کاربرد روش انرژی در طراحی قاب های خمشی فولادی

سید رسول میرقادری[1]، شهرزاددستمالچی[2]، سید مهدی زهرایی [3]

1 ,3- استادیاردانشگاه دانشکده عمران، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه تهران

2- دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله عمران، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه تهران

shahrzaddastmalchi@hotmail.com

خلاصه

با توجه به عملکرد غیرارتجاعی سازه ها در هنگام زلزله، اعضای سازه را بایستی به نحوی طراحی نمود که شرایط عملکرد غیر ارتجاعی در آنها فراهم شود. هدف از طراحی سازه ها با روش انرژی این است که اعضای سازه طوری متناسب طراحی شودکه شرایط عملکرد غیرارتجاعی در اعضای شکل پذیر آن در هنگام زلزله فراهم شود وسازه بتواند از حداکثرظرفیت خود برای اتلاف انرژی زلزله استفاده نماید. همچنین با استفاده از این روش می توان رفتار سازه را در مرحله نهایی پیش بینی نمود. در این مقاله به طراحی لرزه ای قاب خمشی فولادی با استفاده از روش انرژی، با در نظرگرفتن اثرات بار ثقلی و اثرات مرتبه دوم P-Δ و همچنین استفاده از روابطی برای جلوگیری از تشکیل مکانیسم های نامطلوب، پرداخته می شود.

کلمات کلیدی: **عملکرد غیرارتجاعی، روش انرژی، مکانیسم نامطلوب**.

1. مقدمه

با رخ دادن زلزله های بزرگ و مخرب در چند دهه اخیر، همچنین توسعه روش های مطالعاتی و امکانات آزمایشگاهی ثابت شده است که افزایش مقاومت به عنوان تک پارامترطراحی در روش سنتی نمی تواند به تنهایی ایمنی کافی را تامین نموده و یا مقدار خسارت سازه ای را کاهش دهد.

پژوهش های مختلف نشان می دهد که اثرات مخرب زلزله بسیار متاثر از انرژی لرزه ای رسیده به سازه درطول زمان زلزله است که پیش بینی آن با طیف پاسخ غیرخطی مقاومت ویا حتی تغییرشکل به طورکامل مقدور نمی باشد . یکی از پارامترهای طراحی مطلوب انتخاب مناسب تناسب بین اعضا می باشد تا بتواند با افزایش شکل پذیری سازه در محدوده مجاز میزان انرژی تلف شده در سازه در طول زلزله را افزایش دهد.

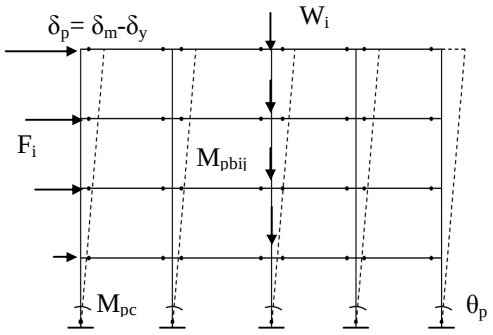
در طراحی به روش استاتیکی معادل تنها شرط تیر ضعیف- ستون قوی در طراحی لرزه ای قاب های خمشی رعایت می شود، که برای تضمین رفتار مطلوب سازه در مرحله نهایی کافی نمی باشد. در این مقاله به طراحی لرزه ای قاب های چندطبقه و با دهانه های متفاوت با استفاده از مفهوم انرژی پرداخته می شود. این روش شامل اصلاحاتی نظیر در نظرگرفتن اثرات بار ثقلی و اثرات مرتبه دوم P-Δ و همچنین استفاده از روابطی که برای جلوگیری از تشکیل مکانیسم های نامطلوب در بدست آوردن نیروهای طراحی با استفاده از روش انرژی می باشد.

2. تعادل انرژی در قاب های با تعداد طبقات و دهانه های متفاوت

مفهوم تعادل انرژی بر اساس این فرض می باشد که مقدار انرژی موردنیاز برای پوش یک سازه به صورت یکطرفه تا تغییرمکان هدف برابر است با ماکزیمم انرژی ورودی زلزله که با مقدار $1/2MS_v^2$ (M جرم کل سازه، S_v سرعت طیفی)تقریب زده می شود.

قاب چند دهانه با تعداد طبقات متفاوتی را در نظر می گیریم. مکانیسم تسلیم قاب را مانند شکل (1) فرض می نماییم. تغییرشکل پلاستیک قاب بعد از رسیدن سازه به نقطه تسلیم رخ می دهد. بعد از تشکیل مکانیسم تسلیم تغییر مکان جانبی نسبی قاب را در ارتفاع سازه به صورت یکنواخت فرض می نماییم و تمام انرژی زلزله بایستی توسط مفاصل پلاستیک مستهلک شوند. تغییر مکان جانبی نسبی غیر الاستیک قاب برابر چرخش پلاستیک سازه

می باشد بنابراین کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات توسط محدود کردن چرخش اعمال می شود و مانند روش استاتیکی معادل نیازی به کنترل تغییرمکان جانبی سازه پس از طراحی آنها براساس مقاومت نمی باشد[1].



شکل 1- مکانیسم تسلیم قاب خمشی با m دهانه و n طبقه

هازنر نشان داد که منحنی سرعت طیفی سازه برای اکثر زلزله ها در دامنه وسیعی از پریودها ثابت می باشند. براساس این فرض هازنر نشان داد که ماکزیمم انرژی ورودی به سیستم چنددرجه آزادی ، به صورت متوسط می تواند برابر مقدار زیر باشد[2] .

$$E = \frac{1}{2} M S_v^2 = \frac{W g a^2 T^2}{8p^2} \qquad (1)$$

که در آن M جرم کل سازه، S_v سرعت طیفی به دست آمده از طیف پاسخ الاستیک و a شتاب طیفی نرمال شده نسبت به شتاب ثقل (g) و W وزن سازه و T پریود سازه که با استفاده از رابطه تجربی ($T=0.08h^{3/4}$)بدست می آید.

تعیین مقدار دقیق انرژی ورودی زلزله به خصوصیات سازه و زلزله مورد نظر بستگی دارد که بدست آوردن وقت گیر می باشد، با استفاده از رابطه ساده بالا مقدار آن را با تقریب مناسبی در دست داریم. البته برای سازه های ویژه تحت اثر زلزله ، آنالیزهای کامل تری موردنیاز می باشد[1].

آکی یاما نشان داد که با دقت قابل قبولی می توان انرژی الاستیک را برای یک سازه یک درجه آزادی به صورت زیر نوشت[3],[4]:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2p} . \frac{V_y}{W} . g \right) \qquad (2)$$

که در آن V_y برش پایه تسلیم می باشد.

بر اساس فرض هازنر، انرژی ورودی به سازه برابر است با مجموع انرژی الاستیک وپلاستیک.

$$E_e + E_p = E \qquad (3)$$

که در آن E_e انرژی الاستیک وE_p انرژی پلاستیک می باشد.

براساس روابط (1) و (2)کل انرژی پلاستیک که سازه بایستی درطول زلزله مستهلک کند برابر است با[1]:

$$E_p = \frac{W T^2 g}{8p^2} \left[a^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right] \qquad (4)$$

انرژی بدست آمده از رابطه (4)باید توسط مفاصل پلاستیک نشان داده شده در شکل (1) تلف شود که برابر است با:

$$E_p = \left((m+1) M_{pc} + 2 \sum_{j=1}^{m} m_j \sum_{i=1}^{n} b_i M_{pbr} \right) q_p \qquad (5)$$

که در آن $\mu_j M_{pbr}$ ممان مرجع پلاستیک تیر، M_{pc} ممان پلاستیک پای ستون ها در طبقه اول، $\mu_j \beta_i M_{pbr}$ ظرفیت ممان پلاستیک تیرها در هر تراز، m تعداد دهانه ها ی قاب، n تعدادطبقات قاب، β_i ضریب توزیع مقاومت تیرها (مقدار آن بعدا ذکر می شود) در طبقه iام.

$\mu_j = l_r / l_j$ ضریب ممان مرجع تیرها که برابر است با طول دهانه مرجع (مثلا دهانه بزرگتر(l_r)) به طول دهانه j ام(l_j).

در ضمن پس از تسلیم، نیروهای خارجی بایستی با نیروهای داخلی در تعادل باشند. با مساوی قرار دادن کار داخلی انجام شده توسط مفاصل پلاستیک با کار خارجی انجام شده توسط نیروهای اینرسی وبارهای ثقلی، داریم:

$$(m+1)M_{pc}+2\sum_{j=1}^{m}m_j\sum_{i=1}^{n}b_iM_{pbr}=\sum_{i=1}^{n}F_ih_i+\sum_{i=1}^{n}W_ih_i\frac{q_p}{2} \qquad (6)$$

که در آن W_i وزن طبقه i ام، F_i نیروی اینرسی معادل درتراز i ام، h_i ارتفاع تیر در درتراز i ام.

برای توزیع نیروی اینرسی در ارتفاع از رابطه زیر استفاده می کنیم:

$$F_i=\frac{W_ih_i^k}{\sum_{j=1}^{n}W_jh_j^k}V_y \qquad (7)$$

مقدار k برابر است با :

$$K=0.5T+0.75 \qquad (8)$$
$$If \quad T\le 0.5 \rightarrow k=1$$
$$If \quad T\ge 2.5 \rightarrow k=2$$

با استفاده ازروابط (4)، (5)، (6)، (7)و(8) داریم:

$$V_y\left(\frac{\sum_{i=1}^{n}W_ih_i^{k+1}}{\sum_{i=1}^{n}W_ih_i^{k}}\right)q_p+\sum_{i=1}^{n}W_i\frac{q_p^2h_i}{2}=\frac{WT^2g}{8p^2}\left(a^2-\left(\frac{V_y}{W}\right)^2\right) \qquad (9)$$

با حل معادله درجه دو (9) برای $\frac{V_y}{W}$ داریم:

$$\frac{V_y}{W}=\frac{-a+\sqrt{a^2-4\left(b-a^2\right)}}{2} \qquad (10)$$

که در آن α پارامتری بی بعد است که به سختی و تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک سازه وابسته می باشد و مقدار آن برابر است با:

$$a=\left(\frac{\sum_{i=1}^{n}W_ih_i^{k+1}}{\sum_{i=1}^{n}W_ih_i^{k}}\right)\frac{q_p8p^2}{T^2g} \qquad (11)$$

پارامتر β که ناشی از در نظرگرفتن اثر بارهای ثقلی می باشد و به تغییر مکان جانبی نسبی سازه بستگی دارد، برابر است با :

$$b=\sum_{i=1}^{n}W_i\frac{q_p^2h_i8p^2}{2WT^2g} \qquad (12)$$

پس از اینکه برش پایه تعیین شد، نیروی طراحی هر تراز با استفاده از رابطه (7) به دست آورده می شود.

به منظور بدست آوردن مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک، باتوجه به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز برای سازه های با پریود بزرگتر از ۰/۷ ثانیه برابر 2% می باشد بنابراین اگر تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک (تسلیم)سازه را بدست آوریم، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک را نیز می توان تعیین نمود. در قاب های خمشی مقدار تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک معمولابرابر 1% می باشد پس مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک نیز برابر 1% خواهد بود. برای سازه های دیگر برای بدست آوردن مقدار تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک، آنالیز استاتیکی غیر خطی را انجام می دهیم و منحنی برش پایه - تغییر مکان را با یک نمودار دو خطی معادل می نماییم، تغییرمکان نقطه ای از منحنی که شیب آن عوض می شود، مقدار تغییرمکان الاستیک می باشد[5].

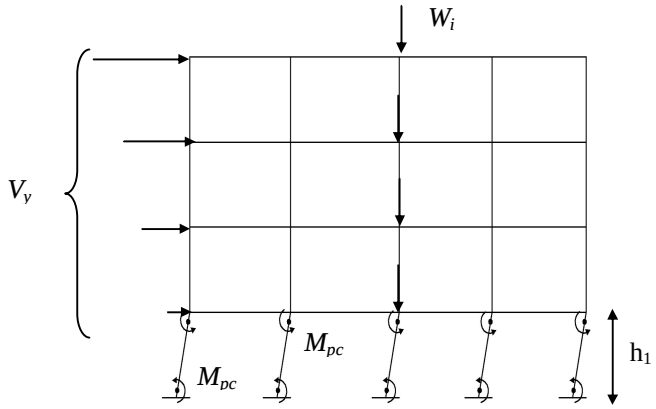
3. طراحی تیرهای قاب خمشی با استفاده از روش انرژی

اگر یک چرخش فرضی $d\theta$ در پای سازه وارد نماییم، کار انجام شده توسط نیروهای خارجی در هرتراز برابر است با کارانجام شده توسط نیروهای اینرسی درتراز i ام $(F_ih_id\theta)$و کار انجام شده توسط بارهای ثقلی در تراز i ام $\left(\frac{W_iq_p^2h_i}{2}\right)$ وکار انجام شده توسط نیروهای داخلی برابر است با کار انجام شده در هر مفصل پلاستیک تیر در تراز i ام که برابر است با $\mu_j\beta_iM_{pbr}d\theta$. با تعیین توزیع مقاومتی تیرها و مساوی قرار دادن کار خارجی با کار داخلی انجام شده توسط مفاصل پلاستیک ، مقاومت موردنیاز تیر در هر تراز به دست می آید.

$$(m+1)M_{pc}+2\sum_{i=1}^{m}m_i\sum_{j=1}^{n}b_jM_{pbr}=\sum_{i=1}^{n}F_ih_i+\sum_{i=1}^{n}W_ih_i\frac{q_p}{2} \qquad (13)$$

مقدار F_i از روابط (7) و(8) به دست می آید.

مقدار M_{pc} را بایستی به صورت مناسبی تخمین زد. این مقدار مناسب با استفاده از فرض جلوگیری از تشکیل مکانیسم طبقه نرم در طبقه اول به دست آورده می شود. برای این منظور مفاصل پلاستیک را در بالا و پایین ستون های طبقه اول فرض می نماییم. ظرفیت ممان پلاستیک ستون های طبقه برای جلوگیری از تشکیل این مکانیسم با استفاده از شکل (2) به دست آورده می شود.



شکل2- مکانیسم طبقه نرم

بنابراین مقدار M_{pc} برابراست با:

$$M_{pc} = 1.1\left(\frac{V_y h_1 + W h_1 q_p}{2(m+1)}\right) \qquad (14)$$

که در آن V_y برش پایه به دست آمده از رابطه(10) و h_1 ارتفاع طبقه اول و 1.1 فاکتور افزایش مقاومت به علت سخت شدگی.

فاکتور توزیع مقاومتی تیرها (β_j) در رابطه (13) مقاومت نسبی تیرها را در تراز jام نسبت به ممان مرجع تیرها $\beta_j M_{pbr}$ بیان می کند.

فاکتور توزیع مقاومتی (β_j) ، نقش بسیار مهمی در پاسخ لرزه ای سازه ها بازی می کند. این ضریب به سختی و مقاومت جانبی سازه در طول ارتفاع بستگی دارد. با توجه به فرض تغییرمکان جانبی نسبی یکنواخت در ارتفاع سازه که در تعیین نیروهای طراحی از آن استفاده شد، این مقاومت نسبی نیز باید به صورت مناسبی انتخاب شود تا با این نیروهای اعمالی در طول زلزله مطابقت داشته باشد. در ضمن این فرض تضمینی برای این است که انرژی ورودی در سازه تلف می شود و از متمرکز شدن خرابی در یک طبقه جلوگیری می کند. آنالیزهای عددی زیادی برای بدست آوردن بهترین توزیع مقاومتی تیرها انجام شد. هدف بدست آوردن تابعی بود که به خوبی بتواند برش های حاصل از زلزله های مختلف را بیان کند. این تابع به عنوان فاکتور توزیع مقاومتی تیرها استفاده می شود. به عنوان تقریب اولیه توزیع نسبی برش های طبقات در طول زلزله می تواند با توزیع برش های استاتیکی طبقات که از رابطه (7)محاسبه می شود، تقریب زده شود. مقدار آن برابراست با[5]:

$$b_i = \left(\frac{V_i}{V_n}\right)^{1/2} \qquad (15)$$

که در آن V_i و V_n به ترتیب برش های استاتیکی در تراز i ام و تراز بلندترین طبقه که از رابطه (7) محاسبه می شود. مقدار توان 1/2 با استفاده از روش حداقل مربعات از نتایج به دست آمده از چندین آنالیز دینامیکی غیرخطی، بدست می آید[1].

با دانستن مقدار β_j، M_{pc}، F_i، h_i، μ_i، θ_p و W_i تنها پارامتر مجهول M_{pbr} می باشد. با دانستن مقدار M_{pbr} ، مقاومت اسمی مورد نیاز تیر در هر تراز، M_{pbij} از نامساوی زیر به دست می آید:

$$j M_{pbij} \geq m_j b_i M_{pbr} \qquad (16)$$

که در آن φ ضریب مقاومتی که برطبق آیین نامه AISC-LRFD برابر 0/9 می باشد و M_{pbij} ظرفیت ممان پلاستیک تیردرطبقه i ودهانه j، که برابر $Z_{bij}F_{yb}$ است. Z_{bij} مدول پلاستیک تیردر طبقه i ودهانه j و F_{yb} مقاومت تسلیم اسمی تیر می باشد.

4. طراحی ستون های قاب خمشی با استفاده از روش انرژی

به منظور طراحی مناسب سازه ها و جلوگیری از تشکیل مکانیسم های نامطلوب که سبب افت باربری سازه قبل از رسیدن به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز 2% می شود، بایستی این مکانیسم ها را شناسایی کنیم و تا حد امکان راه حل هایی برای جلوگیری از تشکیل آن ها ارائه دهیم. از این راهکارها در طراحی ستون ها استفاده می نماییم. در ذیل چند مکانیسم نامطلوب سازه ای را بیان می نماییم:

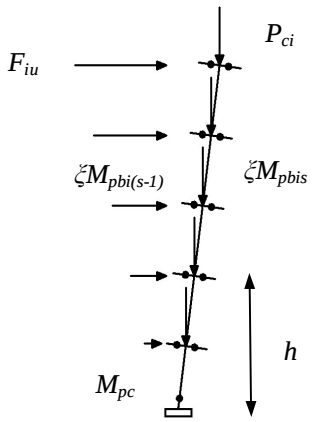
1- تشکیل مفصل در ستون های یک گره قبل از تشکیل مفصل در تیرها.
2- تشکیل طبقه نرم در ستون های یک طبقه زودتر از پلاستیک شدن تیرهای طبقات فوقانی.
3- تشکیل مفصل در پایین ستون های یک طبقه به همراه تیرهای طبقات فوقانی به نحوی که یک مکانیسم ناپایدار را تشکیل دهد.
4- تشکیل مفصل در ستون ها از بالا به پایین.
5- چرخش تعدادی از تیرها به مقدار حداکثر، قبل از رسیدن سازه به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز.

حال سعی می کنیم تاجایی که ممکن است روش هایی را برای جلوگیری از تشکیل این مکانیسم ها ، در طراحی ستون ها اعمال نماییم.

1- برای جلوگیری از تشکیل مفصل در ستون های یک گره قبل از تشکیل مفصل در تیرها از راهکار زیر استفاده می نماییم که همان اعمال شرط تیرضعیف-ستون قوی می باشد:

برای اطمینان از اینکه مکانیسم تسلیم تیرضعیف- ستون قوی تا مرحله تغییر مکان جانبی نسبی نهایی حفظ می شود، تیرها با این فرض طراحی می شوند که وقتی تغییر مکان جانبی نسبی سازه به مقدار نهایی می رسد، تمام مفاصل پلاستیک درتیرها به مرحله سخت شدگی رسیده اند. ممان ایجاد شده در تیرها در مرحله سخت شدگی از ضرب فاکتور افزایش مقاومت (ξ) در ظرفیت ممان پلاستیک اسمی تیرها بدست می آید. با فرض مقدار مناسب ξ برابر 1/05،ممان طراحی برای هر ستون بدست آورده می شود. از آنجا که تیرها وارد مرحله سخت شدگی شده است مقدار F_i بایستی دوباره محاسبه شود. مقدار F_{iu} از تعادل ممان در پای ستون به دست آورده می شود.

دیاگرام آزاد یک ستون مشترک بین دهانه های s,s-1 از قاب شکل (1)، در شکل (3) نشان داده شده است.



شکل 3- دیاگرام آزاد ستون قاب شکل (1)

P_{ci}: بار محوری وارد بر ستون ناشی از بارثقلی و نیروی زلزله.نیروهای اینرسی به صورت زیردر ارتفاع توزیع می شوند:

$$F_{iu} = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} V_u \qquad (17)$$

مقدار k از رابطه (8) بدست می آید.

حال رابطه تعادل ممان نسبت به پای ستون را می نویسیم:

$$\sum_{i=1}^{n} F_{iu} h_i + \sum_{i=1}^{n} \left(W_i \left(\frac{l_s + l_{s-1}}{2} \right) + \frac{2xM_{pbi(s-1)}}{l_{k-1}} + \frac{2xM_{pbis}}{l_k} \right) q_p h_i = M_{pc} + \sum_{i=1}^{n} \left(xM_{pbis} + xM_{pbi(s-1)} \right) \qquad (18)$$

که در آن M_{pbis} ممان پلاستیک تیردر طبقه i ام ودهانه s ام، $M_{pbi(s-1)}$ ممان پلاستیک تیردرطبقه i ام ودهانه $(s-1)$ ام ، l_sطول دهانه تیر دردهانه s ام، l_{s-1} طول دهانه تیر در دهانه $(s-1)$ ام. M_{pbis}و$M_{pbi(s-1)}$، ظرفیت ممان پلاستیک تیرها در دوطرف ستون موردنظرو l_s وl_{s-1}نیز طول تیرها در دو طرف ستون مورد نظر می باشند.

با جایگذاری رابطه (17) در (18) و حل آن، مقدار V_u برابر می شود با:

$$V_u = \left(\frac{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i^{k+1}} \right) [M_{pc} + \sum_{i=1}^{n} (xM_{pbis} + xM_{pbi(s-1)}) - \sum_{i=1}^{n} (W_i \left(\frac{l_s + l_{s-1}}{2} \right) + \frac{2xM_{pbi(s-1)}}{l_{s-1}} - \frac{2xM_{pbis}}{l_s}) q_p h_i] \quad (19)$$

با جایگذاری رابطه (19) در (17)، نیروی اینرسی در هر تراز برابر است با:

$$F_{iu} = \left(\frac{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i^{k+1}} \right) (M_{pc} + \sum_{i=1}^{n} (xM_{pbis} + xM_{pbi(s-1)}) - \sum_{i=1}^{n} \left(W_i \left(\frac{l_s + l_{s-1}}{2} \right) + \frac{2xM_{pbi(s-1)}}{l_{s-1}} - \frac{2xM_{pbis}}{l_s} \right) q_p h_i) \quad (20)$$

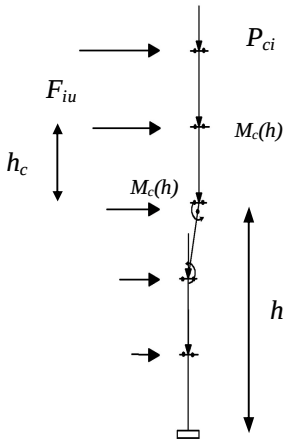
با داشتن مقدار F_{iu} از رابطه (20)، توزیع ممان در ستون با زدن برش در هر تراز آن به دست می آید:

$$M_c(h) = \sum_{i=1}^{n} d_i (xM_{pbis} + xM_{pbi(s-1)}) - \sum_{i=1}^{n} d_i F_{iu} (h_i - h) - \sum_{i=1}^{n} d_i \left(W_i \left(\frac{l_s + l_{s-1}}{2} \right) + \frac{2xM_{pbi(s-1)}}{l_{s-1}} - \frac{2xM_{pbis}}{l_s} \right) q_p (h_i - h) \quad (21)$$

$$if \quad h<h_i \quad \delta_i=1 \quad (22)$$

$$if \quad h>h_i \quad \delta_i=0 \quad (23)$$

2- برای جلوگیری از تشکیل طبقه نرم در ستون های یک طبقه زودتر از پلاستیک شدن تیرهای فوقانی. درشکل (4) دیاگرام آزاد ستونی که در آن طبقه نرم تشکیل شده است، نشان می دهد.



شکل4- دیاگرام آزاد ستون قاب خمشی با مکانیسم طبقه نرم

با زدن برش در هر تراز داریم:

$$M_c(h) = 1.05 \times (\sum_{i=1}^{n} d_i F_{iu} h_c - \sum_{i=1}^{n} d_i W_i \left(\frac{l_k + l_{k-1}}{2} \right) q_p h_c) / 2 \quad (24)$$

که در آن h_cارتفاع طبقه مورد نظر می باشد.

ماکزیمم ممان بدست آمده از روابط (21) و (24) در هر تراز، ممان پلاستیک موردنیاز ستون می باشد$((M_p)_{req})$.

3- برای اینکه مفاصل ستون هر تراز زودتر از مفاصل طبقات بالاترش تشکیل شود، رابطه ای بین ممان پلاستیک های موردنیازستون ها $((M_p)_{req})$ ، وممان پلاستیک های انتخابی ستون ها $((M_p)_{ave})$در نظرگرفته می شود، به طوری که نسبت ممان پلاستیک مقطع انتخابی نسبت به ممان پلاستیک

مورد نیاز، در طبقه پایین از طبقه بالا کمتر باشد.

$$\left(\frac{(M_p)_{av}}{(M_p)_{req}}\right)_i \le 1.01\left(\frac{(M_p)_{av}}{(M_p)_{req}}\right)_{i+1} \qquad (25)$$

با بدست آوردن ممان از روابط فوق و مقدار نیروی محوری با استفاده از رابطه ذیل، هر ستون با استفاده از آیین نامه AISC-LRFD به صورت تیر-ستون طراحی می شود. نیروی محوری ستون در ارتفاع h از سطح زمین، $P_c(h)$، برابر است با:

$$P_c(h) = \sum_{i=1}^{n} d_i\left(\frac{2xM_{pbi(s-1)}}{l_{s-1}} - \frac{2xM_{pbis}}{l_s}\right) + W_i\left(\frac{l_{s-1}+l_s}{2}\right) \qquad (26)$$

5. نتیجه‌گیری

عملکرد سازه در طی زلزله غیرارتجاعی می باشد و طراحی مطلوب سازه ها در برابر زلزله، بایستی بتواند شرایط این عملکرد را در سازه ایجاد نماید.

هدف از طراحی سازه ها با استفاده از روش انرژی، استفاده حداکثر از ظرفیت اعضای شکل پذیر سازه می باشد که سبب افزایش جذب و استهلاک انرژی و لذا شکل پذیری سازه می شود. برای رسیدن به این هدف بایستی اعضای شکل پذیر سازه را طوری متناسب طراحی نمود که بتواند این شرایط را در سازه ایجاد نماید، علاوه بر این بایستی مکانیسم های نامطلوب سازه ای که امکان تشکیل آن ها در هنگام زلزله در سازه وجود دارد شناسایی شده و راهکارهای بدست آمده برای جلوگیری از تشکیل این مکانیسم ها، در طراحی اعضای سازه اعمال شود. با اعمال این شرایط می توان انتظار داشت که سازه بتواند از حداکثرظرفیت خود برای اتلاف انرژی زلزله استفاده نماید.

در روش استاتیکی معادل تنها شرطی که در ضوابط طراحی لرزه ای قاب های خمشی رعایت می شود شرط تیرضعیف-ستون قوی در گره می باشد که به تنهایی نمی تواند تضمینی برای تشکیل مکانیسم مطلوب درسازه باشد.

چندین مورد از مکانیسم های ناپایداری که امکان تشکیل آن ها در قاب های خمشی وجود دارد در بخش (4) بیان شد، به منظور جلوگیری از تشکیل آن ها در مرحله نهایی بایستی راهکارهایی اندیشید و تاجایی که امکان دارد آن ها را در طراحی اعضای سازه اعمال نمود. درطراحی سازه ها با استفاده از روش انرژی علاوه بردرنظرگرفتن اثرات بارثقلی و اثرات مرتبه دوم P-Δ ، این راهکارها نیز در طراحی اعضای قاب خمشی اعمال شده است.

6. مراجع

1. Leelataviwat, S.,Goal,S. C., and Stojadinovic,B. (2002) “Energy-based seismic design of structure using yield mechanism and target drift”.structural engineering, Vol .128,No. 8, ASCE.

2. Chia-Ming Uang, Vitelmo V. Bertero ,(1988) “Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant”, Report EERC88/18, Earthquake Engineering Research center, Univ. of California, Berkeley,CA.

3. Akiyama, H. (1985) Earthquake-resistant limit-state design of buildings,Univ. of Tokyo Press, Tokyo.

4. Kato, B., and Akiyama, H. (1982)‘‘Seismic design of steel buildings.’’ J. Struct. Div., ASCE, 108(8), 1709–1721.

5. Sutat Leelataviwat, Subhash C.Goal, Bozidar Stojadinovic,(1999) “Toward performance-based seismic design of structures. ” Earthquake spectra, volume. 15, No. 3, pp.435-461.