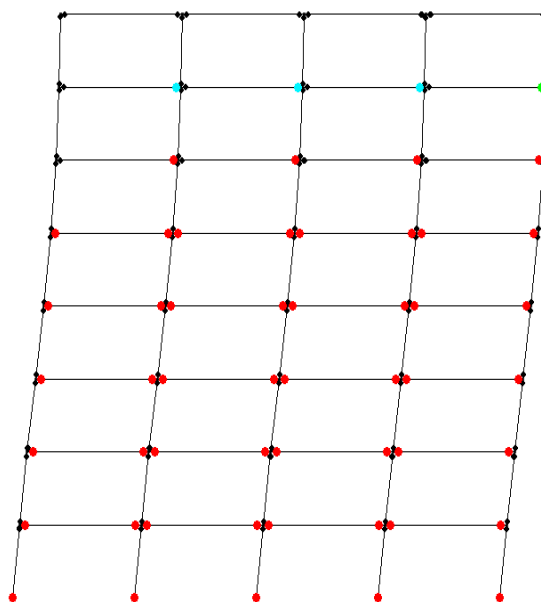
شکل (۷): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۴ طبقه عملکردی



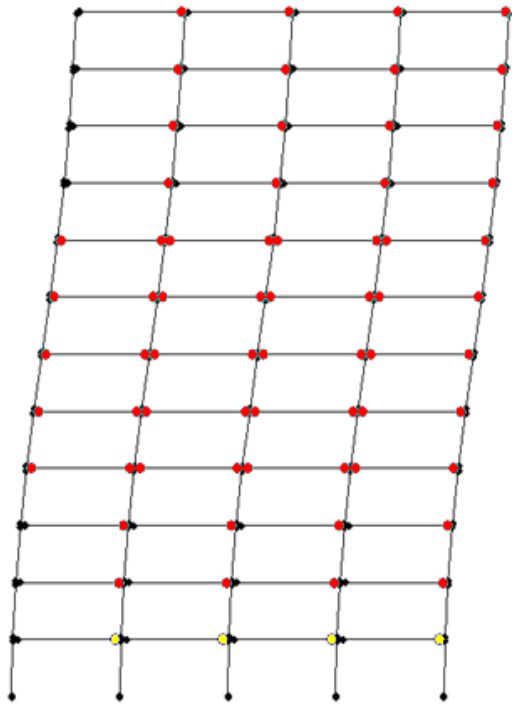
شکل (۶): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۴ طبقه نیرویی



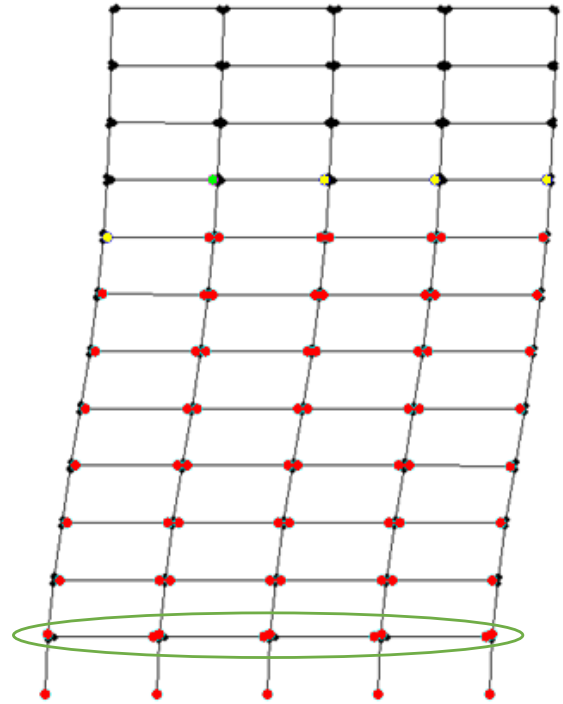
شکل (۹): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۸ طبقه عملکردی



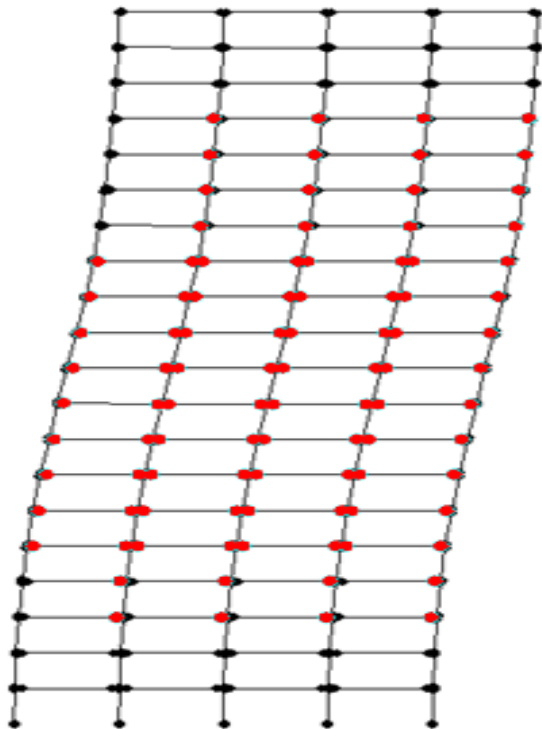
شکل (۸): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۸ طبقه نیرویی



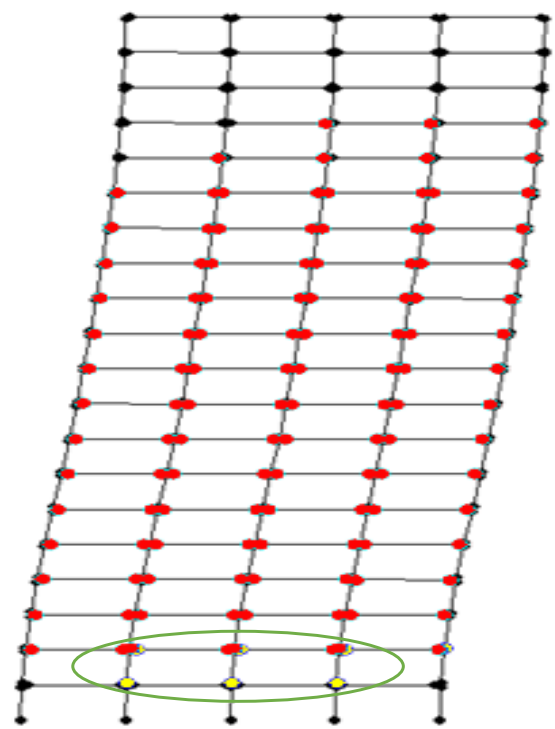
شکل (۱۱): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۱۲ طبقه عملکردی



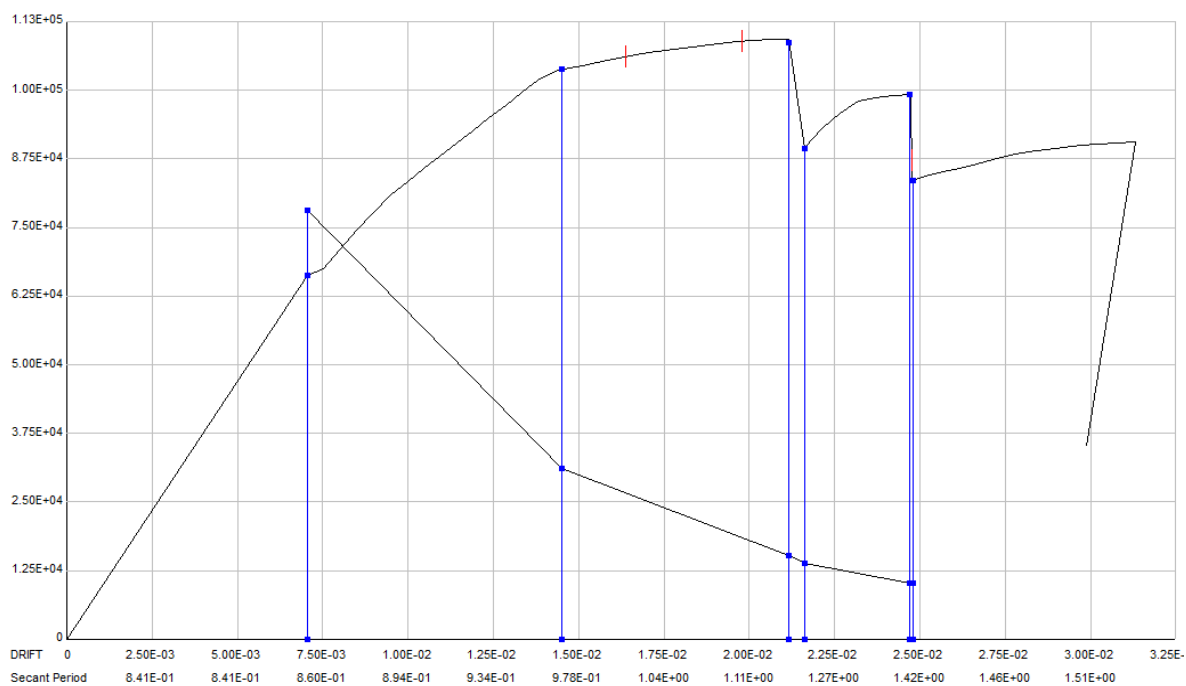
شکل (۱۰): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۱۲ طبقه نیرویی



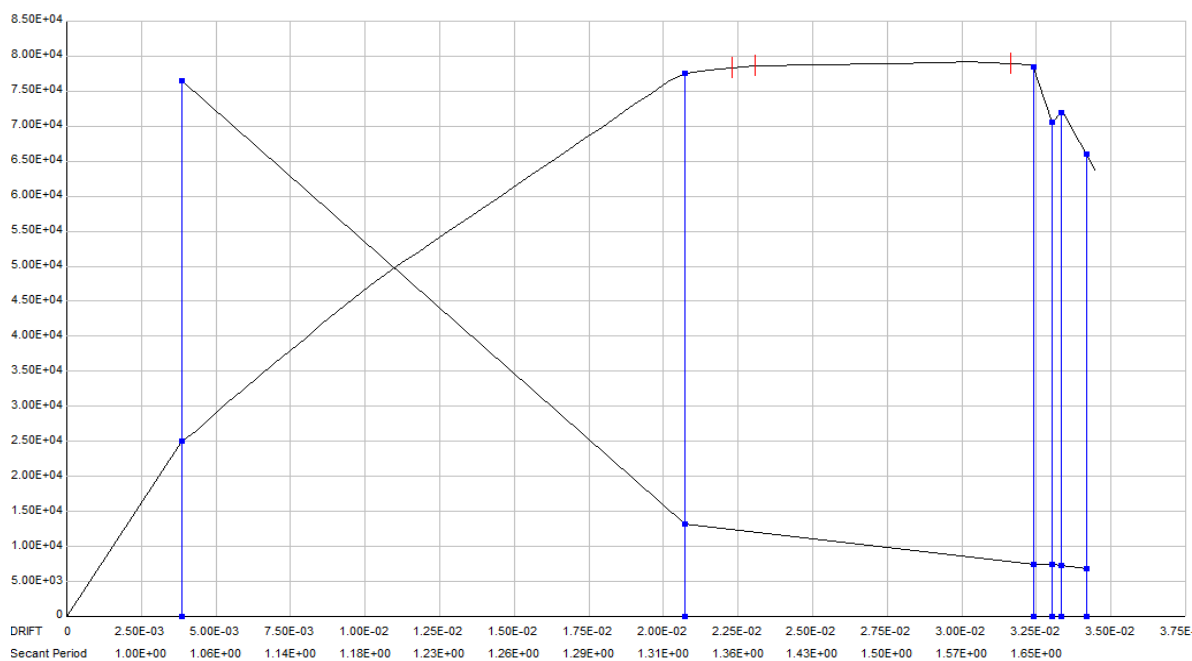
شکل (۱۳): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۲۰ طبقه عملکردی



شکل (۱۲): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۲۰ طبقه نیرویی



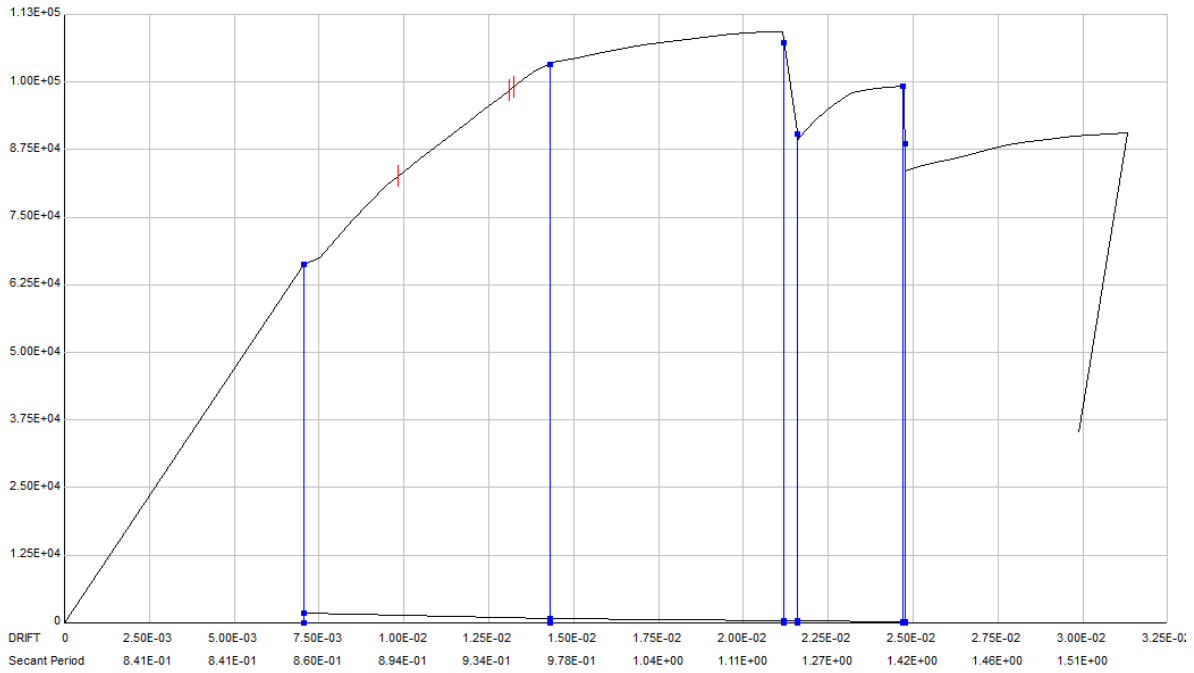
الف) نیرویی



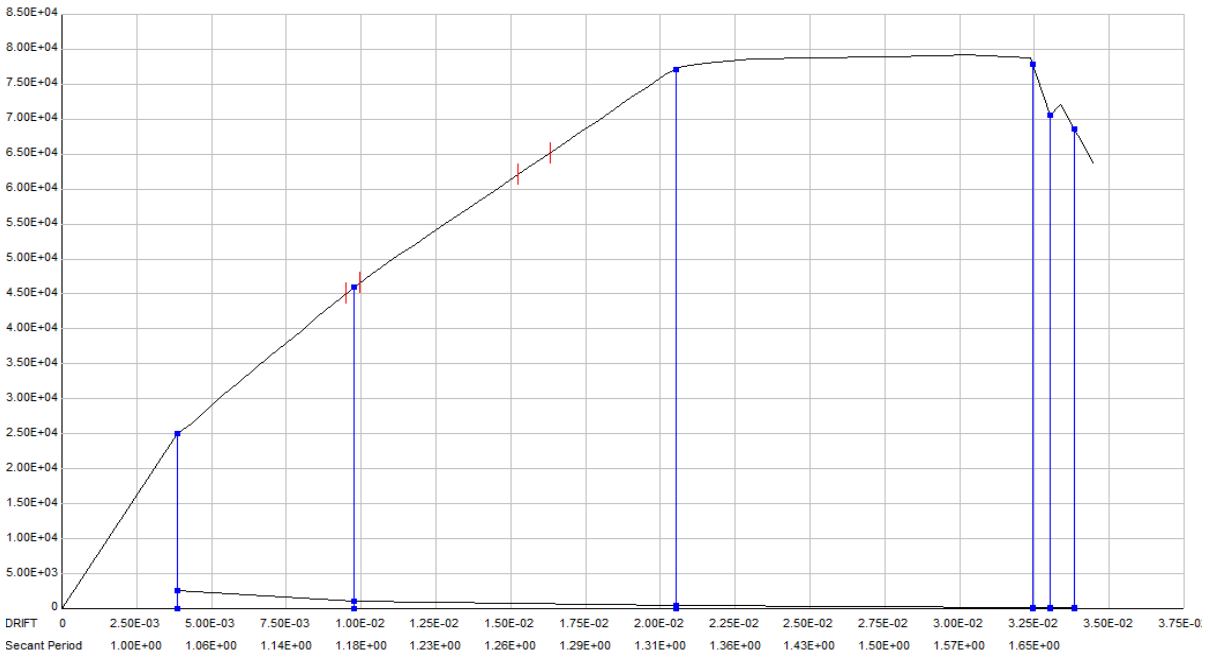
ب) عملکردی

شکل (۱۴): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله طرح ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۴ طبقه



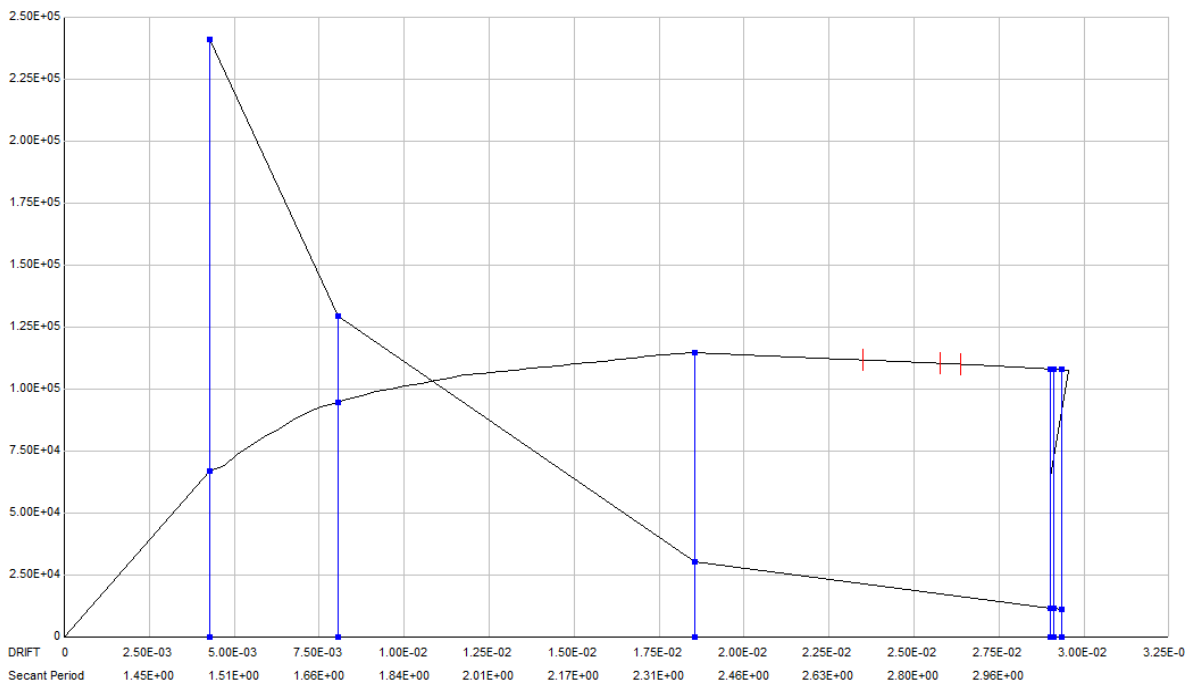


الف) نیرویی

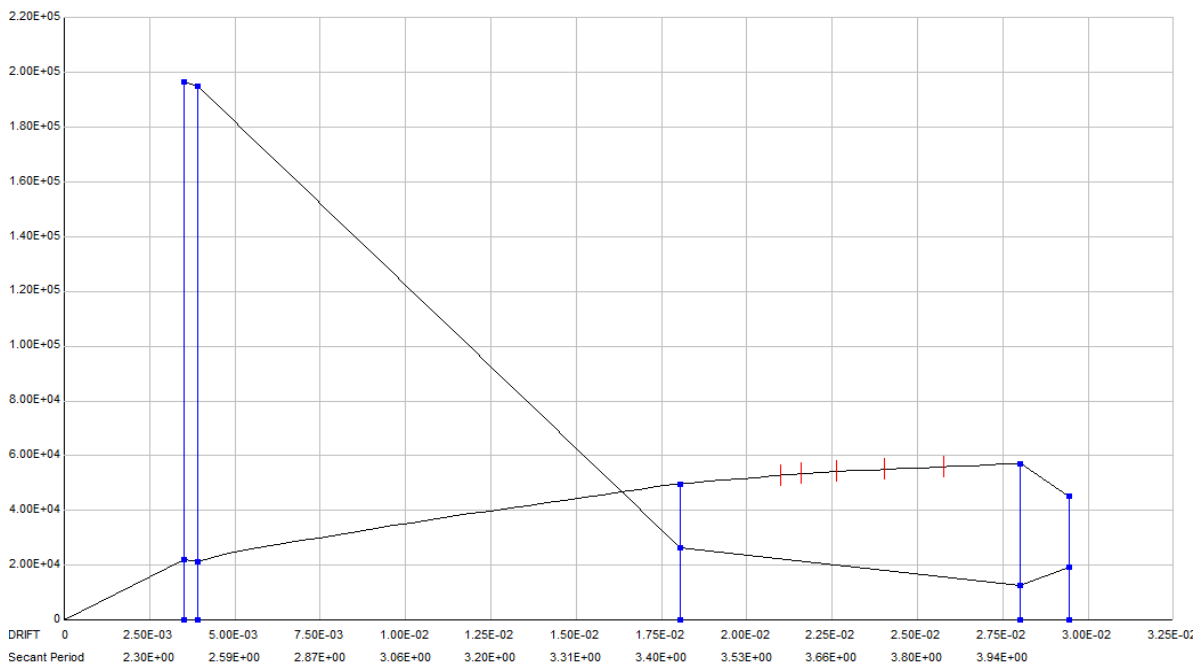


ب) عملکردی

شکل (۱۵): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله سرویس ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۴ طبقه



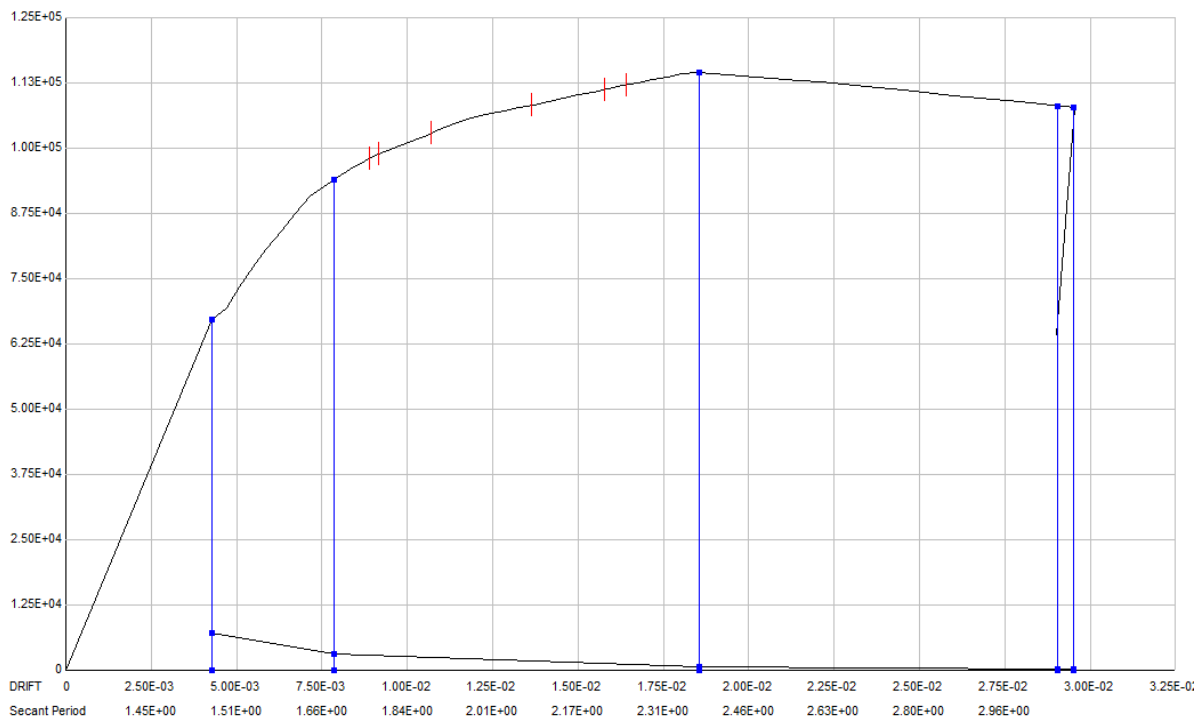
الف) نیرویی



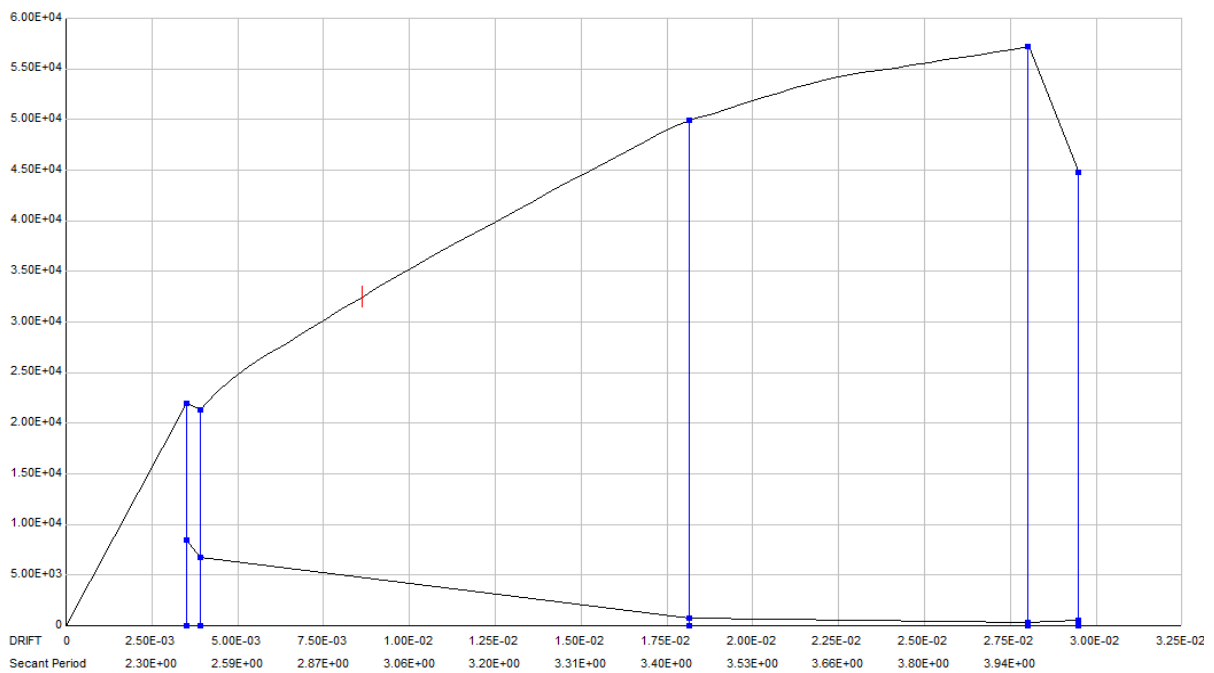
ب) عملکردی

شکل (۱۶): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله طرح ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۸ طبقه



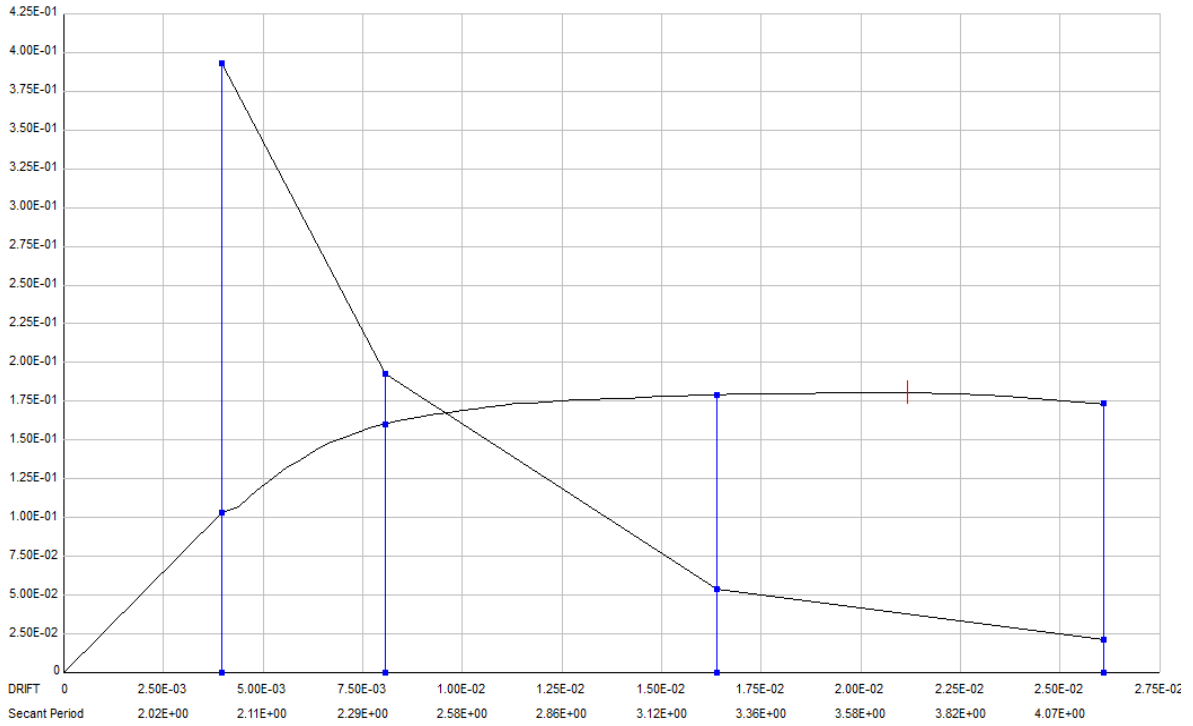


الف) نیرویی

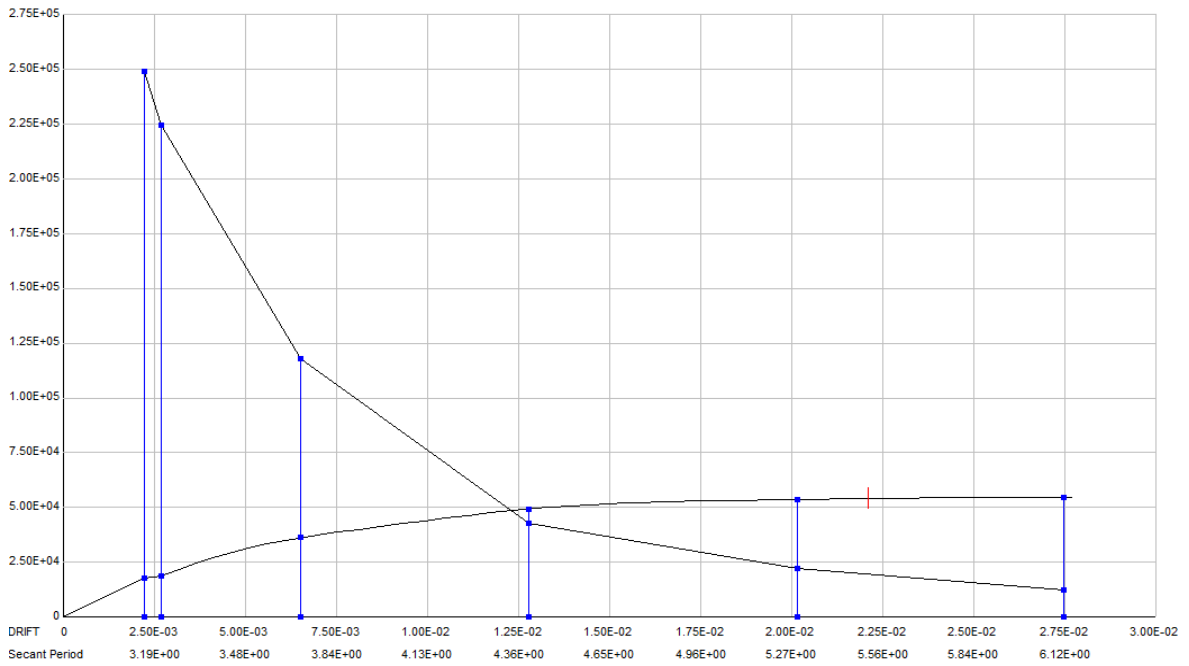


ب) عملکردی

شکل (۱۷): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله سرویس ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۸ طبقه



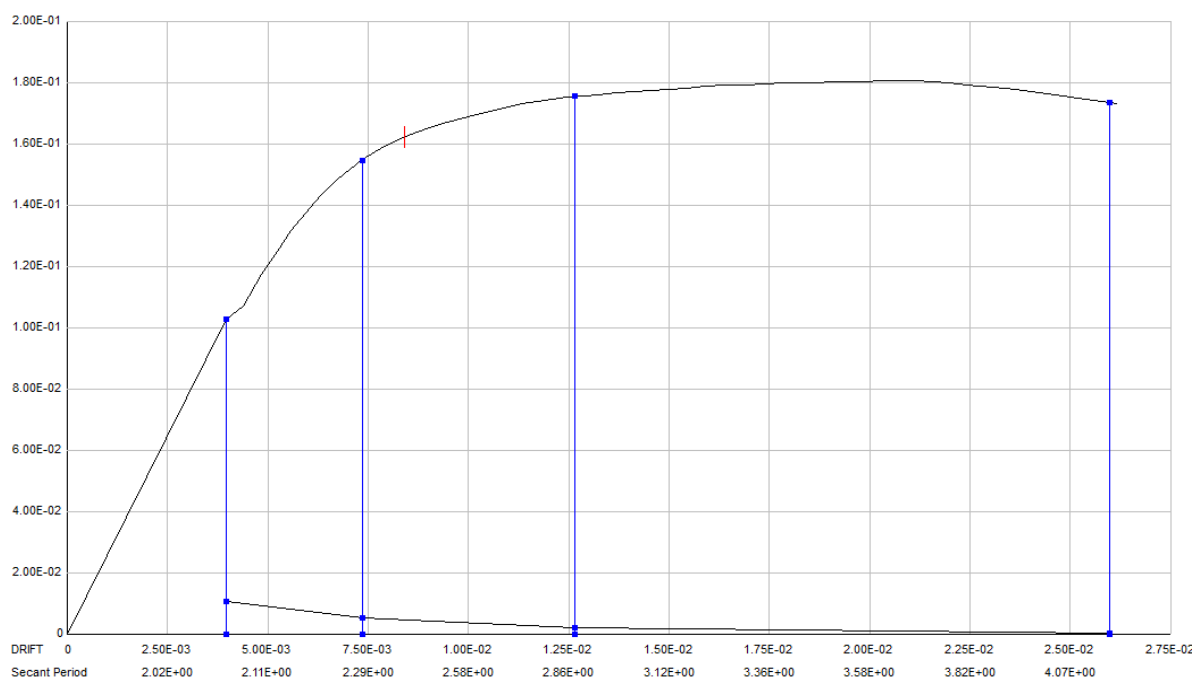
الف) نیرویی



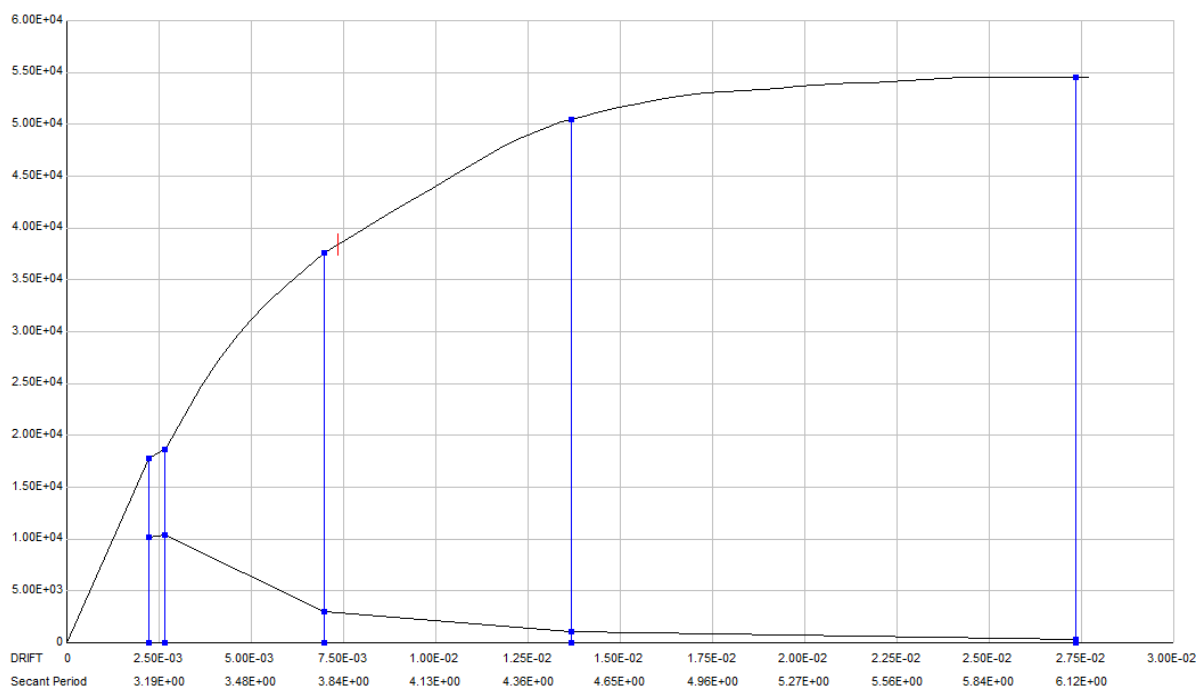
ب) عملکردی

شکل (۱۸): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله طرح ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۱۲ طبقه



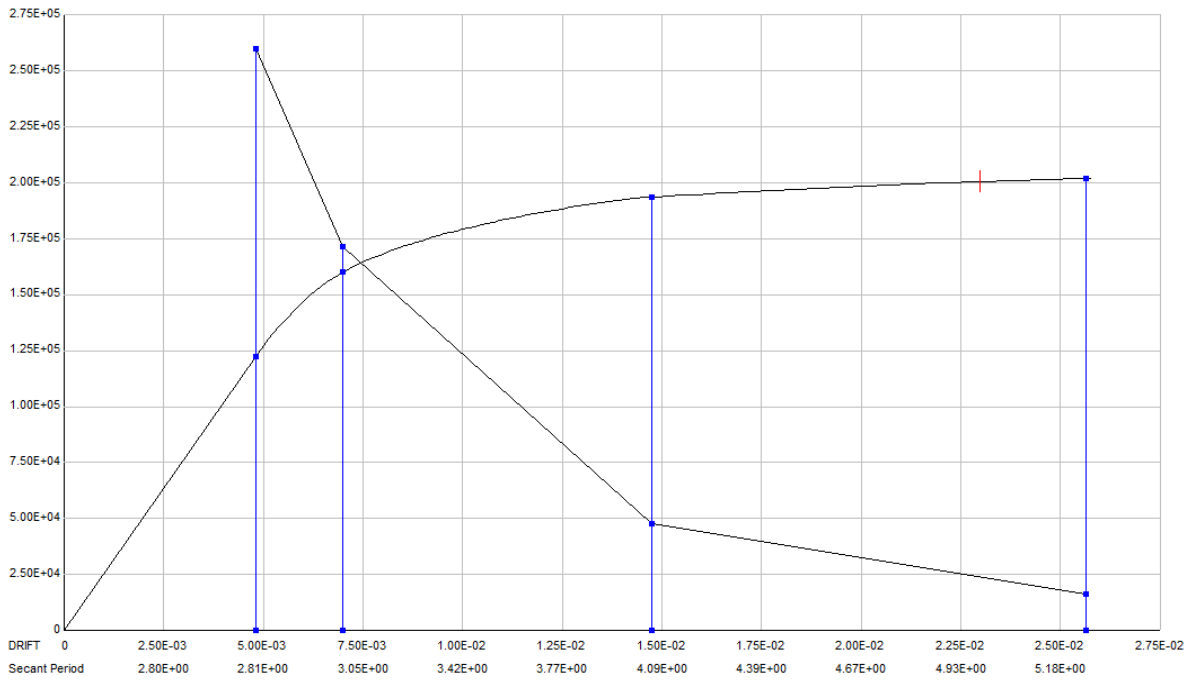


الف) نیرویی

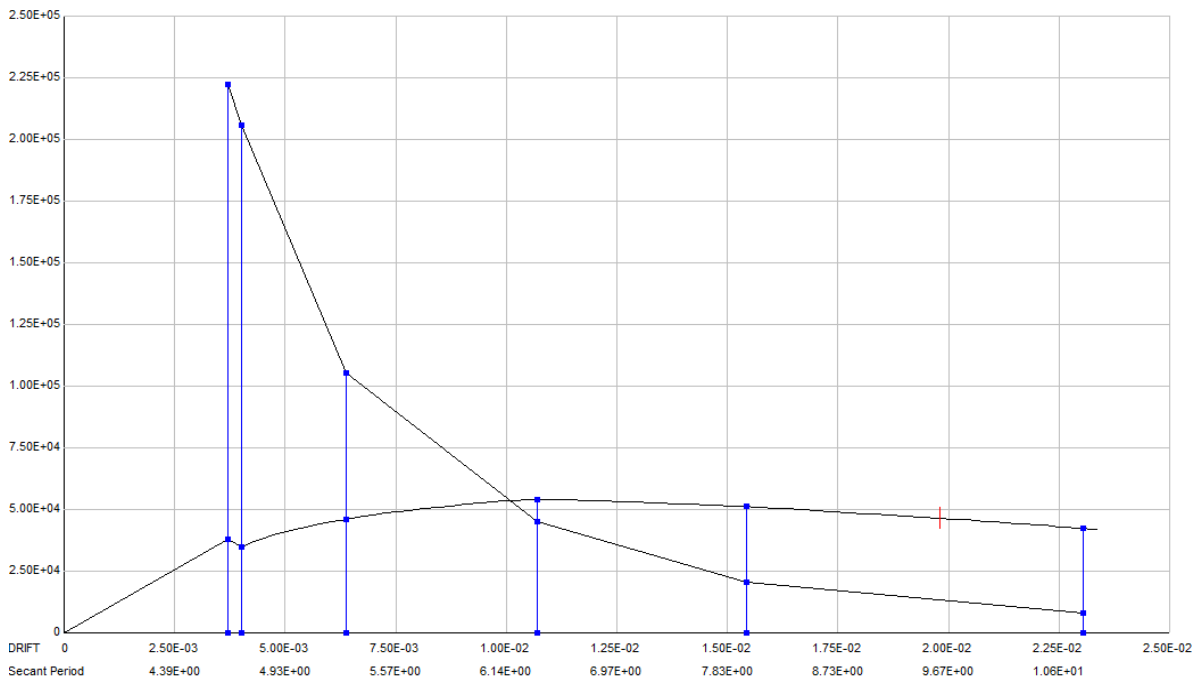


ب) عملکردی

شکل (۱۹): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله سرویس ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۱۲ طبقه



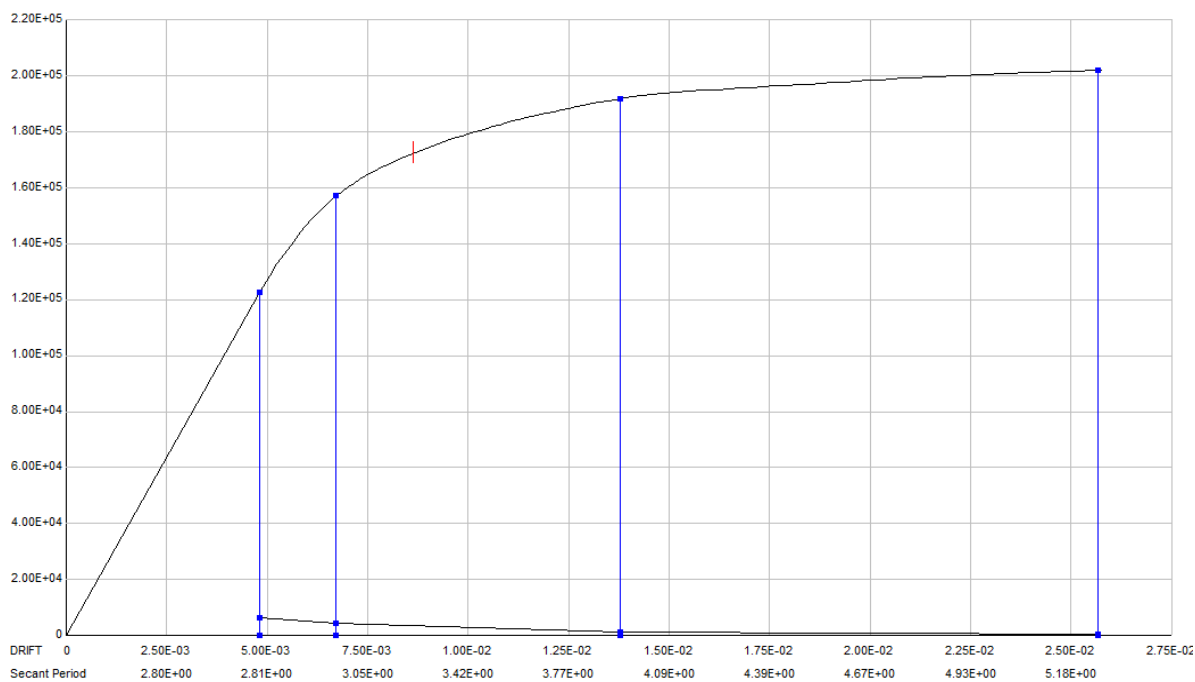
الف) نیرویی



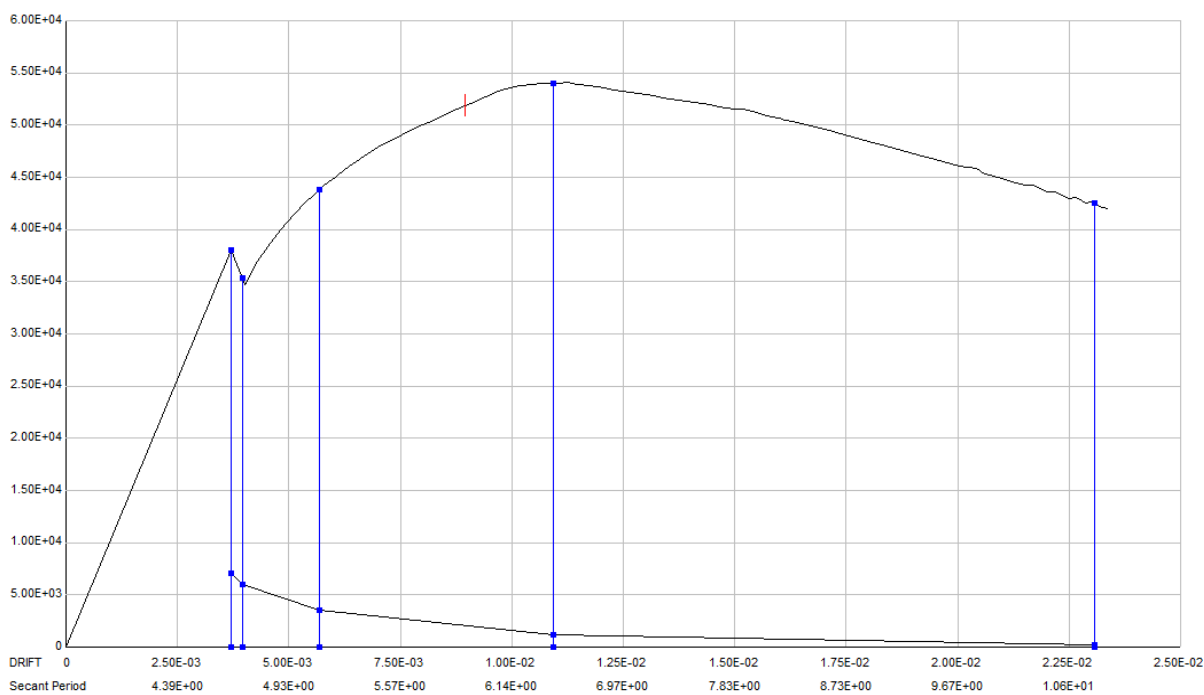
ب) عملکردی

شکل (۲۰): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله طرح ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۲۰ طبقه





الف) نیرویی



ب) عملکردی

شکل (۲۱): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله سرویس ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۲۰ طبقه

جدول (۹): مقدار فولاد مصرفی در قاب های مورد مطالعه و

مقایسه آن در دو روش نیرویی و عملکردی

تعداد طبقات	روش طراحی براساس نیرو	روش طراحی براساس عملکرد	مقدار فولاد عملکردی / مقدار فولاد نیرویی
	کل قاب	کل قاب	
چهار	۱۸۵۵۲۰۰	۱۷۰۱۴۸۰	۰/۹۱۷۱۴۱
هشت	۴۳۶۶۲۰۰	۳۸۰۶۰۴۰	۰/۸۷۱۷۰۵
دوازده	۶۹۹۹۶۰۰	۶۸۶۸۳۲۰	۰/۹۸۱۲۴۵
بیست	۱۵۵۲۲۰۰۰	۱۴۱۷۹۲۰۰	۰/۹۱۳۴۹۱
تعداد طبقات	ستون	ستون	مقدار فولاد عملکردی / مقدار فولاد نیرویی
چهار	۱۲۶۹۶۰۰	۱۱۸۵۰۰۰	۰/۹۳۳۶۵
هشت	۲۹۵۵۰۰۰	۲۸۲۳۰۰۰	۰/۹۵۵۳۳
دوازده	۴۷۳۴۰۰۰	۵۴۲۴۰۰۰	۱/۱۴۵۷۵۴
بیست	۱۰۷۴۰۰۰۰	۱۱۴۸۴۰۰۰	۱/۰۶۹۲۷۴
تعداد طبقات	تیر	تیر	مقدار فولاد عملکردی / مقدار فولاد نیرویی
چهار	۵۸۵۶۰۰	۵۱۶۴۸۰	۰/۸۸۱۹۶۷
هشت	۱۴۱۱۲۰۰	۹۸۳۰۴۰	۰/۶۹۶۵۹۹
دوازده	۲۲۶۵۶۰۰	۱۴۴۴۳۲۰	۰/۶۳۷۵۰
بیست	۴۷۸۲۰۰۰	۲۶۹۵۲۰۰	۰/۵۶۳۶۱۴

#### ۶- نتیجه گیری

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌ها به این نتیجه می‌رسیم که در سازه‌های طراحی شده به روش نیرویی، (۱۲ و ۲۰ طبقه) در ستون‌های طبقات میانی مفصل پلاستیک ایجاد شد، روش آیین‌نامه‌ای مکانیزم تسلیم هدف مورد نظر ما را تامین نمی‌کند، اگرچه قابل ذکر است که در سازه‌های کوتاه (۴ و ۸ طبقه) هیچگونه مفصل پلاستیکی در ستون‌ها به وجود نیامد، اما در حالت کلی می‌توان بدین نکته اشاره کرد که هیچ تضمینی برای برآورده کردن مکانیزم تسلیم هدف در روش نیرویی مخصوصاً در سازه‌های بلند وجود

ندارد. از طرفی دیگر چون سازه‌ها بر مبنای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران طراحی شدند، باید تحت زلزله طرح، ایمنی جانی و تحت زلزله سرویس خدمت رسانی بی‌وقفه را برآورده نمایند. در سازه‌های طراحی شده بر اساس نیرو مشاهده می‌شود که این سازه‌ها سطح عملکرد ایمنی جانی و خدمت رسانی بی‌وقفه را ارضاء می‌کنند. اما سازه‌هایی که با روش عملکردی طراحی شده‌اند، علاوه بر تامین ایمنی جانی و خدمت رسانی بی‌وقفه تحت زلزله طرح و سرویس، مکانیزم تسلیم هدف را نیز ارضاء می‌کنند. بدین معنی که تحت پوش این سازه‌ها با الگوی بار مستطیلی هیچگونه مفاصل پلاستیکی در ستون‌ها ایجاد نمی‌شود؛ این امر بیانگر این نکته می‌باشد که تحت زلزله‌های شدید اگر قرار باشد مفاصلی در سازه بوجود آید، ابتدا در تیرها به وجود می‌آید تا بلکه بتواند انرژی ورودی به سازه را مستهلک نماید، به عبارتی دیگر از تمام ظرفیت سازه برای مقابله با زلزله استفاده می‌شود. اما تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌های میانی، همانطور که در روش نیرویی ملاحظه شد، بیانگر عدم استفاده بهینه از کل ظرفیت جذب انرژی سازه می‌باشد و امکان تخریب سازه قبل از تشکیل مفاصل در تمام تیرها و استفاده از تمام ظرفیت جذب انرژی را تقویت می‌کند. این مزیت، برتری روش عملکردی را نسبت به روش نیرویی نشان می‌دهد؛ به این دلیل که در شرایط لرزه‌ای اگر قرار باشد زلزله‌ای فراتر از زلزله طرح بیاید، در هر صورت مفاصل سازه ابتدا در تیرها تشکیل خواهد شد و از انهدام کلی سازه جلوگیری بعمل می‌آید یا حداقل دیرتر نسبت به سازه طراحی شده بر اساس نیرو منهدم می‌شود. از سویی دیگر از لحاظ اقتصادی همانطور که در جدول ۹ نشان داده شده است، روش عملکردی مرقوم به صرفه‌تر و بهینه‌تر از روش نیرویی می‌باشد که این مزیت می‌تواند به نوبه خود توجه مهندسان را بیش از پیش جلب نماید.

#### ۹- مراجع

[1] FEMA. (2000), "Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.



[2] Housner, G.W. (1956), "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes", Proc. World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, pp. 1-11.

[3] Uang, C.-M. and Bertero, V.V. (1988), "Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-Resistant Design", Report No. UCB/EERC-88/18, Earthquake Engr. Res. Ctr., University of California, Berkeley, CA, USA.

[4] Lee, S.S. and Goel, S.C. (2001), "Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism", Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

[5] Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1982), "Earthquake Spectra and Design", Earthquake Engr. Res. Inst., El Cerrito, CA.

[6] Miranda, E. and Bertero, V.V. (1994), "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", Earthquake Spectra, EERI, Vol. 10, pp. 357-380.

[7] Krawinkler, H. and Nassar, A.A. (1992), "Seismic Design Based on Ductility and Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Building", New York: Elsevier Applied Science.

[8] Akiyama, H. (1985), "Earthquake-Resistant Limit-State Design of Buildings", Japan: University of Tokyo Press.

[9] Chao, S.H. and Goel, S.H. (2006a), "Performance-Based Design of Eccentrically Braced Frames Using Target Drift and Yield Mechanism", AISC Engineering Journal Third quarter, pp. 173-200.

[10] Leelataviwat, s. and Goel, S.C. (1999), "Toward performance-based seismic design of structures", Earthquake Spectra, Vol. 15, pp. 435-461.

[11] Moehle, J.P. and Hooper, J.D. (2008), "Seismic Design of Reinforced Concrete Column Sections.

[۱۲] موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران (۱۳۹۳)، "آیین نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله"، استاندارد ۲۸۰۰.

[۱۳] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمانی ایران (۱۳۹۲)، "مقررات ملی ساختمانی ایران مبحث دهم"، سازه های فولادی.