

چکیده

یکی از روش‌های نوین طراحی سازه‌ها، طراحی بر اساس روش انرژی می‌باشد. در این روش با تعیین انرژی‌های ورودی، کارهای داخلی انجام شده توسط اعضای سازه و تعادل بین آنها تحت یک مکانیسم مطلوب از پیش تعیین شده برش پایه سازه محاسبه و طراحی مجدد سازه انجام می‌شود. انتخاب مکانیسم مطلوب از شروع طراحی و تعیین تغییر مکان هدف و حذف مکانیسم‌های گسیختگی نامطلوب از برتری‌های این روش می‌باشد. در این مقاله به طراحی قاب‌های خمشی بتنی ویژه به روش نیرو بر اساس آیین‌نامه بتن ایران و روش انرژی (مکانیسم تیر ضعیف-ستون قوی) پرداخته شده است. تفاوت اساسی دو روش در محاسبه برش پایه و توزیع آن در ارتفاع سازه می‌باشد. برخلاف روش نیرو که محاسبه برش پایه بیشتر بر ضریب رفتار سازه متکی است، در روش انرژی نیازی به اعمال مستقیم ضریب رفتار نیست. در این مقاله سازه‌های چهار، هفت و دوازده طبقه به روش‌های نیرو طراحی شده و سپس با طراحی مجدد سازه‌ها بر اساس مفاهیم روش انرژی، آنها تحت تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهد در سازه‌های طراحی شده به روش انرژی، جابه‌جایی نسبی طبقات یکنواخت‌تر و تشکیل مفاصل پلاستیک مطلوب‌تر بوده است. همچنین نتایج نشان می‌دهد که در سازه‌های طراحی شده به روش انرژی از تمام ظرفیت سازه برای استهلاک زلزله استفاده شده است.

واژگان کلیدی: روش انرژی، روش نیرو، مکانیسم مطلوب، تیر ضعیف-ستون قوی، استهلاک انرژی.

ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی مسلح طراحی شده با روش‌های نیرو و انرژی

جلال اکبری (نویسنده مسئول)

استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر،
akbari@malayeru.ac.ir

محمد میخی‌دوز

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه آزاد ملایر

۱- مقدمه

زلزله و مقایسه آن با روش‌های آیین‌نامه‌ای پرداختند و با نتایج حاصل به نقاط ضعف و قوت آیین‌نامه‌ها اشاره کردند. یکی از عمده‌ترین مزایای روش انرژی حذف مکانیسم‌های نامطلوب است که باعث افزایش ظرفیت باربری سازه می‌شود. ظرفیت اتلاف انرژی در سازه مستقیماً به تعداد و محل تشکیل مفاصل پلاستیک که در مودهای مختلف ارتعاشی رخ می‌دهد وابسته است. قاب‌های ساختمانی تحت بارهای جانبی ناشی از زلزله مودهای مختلفی را تجربه می‌کنند که ممکن است در هر یک از این مودها فروپاشی رخ دهد. مطابق شکل (۱) به‌طور کلی مودهای شکست سازه را می‌توان به سه دسته مکانیسم موضعی، مکانیسم طبقه نرم و مکانیسم کلی تقسیم کرد [۵].

استفاده از روش تعادل انرژی نخستین بار توسط هاوونر [۱] در سال ۱۹۵۶ و به شکلی ساده تحت عنوان طراحی حالت حدی پیشنهاد شد. او اعتقاد داشت که بخشی از انرژی ورودی زلزله مستهلک و بخشی دیگر به‌صورت انرژی جنبشی و انرژی کرنشی باقی می‌ماند. وی از اختلاف بین انرژی ورودی و انرژی الاستیک برای محاسبه انرژی پلاستیک کرنشی قابل جذب توسط سازه استفاده کرد. در این خصوص علاوه بر هاوونر تلاش‌های بسیاری توسط محققان دیگر صورت گرفته است که می‌توان به آکیاما [۲]، یوانگ و برترو [۳] و لیلانویات و همکاران [۴] اشاره کرد. پس از مطالعات اولیه صورت گرفته توسط دانشمندان مختلف، محققان بسیاری با به‌کار بستن این اصول به بررسی‌های رفتار سازه‌ها در برابر

برابر اتلاف انرژی توسط مفاصل پلاستیک تمامی تیرها و پای ستونهاست. در انتخاب مکانیسم تسلیم اعضای مناسب جهت رسیدن به تسلیم مانند تیرها در قاب‌های خمشی و اعضای نامناسب رسیدن به تسلیم مانند ستونها، تعیین می‌شوند. تحقیقات بسیاری در رابطه با مفهوم تعادل انرژی در سازه انجام شده است. لیکن نکته‌ای که در تمامی آنها قابل تأمل می‌باشد، عدم توجه آنها به مودهای بالاتر و اثرات کاهش رفتار چرخه‌ای سازه و همچنین کمبود تحقیق لازم در سازه‌های بتنی به ویژه در ایران می‌باشد؛ بنابراین در این تحقیق سعی شده در حد امکان با در نظر گرفتن این اثرات به این موضوع پرداخته شود.

۲- تئوری حاکم بر تحقیق

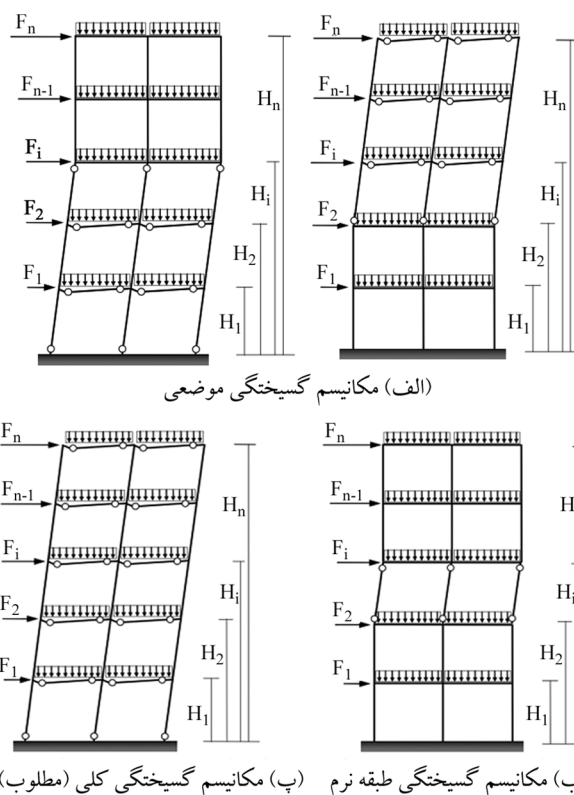
۲-۱- معادله تعادل انرژی

برای سیستم‌های سازه‌ای که تحت اثر حرکت زمین قرار می‌گیرند، تعادل انرژی به صورت یک مسئله ظرفیت-تقاضا قابل فرمول‌بندی کردن است. این امر از این حقیقت ناشی می‌شود که ظرفیت استهلاک انرژی سازه به همراه سختی، مقاومت و شکل‌پذیری سازه برای جذب انرژی ناشی از زمین‌لرزه (تقاضای لرزه‌ای) متعادل شود. معادله تعادل انرژی ارائه شده توسط آکیاما [۲] به صورت رابطه (۱) می‌باشد:

$$\begin{aligned} E_e + E_p + E_\xi &= E_I \\ E_e + E_p &= E_I - E_\xi = E_d \end{aligned} \quad (1)$$

که در آن، E_e انرژی لرزه‌ای الاستیک، E_p انرژی کرنشی غیر الاستیک، E_d انرژی اتلاف شده توسط مکانیسم میرایی و E_I کل انرژی ورودی اعمال شده از سوی زلزله می‌باشد. از آنجا که E_ξ بخشی از انرژی لرزه‌ای ورودی را تلف می‌کند، مطابق رابطه (۱) می‌توان E_d را به صورت $E_I - E_\xi$ تعریف نمود [۵]. مفهوم تعادل انرژی معادل در شکل (۲) ارائه شده است.

همان‌طور که از شکل پیداست، در روش انرژی تقاضای لرزه‌ای به یک سازه (سازه‌های) یک درجه آزادی معادل و ظرفیت لرزه‌ای به سازه واقعی چند درجه آزادی مربوط است. طراحی لرزه‌ای بر اساس انرژی بر این اصل استوار است که کار لازم برای



شکل (۱): مودهای گسیختگی خرابی سازه‌ها.

دو مکانیسم اول به علت سطح پایین تر ظرفیت اتلاف انرژی، شکل‌پذیری و جابه‌جایی نسبی کمتر، مکانیسم‌های نامطلوب به حساب می‌آیند و نیاز است در روند طراحی از آن اجتناب کرد که این امر به سادگی در روش انرژی امکان‌پذیر است. مکانیسم کلی یک مکانیسم مطلوب به حساب می‌آید که در آن می‌توان کنترل و رعایت معیار تیر ضعیف-ستون قوی را مشاهده و تضمین نمود. در این حالت نیاز است که مفاصل پلاستیک در انتهای تمامی تیرها و پای ستونها تشکیل شود که مناسب‌ترین مفاصل پلاستیک را از لحاظ تعداد و محل تشکیل جهت استهلاک انرژی فراهم می‌آورد. با استفاده از مفهوم تعادل انرژی که نیازمند تعیین مکانیسم تسلیم از پیش تعیین شده می‌باشد، قادر خواهیم بود سازه‌ها را طوری طراحی کنیم تا به عملکردی مطلوب و قابل پیش‌بینی در هنگام وقوع زلزله دست یابیم. در واقع انتخاب مکانیسم تسلیم و جابه‌جایی نسبی هدف کلید اصلی فرآیند طراحی به روش انرژی می‌باشد، به طوری که با تعیین تغییر مکان نسبی هدف مقدار کار مورد نیاز برای رسیدن به آن

می‌توان بر اساس پیشنهاد بای از انرژی ورودی n سازه یک درجه آزادی با ضریب مشارکت Γ_n^2 محاسبه نمود. هاوزنر [۱] مقدار انرژی ورودی به سازه را برای یک سیستم کاملاً الاستیک در مورد n ام و یک درجه آزادی به صورت رابطه (۴) تعریف نمود.

$$E_{SDF} = \frac{M_n^* S_{v,n}^2}{2} = \frac{1}{2} \quad (۴)$$

$$M_n^* \left(\frac{S_{v,n}}{W_n} \right)^2 = \frac{1}{2}$$

$$M_n^* \left(\frac{T_n}{2\pi} \cdot S_{a,n} \right)^2$$

که در آن T_n دوره تناوب مد n ام و $S_{a,n}$ شبه شتاب متناظر با آن می‌باشد؛ بنابراین کل انرژی ورودی زلزله E_I تابعی از دو عامل زمان تناوب طبیعی و بردار مودال می‌باشد که مستقیماً از مقدار جرم مؤثر و ضریب مشارکت مودال تعیین می‌گردد. نکته مهم این است که معادله (۴) فقط برای انرژی ورودی لرزه‌ای برای سیستم‌های با پیروید در ناحیه حساس به شتاب معتبر می‌باشد. برای اینکه این رابطه برای همه پیرودها اعتبار داشته باشد باید انرژی ورودی اصلاح شود. برای آنکه بتوان از این معادله در همه پیرودها استفاده کرد، ضریبی توسط لی و گوئل [۶] ارائه شد. آکیاما [۲] نیز ضریب اصلاح انرژی ورودی لرزه‌ای (λ) را به صورت رابطه (۵) ارائه کرد.

$$\lambda = \frac{1}{(1 + 3\xi + 1.2\sqrt{\xi})^2} \quad (۵)$$

که در آن ξ ضریب میرایی می‌باشد. با توجه به روابط فوق، انرژی تقاضای لرزه‌ای به صورت رابطه (۶) نوشته می‌شود.

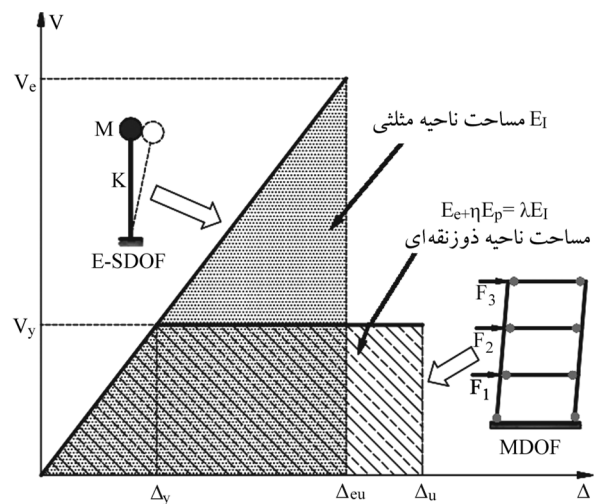
$$E_e + E_p = \lambda E_I \quad (۶)$$

۲-۳- انرژی لرزه‌ای الاستیک و غیر الاستیک

آکیاما [۲] نشان داد که با تبدیل سازه چند درجه آزادی به یک سیستم یک درجه آزادی، انرژی الاستیک لرزه‌ای از رابطه (۷) محاسبه می‌شود.

$$E_e = \frac{1}{2} V_y \Delta_y = \frac{1}{2} V_y \times \frac{V_y}{M W_n^2} = \frac{1}{2} M \left(\frac{T_e}{2\pi} \cdot \frac{V_y}{W} \cdot g \right)^2 \quad (۷)$$

هل دادن سازه تا رسیدن به تغییر مکان هدف برابر با انرژی مستهلک شده توسط مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون‌ها می‌باشد.



شکل (۲): تعادل بین انرژی تقاضا (سازه SDF معادل) و انرژی‌های ظرفیت (سازه MDOF واقعی).

۲-۲- انرژی لرزه‌ای ورودی

در سیستم غیر میرای الاستیک انرژی ورودی تولید شده تماماً تابع پارامتر فرکانس اصلی سازه و یا به عبارتی تابع پیروید طبیعی و جرم سازه است. این در حالی است که در سیستم‌های میرا و دارای سیستم کاهنده هیستریزس، پیرودها مؤلفه‌های اصلی حاکم بر انرژی ورودی هستند [۲]. در سازه‌های چند درجه آزادی تمامی فرکانس‌ها در انرژی تولید شده مشارکت می‌کنند. بای و او [۵] در سال ۲۰۱۲ کل انرژی لرزه‌ای ورودی را به صورت رابطه (۲) ارائه کرد.

$$E_I = \sum_{n=1}^N \Gamma_n^2 \cdot E_{SDF,n} \quad (۲)$$

که در آن $E_{SDF,n}$ انرژی ورودی مود n ام سیستم یک درجه آزادی و Γ_n ضریب مشارکت مودال می‌باشد که از رابطه (۳) محاسبه می‌شود:

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n^*} \quad L_n = \phi_n^T M r \quad M_n^* = \phi_n^T M \phi_n \quad (۳)$$

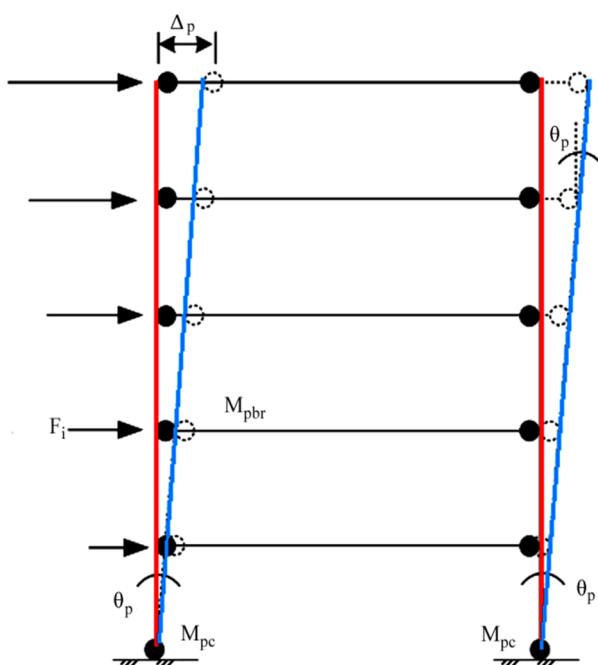
که در آن ϕ_n مود طبیعی فرکانس n ام، M ماتریس جرم سیستم چند درجه آزادی و r بردار تأثیر زلزله می‌باشد. بر اساس رابطه (۳) انرژی لرزه‌ای ورودی سیستم چند درجه آزادی را

این رفتار در شکل (۴) به صورت شماتیک برای سازه‌های بتنی نشان داده شده است.

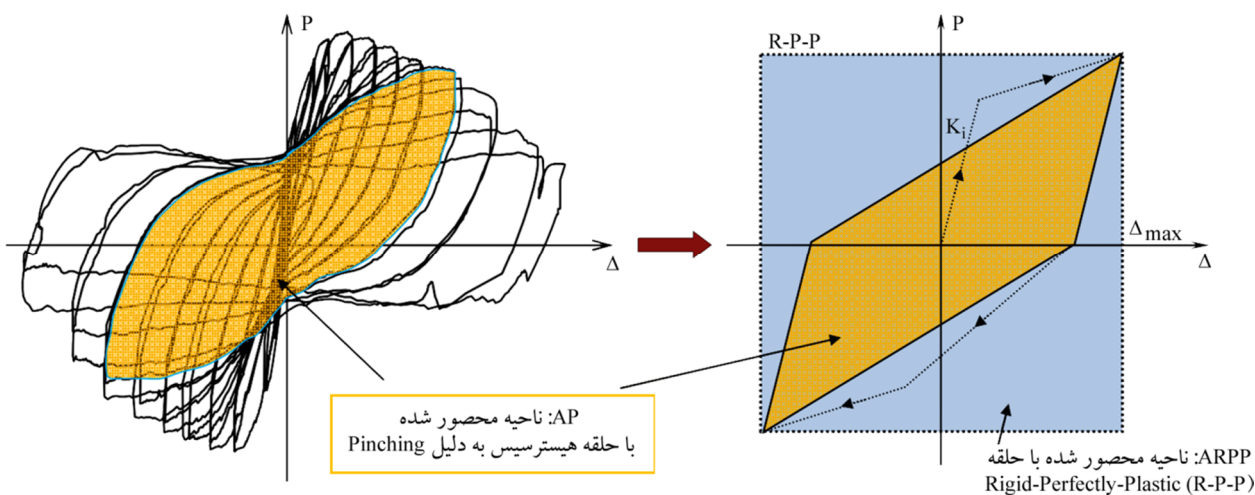
ضریب اصلاح انرژی کرنشی پلاستیک (η) که برای اصلاح ظرفیت اتلاف انرژی در نظر گرفته می‌شود به صورت رابطه (۱۰) تعریف می‌گردد.

$$\eta = \frac{A_p}{A_F} = \frac{A_p}{A_{RPP}} \cdot \left(\frac{A_F}{A_{RPP}} \right)^{-1} \quad (10)$$

همان‌طور که از شکل (۴) مشاهده می‌شود، پارامتر A_p سطح محصور حلقه هیستریزس کاهش یافته و A_{RPP} مساحت ناحیه



شکل (۳): قاب خمشی یک دهانه (نمایش دوران مفصل پلاستیک).



شکل (۴): حلقه‌های هیستریزس کاهش یافته.

که در آن W کل وزن مؤثر لرزه‌ای سازه، T_e دوره تناوب اصلی سازه، V_y برش پایه و M کل جرم سازه می‌باشد. همچنین با جایگذاری روابط (۲) و (۷) در رابطه (۶)، انرژی کرنشی غیرالاستیک به صورت رابطه (۸) نوشته می‌شود.

$$E_p = \lambda E_I - E_e = \lambda \cdot \sum_{n=1}^N \Gamma_n^2 \cdot E_{SDOF} - \frac{M}{2} \left(\frac{T_e}{2\pi} \cdot \frac{V_y}{W} \cdot g \right)^2 \quad (8)$$

برای قاب خمشی یک دهانه n طبقه نشان داده شده در شکل (۳) با انتخاب مکانیسم گسیختگی مطلوب انرژی تلف شده (انرژی کرنشی پلاستیک سازه) توسط مفاصل پلاستیک تشکیل شده از رابطه (۹) محاسبه می‌شود.

$$E_p = \left(\sum_{i=1}^n 2M_{pbi} + 2M_{pc} \right) \theta_p \quad (9)$$

که در آن M_{pbi} لنگر پلاستیک تیر در تراز i ام و M_{pc} لنگر پلاستیک ستون‌ها در تراز زمین می‌باشد.

۲-۴- ضریب اصلاح انرژی کرنشی غیرالاستیک E_p

جنس مصالح و نوع سیستم سازه دو پارامتر مهم و مؤثر در تعیین انرژی کرنشی پلاستیک هستند که می‌توان نقش این دو پارامتر را با نمودار چرخه‌ای سازه بیان کرد. در سیستم‌های با رفتار چرخه‌ای کاهنده مانند سازه‌های بتنی نمودار هیستریزس با باریک‌شدگی و در نتیجه کاهش سختی و مقاومت همراه خواهد بود.

جدول (۱): مقادیر ضریب c برای اصلاح انرژی کرنشی پلاستیک.

Small Takeda	Large Takeda	مدل رفتاری بتن
0.90-0.40 T_{eff}	1.15-0.50 T_{eff}	$T_{eff} < 1sec$
0.50	0.65	$T_{eff} \geq 1sec$

با توجه به شکل (۵) مدل رفتاری تاکدای کوچک برای رفتار ستون‌های بتنی با پارامترهای $\alpha = 0.5$, $\beta = 1.0$ و مدل رفتاری تاکدای بزرگ برای رفتار تیرهای بتنی با مقادیر پارامتری $\alpha = 0.0$, $\beta = 0.6$ می‌باشد؛ بنابراین، مفهوم تعادل انرژی اصلاح شده در روش مورد استفاده به صورت رابطه نهایی (۱۳) می‌باشد.

$$E_e + \eta E_p = \lambda E_I \quad (13)$$

۲-۵- برش پایه طراحی سازه

با استفاده از رابطه (۲) و روابط (۶) تا (۸) یک معادله درجه دوم برحسب برش پایه مطابق رابطه (۱۴) به دست می‌آید.

$$\frac{M}{2} \cdot \left(\frac{T_e}{2\pi} \cdot \frac{g}{w} \right)^2 V_y^2 - \left(\sum_{n=1}^N \mu_n h_n \right) \theta_p \eta V_y - \left(\lambda \cdot \sum_{n=1}^N \Gamma^2 \cdot E_{SDOF,n} \right) = 0 \quad (14)$$

که در آن $\mu_n = F_n / V_y$ می‌باشد که نسبت نیروی جانبی توزیع شده در تراز طبقات به برش پایه سازه می‌باشد. اکنون با حل معادله درجه دوم و با تعریف پارامترهای ساده کننده α و h^* به صورت رابطه (۱۵) داریم.

$$\alpha = \frac{4w\pi^2 h^* \theta_p}{T_e^2 \cdot g}, \quad h^* = \left(\sum_{n=1}^N \mu_n h_n \right) \quad (15)$$

برش پایه بر اساس مفاهیم انرژی به صورت رابطه (۱۶) نوشته می‌شود.

$$V_y = -\eta\alpha + \sqrt{(\eta\alpha)^2 + \frac{2\gamma^* \cdot E_I}{h^* \theta_p}} \quad (16)$$

از آنجاکه در این تحقیق اثرات کاهش‌دهنده رفتار چرخه‌ای مد نظر می‌باشد، بر اساس پیشنهاد FEMA 440 [۸] برای اعمال این اثرات، ضریبی به نام C_2 در مقدار تغییر مکان هدف ضرب می‌شود. این تغییر مکان هدف از FEMA-356 [۹] به دست می‌آید. نتایج نشان می‌دهد، جابه‌جایی هدف در بام در سیستم‌های دارای رفتار کاهنده بیش از مقدار آن در سیستم‌های دارای رفتار

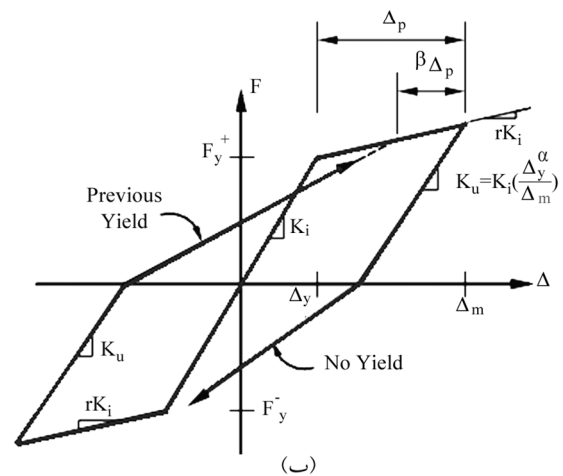
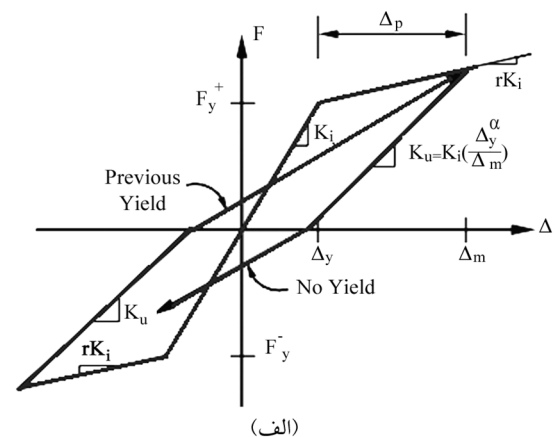
پلاستیک کامل است. در صورتی که $\mu = \Delta_{max} / \Delta_y$ (ضریب شکل پذیری) باشد و r نسبت سختی شیب دوم معرفی شود، نسبت A_F / A_{Rpp} در رابطه (۱۰) به صورت رابطه (۱۱) خواهد بود. در این تحقیق با توجه به مدل رفتاری استفاده شده، مقدار ضریب r صفر در نظر گرفته شده است.

$$\frac{A_F}{A_{Rpp}} = \frac{(\mu-1)(1-r)}{\mu(1+r\mu-r)} \quad (11)$$

با توجه به نوع نمودار هیستریزس دائوری و همکاران [۷] رابطه‌ای که برای در نظر گرفتن ضریب اصلاح انرژی کرنشی یا η مورد نیاز است، به صورت رابطه (۱۲) می‌باشد.

$$\eta = \frac{1+r(\mu-1)}{2(1-r)} \cdot c \quad (12)$$

که در آن c پارامتری است که تابع نوع مدل چرخه‌ای و پیوند مؤثر سازه می‌باشد و از شکل (۵) و جدول (۱) برای اعضای بتنی قابل استخراج است.



شکل (۵): مقادیر ضریب c برای اصلاح انرژی کرنشی پلاستیک.

۲-۸- توزیع نیروی برش پایه

توزیع نیروی جانبی در روش نیرو ناشی از شتاب اعمالی زلزله بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان از رابطه (۱۹) محاسبه می‌شود.

$$F_i = (V - F_i) W_i h_i / \left(\sum_{j=1}^n W_j h_j \right) \quad (19)$$

برای نیروی جانبی به روش انرژی چائو و همکاران [۱۲] در سال ۲۰۰۷ در تحقیقی به بازنگری در این خصوص پرداخته‌اند که با انجام تحلیل‌های غیرخطی توزیع جدیدتری که مبنای آن حالت غیر الاستیک سازه می‌باشد، پیشنهاد می‌کند و به صورت روابط (۲۰) و (۲۱) می‌باشد.

$$F_i = C'_{vi} \cdot V : \quad (20)$$

$$C'_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) (W_n h_n / \sum_{j=1}^n W_j h_j)^{\alpha T^{-0.2}}$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left(\sum_{j=1}^n W_j h_j / W_n h_n \right)^{\alpha T^{-0.2}} : i = n, \beta_{n+1} = 0 \quad (21)$$

که در آن β_i ضریب توزیع برش در تراز i ام می‌باشد. V_n و V_i به ترتیب برش در تراز i ام و در بالای تراز n ام، W_j وزن طبقه i ام که در زلزله مشارکت می‌کند، W_n وزن در بالای تراز n ام و h_n ارتفاع تراز n ام می‌باشد. مقدار پارامتر α در ابتدا توسط لی و گوئل [۱۳] برابر ۰/۵ پیشنهاد شد لیکن در سال‌های بعد و با انجام تحلیل‌های خطی بیشتر به ۰/۷۵ افزایش یافت. گام‌های اساسی تعیین برش پایه و نیروی جانبی بر اساس روش انرژی به صورت زیر می‌باشد.

۱. تعیین پارامترهای دوره تناوب T ، دوران تسلیم θ_y و دوران نهایی سازه θ_p ؛

۲. محاسبه پارامترهای مورد نیاز روش انرژی مانند R_{μ} و γ^* از شکل (۶)؛

۳. محاسبه پارامترهای α و h^* از رابطه (۱۵)؛

۴. محاسبه برش پایه از رابطه (۱۶)؛

۵. محاسبه نیروی جانبی طبقات از روابط (۲۰) و (۲۱)

چرخه‌ای ثابت در محدوده‌ی پیوندهای کم می‌باشد. مقادیر اصلاح تغییر مکان‌های هدف از روابط زیر محاسبه خواهد شد.

$$\mu_s^* = \frac{\mu_s}{C_2}, \quad \mu_s = \frac{\theta_u}{\theta_y}; \quad \gamma^* = \frac{2\mu_s^* - 1}{(R_{\mu}^*)^2} \quad (17)$$

با توجه به شکل‌پذیری سازه و ضریب رفتار، مقادیر ضریب C_2 از جدول (۲) به دست می‌آید.

جدول (۲): ضریب C_2 اصلاح تغییر مکان هدف بر اساس ضریب رفتار پیوند سازه.

$T \geq 0.8$	$0.4 \leq T < 0.8$	$0.2 \leq T < 0.4$	
1.1308-0.077T	1.1308-0.077T	3.80-6.50T	R=2.0
1.136-0.045T	1.90-T	4.5-7.50T	R=3.0-6.0

هرچند این جدول برای ضرایب رفتار بزرگ‌تر از ۶ مسکوت می‌باشد، لیکن در این تحقیق برای ضریب رفتار ۱۰ از ردیف دوم استفاده شده است.

در رابطه (۱۷) θ_y یا تعیین دوران تسلیم بر اساس رابطه‌ی پیشنهادی پااولی و پریستلی [۱۱] به صورت رابطه $\theta_y = \varepsilon_y l_b / 2h_b$ می‌باشد. ε_y کرنش مصالح بتنی، l_b طول تیر و h_b ارتفاع تیر می‌باشد. پس از تعیین دوران تسلیم و دوران هدف θ_p ، چرخش پلاستیک عضو یا θ_p به صورت $\theta_p = \theta_u - \theta_y$ محاسبه می‌شود.

۲-۷- اثر $P-\Delta$ در محاسبه برش پایه

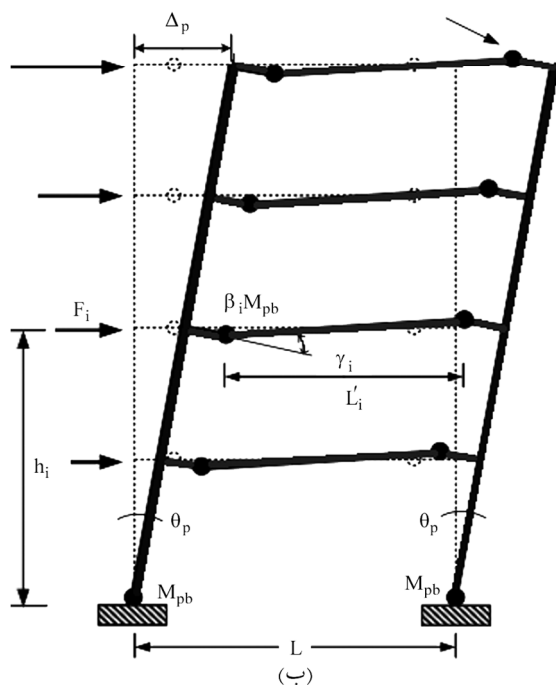
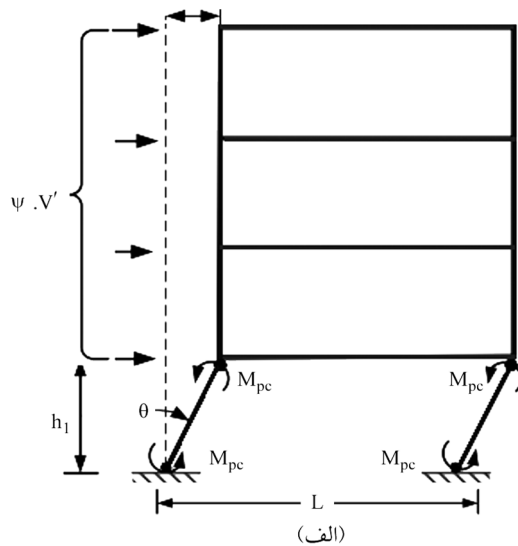
در رابطه‌ی برش پایه‌ی محاسبه شده به روش انرژی، اثر $P-\Delta$ لحاظ نشده است. این در حالی است که هنگامی که بارهای جانبی باعث جابه‌جایی سازه می‌شوند بارهای ثقلی نیز در این جابه‌جایی مشارکت می‌کنند و بر مقدار آن می‌افزایند. برای اعمال اثر $P-\Delta$ می‌توان با اضافه کردن مقدار آن به بارهای جانبی مانند رابطه (۱۷) عمل کرد.

$$F_i^P = F_i + \Delta F_i = \mu_i V_y + W_i \theta_u \quad (18)$$

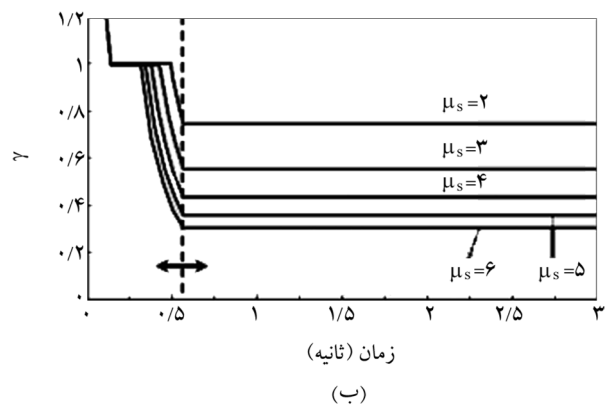
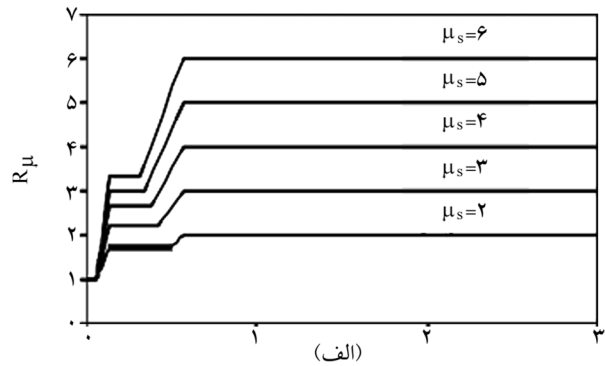
که در آن ΔF_i بار جانبی اضافی ناشی از بارهای ثقلی، F_i نیروی زلزله در تراز i ام W_i وزن تراز طبقه، θ_u زاویه چرخش طبقه و μ_i نسبت نیروی جانبی توزیع شده در تراز طبقات به برش پایه می‌باشد.

می‌باشد. در رابطه (۲۲) با داشتن پارامترهای F_i, h_i, β_i مجهولات M_{pc}, M_{pb} ظرفیت خمشی تیر و ستون قابل محاسبه خواهند بود. با فرض مقدار مناسبی برای M_{pb} ، مقدار لنگر پلاستیک تیر M_{pb} با حل معادله (۲۲) قابل محاسبه می‌باشد.

تیرها در قاب‌های خمشی، اعضای شکل‌پذیر سازه محسوب می‌شوند و تشکیل مفصل پلاستیک در آنها در اولویت است. ظرفیت خمشی مورد نیاز این تیرها بر اساس معادله رابطه (۲۳) تعیین می‌شود.



شکل (۷): (الف) وقوع مکانیسم نامطلوب طبقه نرم و (ب) وقوع مکانیسم مطلوب در یک قاب.



شکل (۶): مقادیر ضرب γ^* برای محاسبه برش پایه به روش انرژی [۱۰].

۹-۲- طراحی تیرها به روش انرژی

برای قاب‌های خمشی برای اطمینان از ایجاد مکانیسم تسلیم

مطلوب، تیرها به‌عنوان اعضای تسلیم‌شونده طراحی می‌شوند.

با به‌کارگیری تعادل کار خارجی و کار داخلی ظرفیت خمشی

تیرها قابل محاسبه است. مطابق شکل (۷) در سمت چپ با اعمال

یک دوران (θ) در پای ستون‌ها، کاری که نیروی خارجی در

تراز آ‌م انجام می‌دهد برابر با $F_i h_i \theta$ می‌باشد، همچنین کار داخلی

انجام شده در هر مفصل پلاستیک در تیرها برابر با $\beta_i M_{pb} \gamma_i$ و کار

داخلی در هر مفصل پلاستیک در پای ستون برابر با $M_{pb} \theta$

می‌باشد که با مساوی قرار دادن کارهای خارجی و داخلی انجام

شده، ظرفیت مورد نیاز تیرها قابل محاسبه خواهد بود.

$$\sum F_i h_i \theta = 2M_{pc} \theta + \sum (2\beta_i M_{pb}) \gamma_i \quad (22)$$

که در آن نیروی تراز آ‌م، h_i ارتفاع تیر تراز آ‌م از پای ستون،

θ زاویه دوران کوچک گسیختگی، M_{pb} و $\beta_i M_{pb}$ به ترتیب

مقاومت خمشی تیر در بام و تراز آ‌م می‌باشد، همچنین مورد نیاز

ستون‌ها و تیرها می‌باشد. γ_i زاویه دوران تیر و برابر با $(L/L)\theta$

ستون‌ها در تراز پی به ظرفیت خود (M_{pc}) رسیده‌اند. لنگر ایجاد شده در مفصل پلاستیک با در نظر گرفتن کرنش سختی، از حاصل ضرب لنگر اسمی در ضریب اضافه مقاومت (ξ) که اثرات اضافه مقاومت را لحاظ می‌کند، محاسبه می‌شود. در این تحقیق ضریب مقدار ξ بر اساس آیین‌نامه (ACI 318) برابر $1/25$ در نظر گرفته شده است [۱۵]؛ بنابراین در مراحل طراحی سازه بر اساس روش انرژی $M_{pb} = 1.25M_{pb}$ در نظر گرفته می‌شود. در شکل (۸) دیاگرام آزاد ستون‌های داخلی و خارجی برای محاسبه نیروهای جانبی آنها ارائه شده است.

نیروی برشی ستون‌ها و مقادیر نیروهای جانبی با توجه به تعادل نیروها بر اساس شکل (۸) در روابط (۲۴) و (۲۵) ارائه شده است.

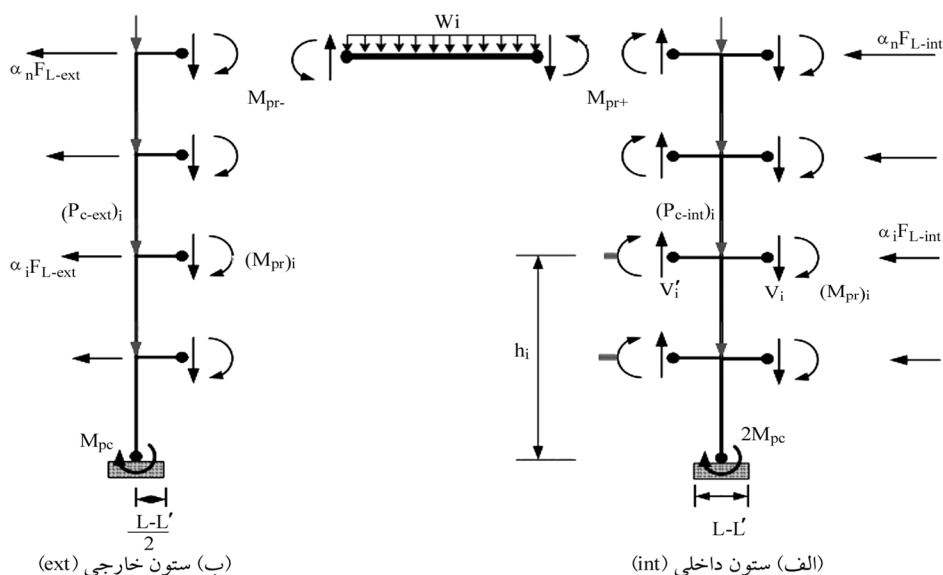
$$V_i = (|M_{pr-}|_i + |M_{pr+}|_i) / L' + W_i L' / 2 \quad (24)$$

$$V'_i = (|M_{pr-}|_i + |M_{pr+}|_i) / L' - W_i L' / 2$$

$$F_{L-ext} = \left(\sum_{i=1}^n (M_{pr-})_i + \sum_{i=1}^n V_i \left(\frac{L-L'}{2} \right) + M_{pc} \right) / \sum_{i=1}^n \alpha_i h_i \quad (25)$$

$$F_{L-int} = \left(\sum_{i=1}^n |M_{pr-}|_i + |M_{pr+}|_i \right) +$$

$$\sum_{i=1}^n V_i \left(\frac{L-L'}{2} \right) + M_{pc} / \sum_{i=1}^n \alpha_i h_i$$



شکل (۸): دیاگرام آزاد ستون‌های داخلی و خارجی برای تعیین تلاش‌ها.

$$M_{pb} = \frac{\sum F_i h_i - 2M_{pc}}{(1+x) \cdot \sum \beta_i (L/L')} \quad (23)$$

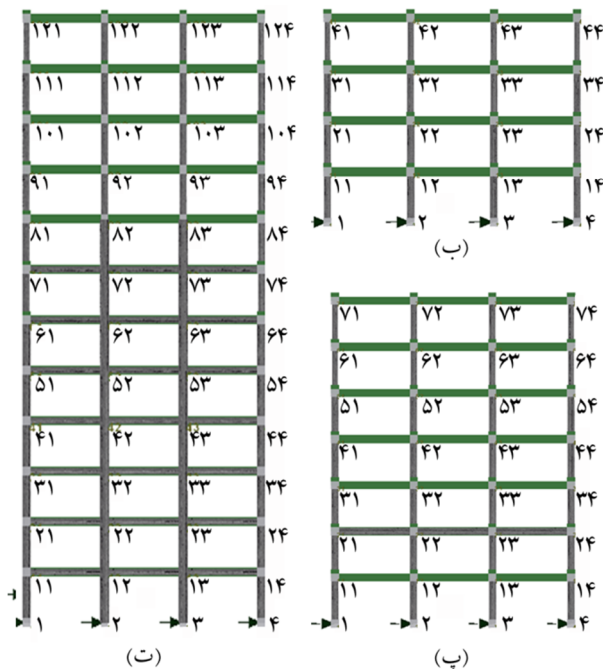
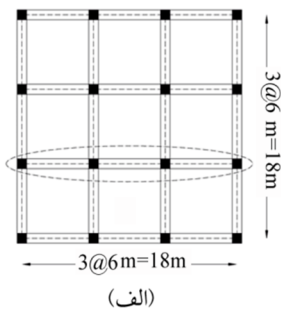
که در رابطه فوق $x = M_{pb-} / M_{pb+}$ می‌باشد؛ که در آن M_{pb} لنگر مقاوم تیر برای آرماتورهای فشاری و M_{pb+} لنگر مقاوم تیر برای آرماتورهای کششی است. مقدار M_{pc} بر اساس جلوگیری از وقوع مکانیسم طبقه نرم و با توجه به شکل (۷) در سمت راست محاسبه می‌شود. در صورتی که در ابتدا و انتهای ستون‌های طبقه اول مفصل پلاستیک تشکیل گردد، معادله مکانیسم ایجاد شده به صورت $M_{pc} = \psi V' h_i / 4$ می‌باشد؛ که در آن V' برش پایه برای قاب یک دهانه است و پارامتر ψ برای سازه‌های کوتاه تا متوسط و بلند به ترتیب برابر $1/1$ تا $1/5$ در نظر گرفته می‌شود [۱۴].

۱۰-۲- طراحی ستون‌ها به روش انرژی

در قاب‌های خمشی برای اطمینان از اینکه قاعده تیر ضعیف ستون قوی رخ داده و تسلیم‌شدگی در ستون‌ها رخ ندهد، ستون‌ها با در نظر گرفتن اثرات کرنش سختی و اضافه مقاومت تیرها طراحی می‌شوند. برای نیل به این هدف، ستون‌ها با حداکثر نیروهای مورد انتظار در حالت حدی طراحی می‌شوند. برای اطمینان از تشکیل مکانیسم تیر ضعیف-ستون قوی، ستون‌ها باید برای حداکثر نیروی مورد انتظار با اعمال اثرات اضافه مقاومت در مفاصل پلاستیک تیر طراحی گردد. لیکن فرض می‌شود که

تعیین طرح اولیه با توجه به مشخصات هندسی مقاطع پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه برش پایه جدید مطابق مقادیر جدول (۳) محاسبه می‌گردد.

در تعیین جابه‌جایی هدف از روش تحلیل استاتیکی معادل مطابق نشریه ۳۶۰ استفاده شده است [۱۸]. نتایج حاصل از محاسبات برش پایه به روش نیرو و انرژی در شکل (۱۰) ارائه شده است.



شکل (۹): (الف) پلان قاب‌های مورد مطالعه، (ب) قاب مورد مطالعه سازه ۴ طبقه، (پ) قاب مورد مطالعه سازه ۷ طبقه، (ت) قاب مورد مطالعه سازه ۱۲ طبقه.

جدول (۳): پارامترهای مورد نیاز قاب‌ها برای طراحی به روش انرژی.

V_y (kN)	α	θ_p (rad)	θ_u (rad)	θ_y (rad)	T_e (sec)	T_3 (sec)	T_2 (sec)	T_1 (sec)	تعداد طبقات
۵۷/۱	۴۷۸/۷	۰/۰۱۰۵	۰/۰۱۵۵	۰/۰۰۵	۰/۵۱	۰/۲۰	۰/۴۱	۱/۱۶	۴
۵۵/۵	۶۹۰/۷	۰/۰۱۱	۰/۰۱۶	۰/۰۰۵	۰/۷۷	۰/۳۲	۰/۵۵	۱/۵۵	۷
۷۱/۷	۸۹۳/۹	۰/۰۱۳	۰/۰۱۸	۰/۰۰۵	۱/۱۵	۰/۴۵	۰/۷۸	۲/۱۰	۱۲

در رابطه (۲۵) مقدار عددی ضریب α از رابطه (۲۶) محاسبه می‌شود.

$$\alpha_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) / \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) \quad (26)$$

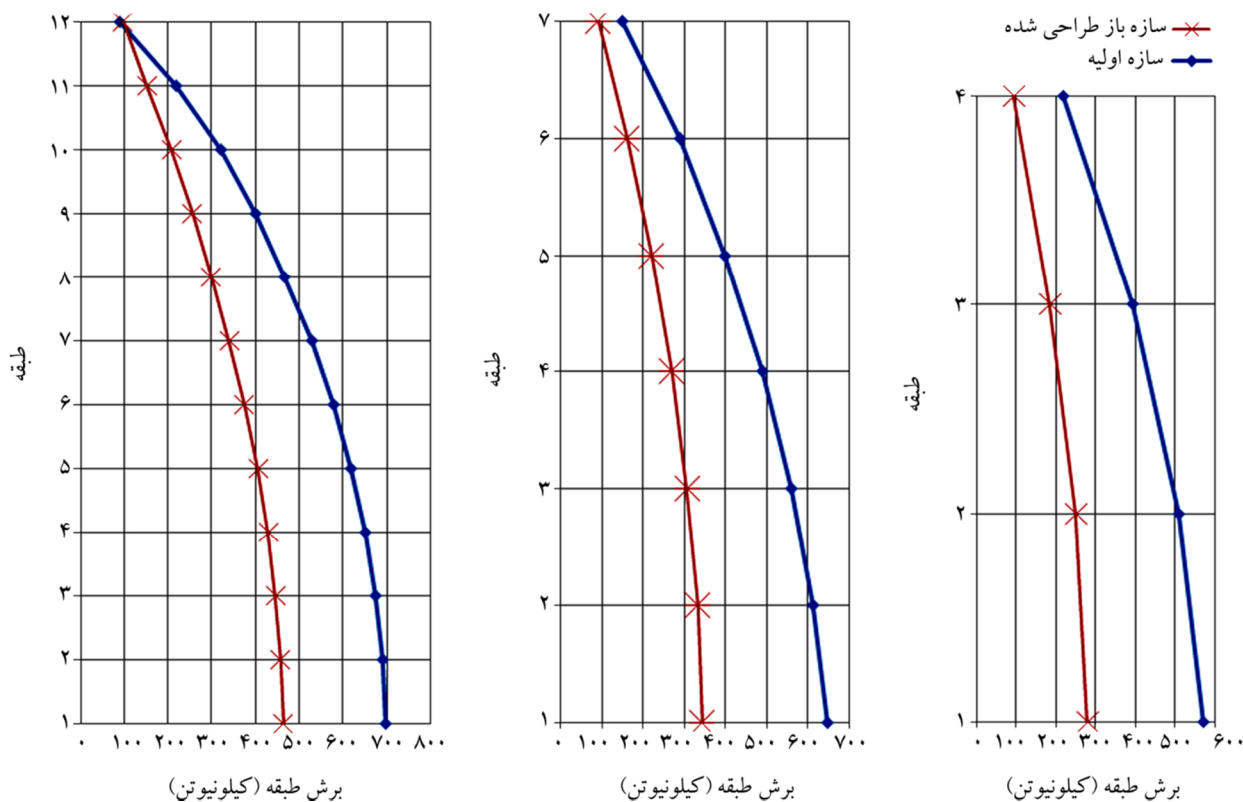
for $i = n, \beta_{i+1} = 0$

۳- نتایج تحقیق

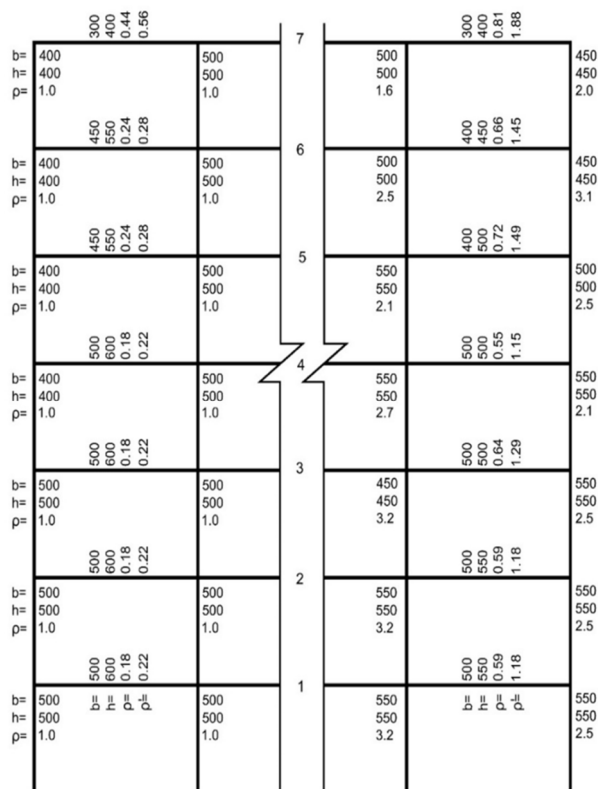
۳-۱- مشخصات سازه‌های مورد بررسی و طراحی آنها

در این مقاله به منظور بررسی کاربرد روش انرژی در طراحی سازه‌های بتنی، قاب‌های خمشی بتنی چهار، هفت و دوازده طبقه مورد مطالعه قرار گرفته است. قاب‌ها در ابتدا بر اساس ضوابط مباحث ششم و نهم مقررات ملی ساختمان و با استفاده از نرم‌افزار ایتبس [۱۶] طراحی و با استفاده از نتایج آن، با تعیین برش پایه جدید طراحی مجدد آنها صورت گرفت. سپس سازه‌های طراحی شده در نرم‌افزار سائزمواستراکت نسخه ۶/۰ مورد ارزیابی دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند [۱۷]. هندسه قاب‌های مورد بررسی که در پلان شبیه به یکدیگر هستند مطابق شکل (۹) می‌باشد. در فرآیند طراحی جزئیات و تمامی جوانب و ضوابط آیین‌نامه‌ای در مورد آنها رعایت شده است. به عنوان مثال، تیرها بر اساس بارهای ثقلی واقعی و بارهای جانبی کنترل شدند. کنترل جابه‌جایی نسبی طبقات از دیگر موارد مورد بررسی در طرح‌های اولیه بوده است.

مشخصات و فرضیات مدل‌سازی سازه‌های مورد مطالعه به این صورت می‌باشد: سیستم سازه‌ای تمامی قاب‌ها قاب خمشی بتنی ویژه، خاک محل احداث سازه تپ II، رده مقاومتی بتن C30، بار مرده سقف‌ها ۵۵۰ کیلوگرم بر مترمربع، بار زنده سقف، ۲۰۰-۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع، ضریب کاهش سختی تیر ۰/۳۵، ضریب کاهش سختی ستون ۰/۷، مدول الاستیسیته بتن ۲۵ گیگا پاسکال، ضریب رفتار سازه‌ها ۱۰، کاربری مسکونی و میلگردهای مصرفی از نوع AIII می‌باشد. پس از

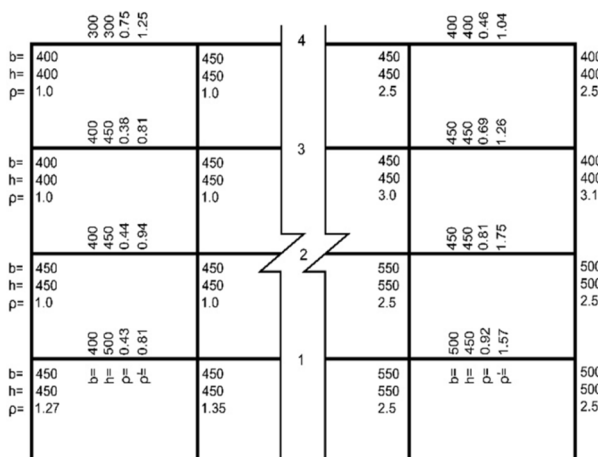


شکل (۱۰): از چپ به راست برش طبقه قاب‌های ۴، ۷ و ۱۲ طبقه برای طراحی به روش نیرو (سازه اولیه) و انرژی (بازطراحی شده).



شکل (۱۲): به ترتیب از چپ به راست جزئیات طراحی قاب هفت طبقه به روش نیرو و انرژی.

به منظور مقایسه طراحی لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق، ابعاد هندسی تیرها و ستون‌ها از مبث نهم طراحی سازه‌های بتنی و روش انرژی ارائه شده در بندهای ۲-۹ و ۲-۱۰ طراحی شده‌اند. در شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) جزئیات هندسی تیرها و ستون‌ها و آرما تورها ارائه شده و قابل مقایسه می‌باشند.



شکل (۱۱): به ترتیب از چپ به راست جزئیات طراحی قاب چهار طبقه به روش نیرو و انرژی.

مصالح برای آرماتورهای طولی استفاده شده است. اعضای تیر و ستون از نوع المان غیر الاستیک انتخاب شده‌اند. به‌منظور در نظر گرفتن بارهای ثقلی ناشی از سقف، از بخش انواع المان و زیر بخش جرم و المان میرایی دو نوع المان جرم گسترده و متمرکز تعریف شده است. در تحقیق حاضر از سه شتاب‌نگاشت پس از مقیاس‌سازی استفاده شده است که از مرکز تحقیقات زلزله دانشگاه برکلی گرفته شده است [۱۹]. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخابی در جدول (۴) ارائه شده است.

۳-۳- نتایج حاصل از تحلیل بار افزون

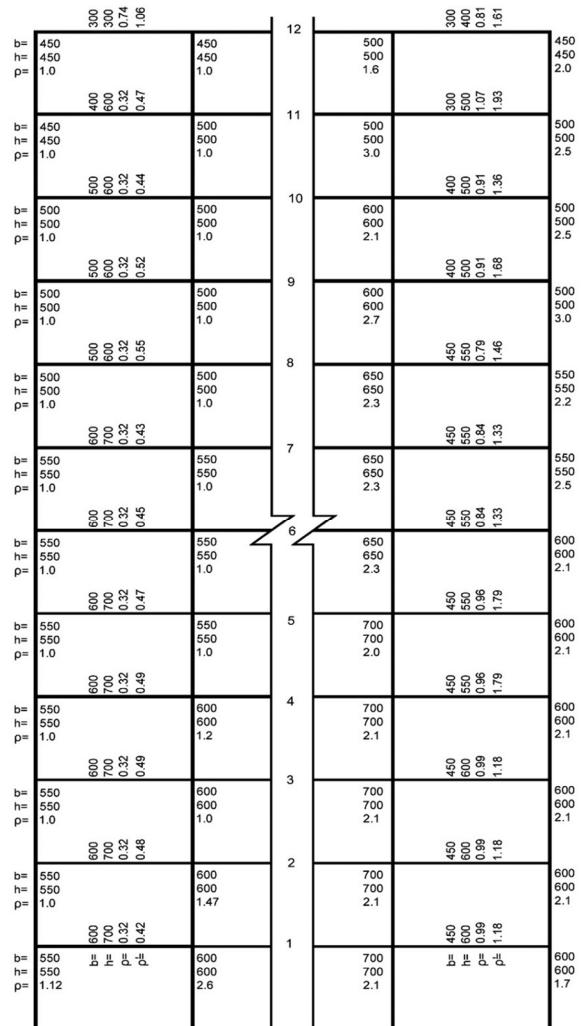
نمودارهای ظرفیت حاصل از تحلیل پوش آور در سازه‌های مورد بررسی در شکل (۱۴) نمایش داده شده‌اند که بیانگر شکل‌پذیری بیشتر سازه‌های بازطراحی شده می‌باشد. همچنین با مقایسه سازه‌های مختلف مشاهده می‌شود که ظرفیت جابه‌جایی نسبی طبقات در سازه‌های کوتاه بیشتر از سازه‌های بلند است که می‌توان علت آن را ناشی از کمتر بودن اثر $P-\Delta$ در سازه‌های کوتاه‌تر دانست.

۳-۳-۱- تشکیل مفاصل پلاستیک

در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) محل تشکیل مفاصل پلاستیک در تحلیل پوش آور ارائه شده است. همان‌طور که از شکل پیداست در سازه‌های بازطراحی شده محل تشکیل مفصل پلاستیک در طبقات بالاتر و در تیرها گسترش یافته و همچنین در سازه‌های اولیه با توجه به تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌های طبقات بالا ایجاد مکانیسم موضعی گردیده است که کاهش مقاومت را در پی داشته است. این در حالی است که در سازه بازطراحی شده تشکیل مفصل پلاستیک در پای ستون‌ها می‌باشد که حاکی از استفاده بیشتر ظرفیت سازه می‌باشد.

جدول (۴): مشخصات رکوردهای انتخابی برای تحلیل غیرخطی دینامیکی.

نوع خاک		بزرگما		فاصله ایستگاه تا نزدیک‌ترین گسل	ایستگاه محل ثبت زلزله	تاریخ وقوع زلزله	نام زلزله
USGS	CWB	Ms	M				
B	D	۶/۹	۶/۵	۱۴/۲	Parachute Test Site	۱۹۷۹/۱۰/۱۵	امپریال ولی
B	D	۷/۱	۶/۹	۲۲/۳	Coyote Lake Dam (Downst)	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	لوماپریتا
B	B	۶/۷	۶/۷	۵۱/۶	Duarte-Mel Canyon Rd	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	نورتریج

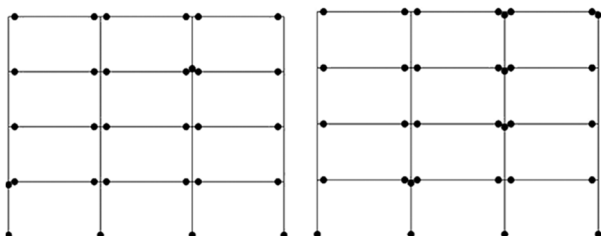


شکل (۱۳): به‌ترتیب از چپ به راست جزئیات طراحی قاب ۱۲ طبقه به‌روش نیرو و انرژی.

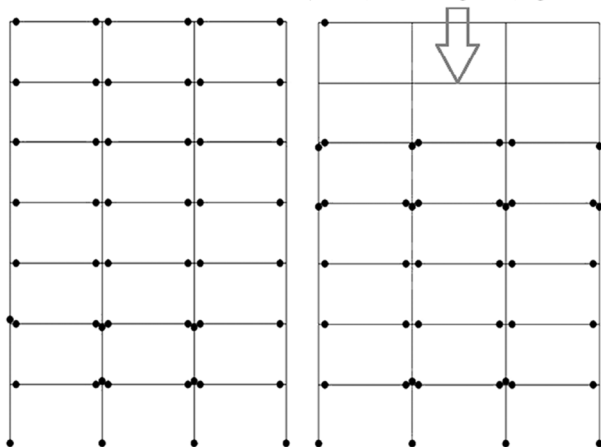
۳-۲- تحلیل غیرخطی سازه‌ها

برای بررسی عملکرد سازه‌های اولیه و بازطراحی شده با استفاده از نرم‌افزار سازه‌مواستراکت تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی و تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) انجام شده است. در این تحقیق دو نوع مصالح بتنی با شرایط محصورشدگی برای قسمت‌های هسته بتن و قسمت پوشش بتن و همچنین یک

تشکیل زودتر مفاصل پلاستیک در تیرها و سپس در پای ستون‌ها از ظرفیت کل سازه استفاده شده است.

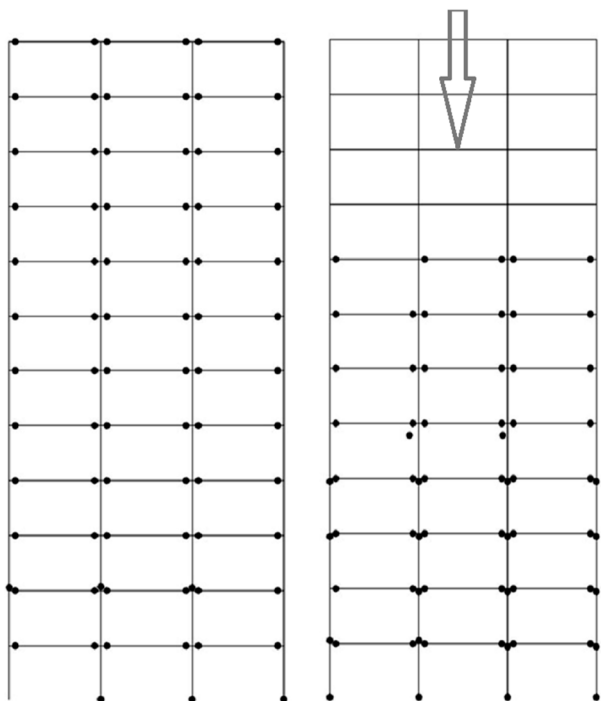


در روش نیرو از این قسمت از ظرفیت قاب استفاده نشده

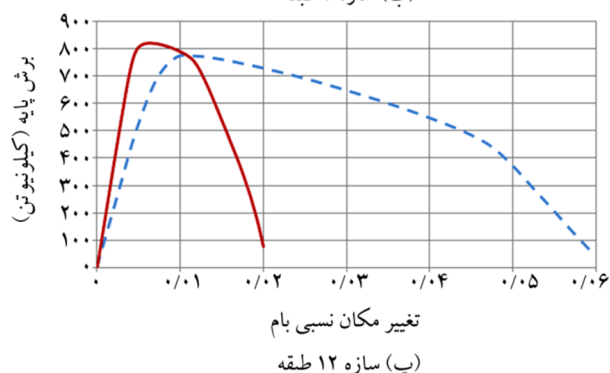
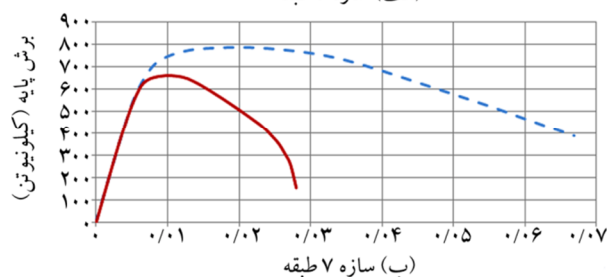
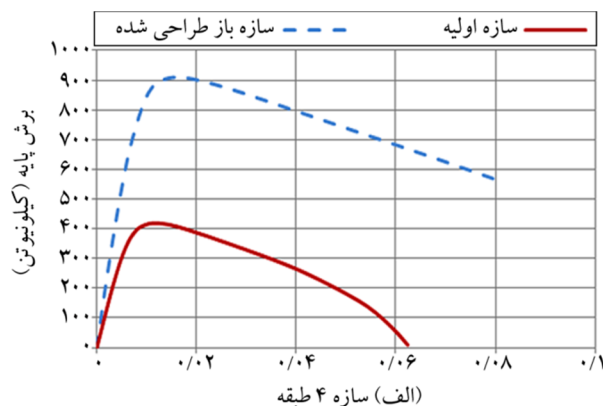


شکل (۱۵): محل تشکیل مفاصل پلاستیک تحلیل پوش آور سازه‌های چهار و هفت طبقه.

در روش نیرو از این قسمت از ظرفیت قاب استفاده نشده



شکل (۱۶): محل تشکیل مفاصل پلاستیک تحلیل پوش آور سازه ۱۲ طبقه.

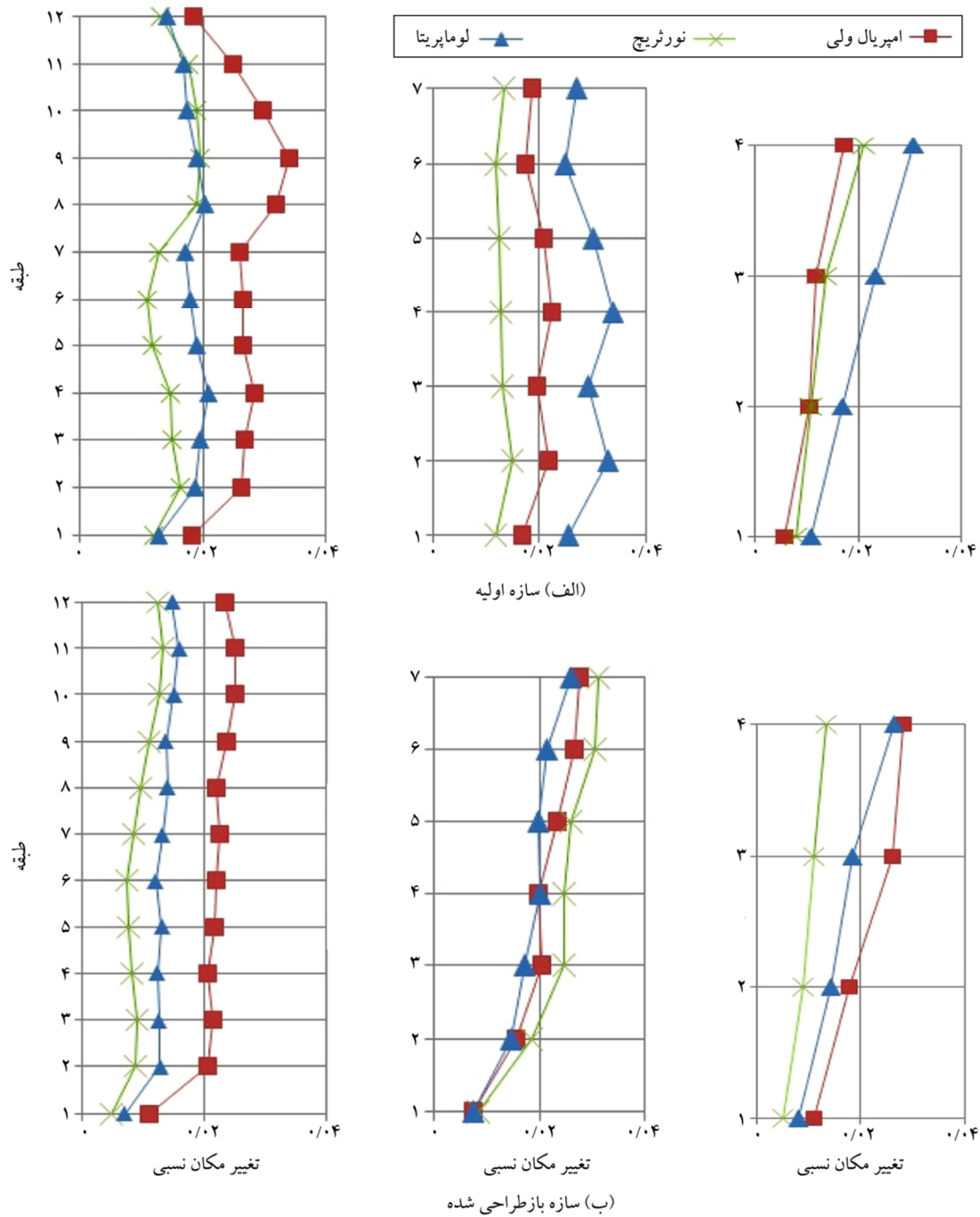


شکل (۱۴): نمودار ظرفیت حاصل از تحلیل پوش آور سازه‌های (الف) ۴ طبقه، (ب) ۷ طبقه و (پ) ۱۲ طبقه طراحی شده به روش‌های نیرو و انرژی.

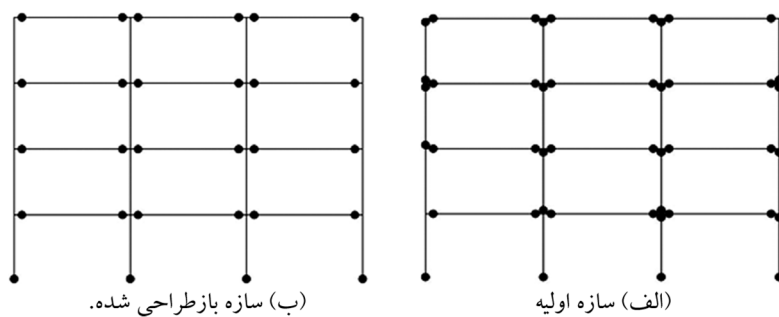
۳-۲-۳- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

در این بخش به بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی قاب‌ها پرداخته می‌شود. در شکل (۱۷) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات نشان داده شده است. تغییر شکل‌های یکنواخت سازه‌های بازطراحی شده در مقایسه با سازه‌های اولیه قابل مشاهده است.

در شکل‌های (۱۸) تا (۲۰) برای تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌ها، شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در سازه‌های اولیه و سازه بازطراحی شده نشان داده شده است. همان‌طور که از شکل‌ها مشاهده می‌شود، در سازه‌های طراحی شده به روش انرژی با



شکل (۱۷): حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات، سازه‌های ۴، ۷ و ۱۲ طبقه.



شکل (۱۸): مفاصل پلاستیک حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی سازه ۴ طبقه.

ملايم‌تر در طبقات توزيع شده‌اند. همچنين مشاهده شد در سازه‌های طراحی شده به روش انرژي، مکانيسم‌های نامطلوب حذف شده و با تشکيل مفاصل پلاستيک در بيشرتيرها از ظرفيت بخش قابل توجهی از سازه استفاده شده است. مهم‌ترين نتايج حاصل از اين تحقيق به صورت موارد زير می‌باشد.

- استفاده از روش انرژي در فرآيند طراحی سازه‌ها روش مطمئن می‌باشد به طوری که اين روش در مقایسه با روش‌های آيين‌نامه که فلسفه کاربرد آنها وابسته به طيف و اعمال مستقيم ضريب رفتار می‌باشد، پاسخ‌های مناسب‌تری را می‌دهد. هرچند مشکل اصلی اين روش دشواری محاسبات و طولانی بودن فرآيند طراحی است.

- در روش طراحی سازه‌های بتنی به روش انرژي، انتخاب يک مکانيسم از پيش تعيين شده از اصلی‌ترین کليدهای طراحی می‌باشد.

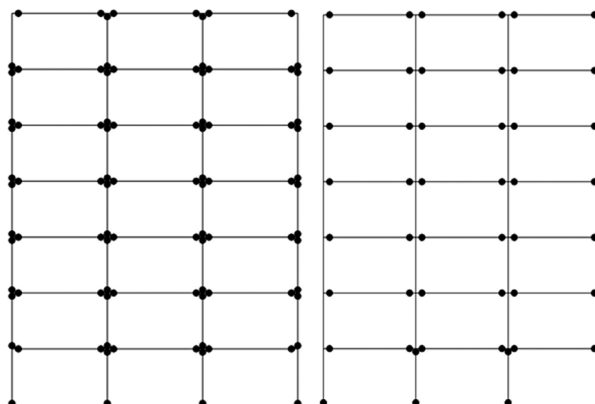
- در محاسبه برش پایه به روش انرژي، اثرات $P-\Delta$ باید به طور جداگانه در نظر گرفته شود که عدم توجه به اين موضوع در نتايج تأثيرگذار خواهد بود.

- نتايج نشان می‌دهد که روابط ارائه شده در آيين‌نامه‌ها در مورد قاعده تير ضعیف- ستون قوی نمی‌تواند در زلزله‌های شديد از مکانيسم‌های موضعی و نامطلوب جلوگیری کند. درحالی‌که در سازه‌های طراحی شده به روش انرژي مکانيسم‌های نامطلوب رخ نمی‌دهد.

- با توجه به دشواری‌های روش انرژي در مقایسه با روش‌های آيين‌نامه‌ای در حال حاضر اقبال جدی را نمی‌توان از جامعه مهندسين برای استفاده از آن در طراحی سازه‌ها انتظار داشت.

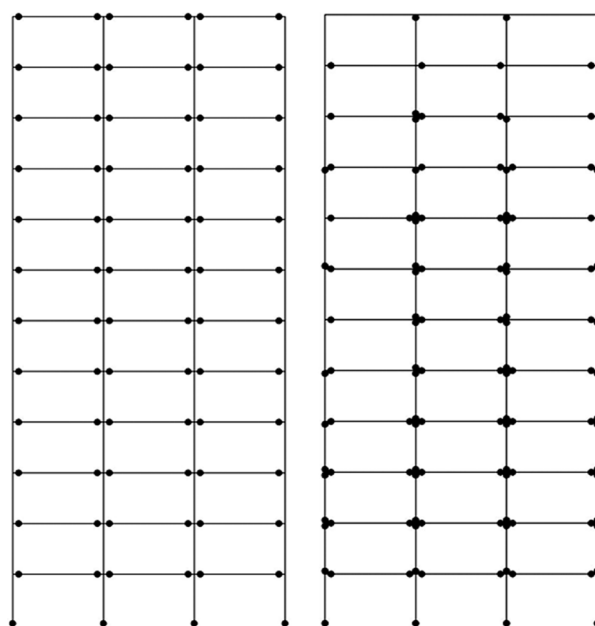
مراجع

1. Housner, G.W (1956) Limit design of structures to resist earthquakes. *Proceedings of 1st World Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 5, 1-13.
2. Akiyama, H. (1985) *Earthquake Resistant Limit-State Design for Buildings*. University of Tokyo.
3. Uang, C.M. and Bertero, V. (1988) *Use of Energy*



شکل (الف) سازه اوليه (ب) سازه بازطراحی شده.

شکل (۱۹): مفاصل پلاستيک حاصل از تحليل تاريخچه زمانی سازه ۷ طبقه.



شکل (الف) سازه اوليه (ب) سازه بازطراحی شده.

شکل (۲۰): مفاصل پلاستيک حاصل از تحليل تاريخچه زمانی سازه ۱۲ طبقه.

۴- بحث و نتیجه‌گیری

در تحقيق حاضر طراحی سازه‌های بتنی مسلح با سيستم قاب خمشی ویژه بر اساس روش نيرو انجام گرفت. سپس بازطراحی همان سازه‌ها بر اساس روش انرژي صورت گرفته و به مقایسه پاسخ‌های لرزهای سازه‌های طراحی شده با دو روش پرداخته شد. به طور کلی، نتايج تحليل‌های تاريخچه زمانی و تحليل بار افزون (پوش‌آور) حاکی از رفتار نرم‌تر و يکنواخت‌تر سازه‌های بازطراحی شده می‌باشد. به طوری که تغيير مکان نسبی طبقات در سازه‌های بازطراحی شده در مقایسه با سازه‌های اوليه به صورت

- Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
14. Chao, S.H. and Goel, S.C. (2008) A modified equation for expected maximum shear strength of the special segment for design of special truss moment frames. *AISC Engineering Journal*, second quarter, 117-125.
 15. ACI Committee 318 (2008) *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI318-08/ACI318R-08)*. American Concrete Institute, Detroit.
 16. CSI, *ETABS v.9.7.4 User Manual*. Computers & Structures Inc.
 17. Seismosoft, *SeismoStruct Verification Report for Version 6*, website: www.seismosoft.com.
 18. Islamic Republic of Iran Management and Planning Organization (2007) *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, No. 360*. Office of Deputy for Technical Affairs, Technical Criteria Codification and Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau.
 19. PEER, Pacific Earthquake Engineering Research Center: PEER NGA Database, University of California, Berkeley, <http://peer.berkeley.edu/nga>.
1. *as a Design Criterion in Earthquake Resistant Design*. Report, Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center.
 4. Leelataviwat, S., Goel, S.C., and Stojadinović, B. (1999) Toward performance-based seismic design of structures. *Earthquake Spectra*, **15**(3), 435-461.
 5. Bai, J. and Ou, J. (2012) Plastic limit-state design of frame structures based on the strong-column weak-beam failure mechanism. *The 15th World Congress on Earthquake Engineering*.
 6. Lee, S.-S. and Goel, S.C. (2001) *Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism*. Report No. UMCEE 01-17, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
 7. Dwairi, H.M., Kowalsky, M.J., and Nau, J.M. (2007) Equivalent damping in support of direct displacement-based design. *Journal of Earthquake Engineering*, **11**, 512-530.
 8. FEMA (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Report No. FEMA 356, Washington, DC.
 9. FEMA (2008) *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
 10. Liao, W.-C. (2012) Performance-based plastic design of earthquake resistant reinforced concrete moment frames. *Journal of Marine Science and Technology*, **20**(3), 304-310.
 11. Paulay, T.M. and Priestley, J.N. (1992) *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
 12. Chao, S-H., Goel, S.C., and Leec, S.S. (2007) A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures. *Earthquake Spectra*, **23**(3), 547-569.
 13. Lee, S.S. and Goel, S.C. (2001) *Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism*. Report No. UMCEE 01-17, Department of Civil and