

عملکرد لرزه‌ی دیوارهای برشی با تیر همبند فلزی طراحی شده به روش طراحی خمیری براساس عملکرد (PBPD)

عباس کرماندین (استادیار)

علی زنگنه* (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۵)
دوره ۲ - ۳۲، شماره ۱/۳، ص. ۱۱۷-۱۲۵، (پادداشت نشی)

کشورهای مختلف برای طراحی سازه‌ها از آیین‌نامه‌های متفاوتی استفاده می‌کنند. در بیشتر آیین‌نامه‌ها، محاسبه و توزیع برش پایه براساس رفتار خمیری است. این مسئله، رفتار واقعی سازه را تحت اثر زلزله‌های شدید در نظر نمی‌گیرد و ممکن است سازه دچار جابه‌جایی‌های بزرگ و خرابی‌های جبران‌ناپذیر شود. برای بهبود این مسئله، یک روش جدید، که اثر رفتار خمیری سازه را در محاسبه‌ی برش پایه و توزیع آن در ارتفاع لحاظ می‌کند، استفاده شده است. به این روش، طراحی خمیری براساس عملکرد (PBPD) اطلاق می‌شود. این روش با موفقیت روی تعدادی از سیستم‌های سازه‌ی از جمله سیستم قاب خمشی، سیستم مهاربندی هم‌گرا و واگرا، و سیستم خرابایی ویژه به‌کار رفته است. در این نوشتار کاربرد روش PBPD روی دیوار برشی بتنی با تیر همبند فلزی توسعه داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که در دیوارهای طراحی شده به روش PBPD، مفصل‌های خمیری، جابه‌جایی طبقات، و چرخش خمیری پیوندها به طور یکنواخت‌تر در ارتفاع توزیع می‌شوند.

واژگان کلیدی: طراحی خمیری براساس عملکرد، دیوار برشی با تیر همبند فلزی، عملکرد لرزه‌ی، مفصل خمیری، برش پایه.

۱. مقدمه

در آیین‌نامه‌های مختلف ضوابطی برای محاسبه‌ی برش پایه ارائه شده است، که در آنها پارامترهای متعددی از جمله: ساخت‌گاه، نوع سیستم سازه‌ی، و کاربری ساختمان تأثیرگذار است. در بیشتر آیین‌نامه‌های موجود، برای توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع از رفتار کشسان استفاده و رفتار غیرکشسان سازه با روش‌های غیرمستقیم در نظر گرفته شده است. در آیین‌نامه‌ها برای لحاظ رفتار غیرخطی سازه، برش پایه‌ی طراحی (V) با ضریب رفتار (R) کاهش می‌یابد. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع، عمدتاً براساس مدل سازه تعیین می‌شود. شکل‌پذیری در سازه‌ها از طریق المان‌هایی که در زمان زلزله تسلیم می‌شوند و استهلاك انرژی را انجام می‌دهند، تأمین می‌شود (به این المان فیوز اطلاق می‌شود). طراحی المان فیوز براساس سطح بارگذاری آیین‌نامه و طراحی سایر عضوها براساس بیشینه‌ی نیروی تولیدشده توسط فیوز صورت می‌گیرد. به این روش طراحی روش طرح ظرفیت گفته می‌شود. در روش مذکور چگونگی و ترتیب تشکیل مفصل‌ها قابل کنترل نیست و اساساً نمی‌تواند یک مکانیزم ایده‌آل، که بیشینه‌ی استهلاك انرژی را خواهد داشت، تعیین کند. برای مثال مکانیزم ایده‌آل در (MRF)^۱، تسلیم خمشی دو انتهای تیر و پای ستون طبقه‌ی اول و مکانیزم

روش طراحی خمیری براساس عملکرد برای طراحی قاب‌های خمشی (MRF) به‌کار گرفته شده است، که در آن توزیع برش پایه در ارتفاع براساس UBC ۹۷ انجام شده است.^[۱] با توجه به آنکه روش توزیع خطی بار جانبی، اثر مدهای بالاتر را در نظر نگرفته است و توزیع غیریکنواخت برای برش طبقات را به همراه دارد، برای جبران کمبودهای ذکرشده، این روش دوباره بر روی قاب‌های خمشی (MRF) با استفاده از نوعی توزیع نیروی جانبی که اثر رفتار غیرخطی را در نظر می‌گیرد، به‌کار گرفته شده است.^[۲] این عمل باعث شده است که تسلیم سازه به‌صورت یکنواخت‌تر اتفاق افتد. در روش مذکور، توزیع نیرو که براساس تحلیل‌های تاریخی زمانی غیرخطی به‌دست آمده است، به‌صورت نمایی در نظر گرفته می‌شود. این روش روی قاب‌های مهاربندی واگرا با پیوند افقی نا متقارن (H-EBF)^۳ نیز انجام شده است.^[۳]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۳/۶/۴، اصلاحیه ۱۳۹۳/۱۰/۱، پذیرش ۱۳۹۳/۱۰/۱۴.

داخلی کشسان باشد. [۱۳] بر این اساس، رابطه‌ی تعادل انرژی به صورت رابطه‌ی ۱ تنظیم می‌شود:

$$(E_e + E_p) = \gamma \left(\frac{1}{\gamma} M S_v \right) = \frac{1}{\gamma} \gamma M \left(\frac{T}{\gamma \pi} C_e g \right) \quad (1)$$

که در آن، E_e ، E_p به ترتیب جزء خمیری و کشسان انرژی مورد نیاز برای رساندن سازه به جابه‌جایی هدف، S_v ، سرعت طیف طراحی، M جرم کل سازه، و γ ضریب اصلاح است. ضریب اصلاح با توجه به شکل ۱ با نوشتن معادله‌ی تعادل ۲ به صورت رابطه‌ی ۳ به دست می‌آید:

$$\gamma \left(\frac{1}{\gamma} C_{eu} W \Delta \epsilon_u \right) = \frac{1}{\gamma} C_Y W (2 \Delta_{max} - \Delta_y) \quad (2)$$

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

که در آن، R_μ ضریب کاهش شکل پذیری و μ_s ضریب شکل پذیری سازه‌ی بی هستند، که از معادله‌های ۴ و ۵ به دست می‌آیند:

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (4)$$

$$\mu_s = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (5)$$

انرژی خمیری از کار خارجی انجام شده توسط بار جانبی به صورت معادله‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p \quad (6)$$

انرژی کشسان با فرض اینکه سازه به یک سیستم یک درجه آزادی کاهش یافته است، به صورت معادله‌ی ۷ تنظیم می‌شود:

$$E_e = \frac{1}{\gamma} M \left(\frac{T}{\gamma \pi} \frac{V}{W} g \right) \quad (7)$$

با قراردادن معادله‌های ۶ و ۷ در معادله‌ی ۱، برش پایه به صورت معادله‌ی ۸ نوشته می‌شود:

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4 \gamma S_a^2}}{2} \quad (8)$$

که در آن، α یک پارامتر بدون بعد است که به سختی سازه و مشخصات مودال و جابه‌جایی هدف بستگی دارد. با تعیین توزیع برش در ارتفاع و قراردادن آن در

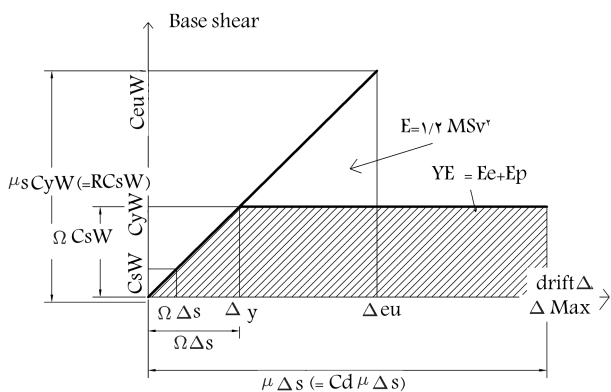
همچنین این روش روی قاب‌های خمشی خرابی ویژه و قاب‌های مهاربندی هم‌گرا استفاده شده است. [۱۴] همه‌ی این پژوهش‌ها تأییدکننده‌ی این مطلب است که در روش مذکور، مکانیزم تسلیم قابل کنترل است و جابه‌جایی‌ها و چرخش‌های خمیری منظم‌تر در ارتفاع توزیع شده‌اند. اخیراً روش مذکور بر روی مهاربندهای برون‌محور با پیوند قائم (V-EBF) مورد استفاده قرار گرفته است. [۱۵] قاب‌های مهاربندی واگرا با پیوند قائم (V-EBF) کمتر در سیستم‌های ساختمانی مورد استفاده قرار گرفته‌اند، ولی در سال‌های اخیر مطالعات زیادی روی این سیستم صورت گرفته است. V-EBF، علاوه بر داشتن مزیت‌های قاب‌های H-EBF (شکل پذیری و سختی مناسب)، امکان تعویض آسان پیوند را در هنگام خرابی در اثر زلزله‌های شدید فراهم می‌کند و تغییر شکل‌های غیرخطی را از تیر حذف می‌کند. [۱۶] این امر باعث می‌شود که بدون نیاز به تعویض تیر، فقط با تعویض پیوند بهسازی صورت گیرد.

استفاده از دیوارهای برشی کوپل به دلیل تسهیلاتی که از نظر معماری برای ایجاد بازشوها به وجود می‌آورد و همچنین به دلیل توان جذب انرژی بیشتر مورد توجه پژوهشگران مختلف قرار گرفته است. اولین پژوهش آزمایشگاهی بر روی سیستم دیوارهای برشی همبند در سال ۱۹۷۱ انجام شده است، [۱۶] که در آن تعدادی مدل دیوار برشی کوپل شده با تیرهای بتنی تحت بارگذاری یکپارچه قرار گرفته‌اند. برخی پژوهشگران نیز در سال ۱۹۷۶ آزمایش‌هایی انجام داده‌اند که نتایج آن حاکی از قابلیت اندک تیر در استهلاک انرژی و زوال شدید مقاومت و سختی تیر در تغییر مکان‌های زیاد بوده و همچنین آزمایش بارگذاری متناوب دیگری بر روی نمونه‌ی دیوار برشی ۷ طبقه‌ی کوپل انجام داده‌اند. [۱۷] آزمایش بارگذاری لرزه‌ی دیگری نیز بر روی نمونه‌ی ۶ طبقه‌ی دیوار برشی کوپل در سال ۱۹۷۷ انجام شده است. [۱۸] در پژوهشی در سال ۱۹۹۱ هم رفتار تیر کوپل بتنی با آرماتورگذاری معمولی در حد نهایی مورد بررسی قرار گرفته است. [۱۹] در سال ۱۹۹۶ نیز روابطی برای تعیین درجه کوپلینگ دیوارهای برشی ۶ تا ۴۰ طبقه ارائه شده است. [۲۰] همچنین استفاده از تیرهای کوپل فلزی در سال ۱۹۹۵ با انجام چند آزمایش بارگذاری سیکلی مورد بررسی قرار گرفته است. [۲۱]

روش‌های طراحی متعارف دیوارهای برشی کوپل بر مبنای تعیین برش پایه‌ی آیین‌نامه‌ی و تقسیم آن بین دیوارهای برشی و تیرهای کوپل قرار دارد. برش تیرهای کوپل تیر به‌طور مساوی یا نسبت فرضی دیگری بین تیرها تقسیم و بر این اساس تیرها و دیوارها طراحی می‌شوند. در این روش هیچ کنترل مستقیمی بر روی معیارهای عملکردی دیوار از جمله جابه‌جایی نسبی طبقات و مکانیزم تسلیم دیوار وجود ندارد. در این مطالعه، استفاده از روش PBPD بر روی دیوارهای برشی کوپل مورد بررسی قرار گرفته و ضمن انجام رابطه‌سازی‌های لازم نشان داده شده است که استفاده از روش مذکور منجر به طراحی دیوارهایی با عملکرد لرزه‌ی مطلوب شده است.

۲. مبنای روش طراحی خمیری بر اساس عملکرد (PBPD)

جابه‌جایی هدف و مکانیزم تسلیم از معیارهای عملکردی در روش PBPD هستند. برش طراحی بر اساس رابطه‌ی تعادل بین کار مورد نیاز برای ایجاد تغییر مکان یکپارچه سازه تا رسیدن به جابه‌جایی هدف و انرژی داخلی که با استفاده از طیف پاسخ سیستم کشسان خمیری یک درجه آزادی معادل به دست می‌آید، تعیین می‌شود. [۱۳] فرض می‌شود مقدار کار خارجی مورد نیاز برای انجام این جابه‌جایی، γ برابر انرژی



شکل ۱. رفتار ایده‌آل سازه و مفهوم تعادل انرژی. [۱۳]

رابطه ی ۶، α از رابطه ی ۹ محاسبه می شود: [۱۲]

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) \right) \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75 T^{-0.75}} \left(\frac{\theta_p \Lambda \pi^2}{T^2 g} \right) \quad (9)$$

که در آن، β_i ضریب توزیع برش است، که از رابطه ی ۱۰ محاسبه می شود: [۱۲]

$$\frac{V_i}{V_n} = \beta_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n W_j h_j}{W_n h_n} \right)^{0.75 T^{-0.75}} \quad (10)$$

θ_p جابه جایی خمیری و θ_u جابه جایی هدف و θ_y جابه جایی تسلیم است، که از رابطه ی ۱۱ به دست می آید:

$$\theta_p = \theta_u - \theta_y \quad (11)$$

در روش ذکر شده، نیروی جانبی در طبقه ی آخر از معادله ی ۱۲ محاسبه می شود و توزیع نیروی برشی در ارتفاع به صورت رابطه ی ۱۳ در نظر گرفته می شود:

$$F_n = V \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75 T^{-0.75}} \quad j = 1 \quad (12)$$

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) V_n \quad \text{اگر } \beta_{i+1} = 0 \quad i = n \quad (13)$$

۴. استفاده از روش PBPD در دیوارهای برشی با تیر همبند فلزی

روش طراحی خمیری براساس عملکرد، امکان انتخاب مکانیزم تسلیم سازه را قبل از طراحی فراهم می کند. آیین نامه ی FEMA برای اولین بار طراحی براساس عملکرد را ارائه کرده است. براساس آیین نامه ی مذکور، سطح عملکرد به ۳ دسته تقسیم می شود:

۱. سطح بهره برداری بدون وقفه (IO)، که سازه در برابر زلزله ی با احتمال وقوع ۵۰٪ در ۵۰ سال کنترل می شود.
۲. سطح حفظ جان (LS)، که سازه در برابر زلزله ی با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال کنترل می شود.
۳. سطح جلوگیری از تخریب (CP)، که سازه در برابر زلزله ی با احتمال وقوع ۲٪ در ۵۰ سال کنترل می شود.

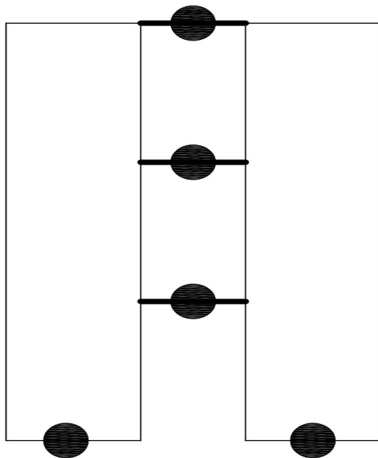
براساس پیشنهاد آیین نامه ی FEMA برای رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر، که همان سطح حفظ جان است، مقدار جابه جایی نسبی هدف (θ_u) به میزان ۰٫۰۷ تعیین شده و مقدار جابه جایی تسلیم برای دیوار برشی همبند، ۰٫۰۵ انتخاب می شود. [۹] در سال های ۲۰۰۶ و ۲۰۰۸، این سه سطح عملکرد برای طراحی دیوارهای برشی با تیر همبند فلزی به کار برده شده است. [۲۴]

اولین گام در طراحی به روش PBPD انتخاب مکانیزم تسلیم مطلوب است. این مکانیزم که تشکیل مفصل خمیری در تیرهای همبند و نهایتاً تشکیل مفصل در پای دیوارهاست، در شکل ۲ نشان داده شده است.

پس از انتخاب مکانیزم تسلیم مطلوب و انتخاب جابه جایی هدف با استفاده از معادله ی ۸، برش پایه و نیز از رابطه ی ۱۳، نیروی جانبی هر طبقه به دست خواهد آمد.

اولین گام طراحی پس از تعیین بار جانبی، طراحی پیوندهاست. لنگر خمیری طراحی هر پیوند در تسلیم خمشی با استفاده از شکل ۳ و با برابر قراردادن خارجی با کار داخلی ناشی از شکل گیری، مکانیزم تسلیم مطلوب از رابطه ی ۱۴ به دست می آید:

$$\beta_i M_{pbr} = \beta_i \frac{\left(\sum_{i=1}^n F_i h_i - \sum_{i=1}^m M_{pci} \right)}{\sum_{i=1}^n L_i \beta_i / e_i} \quad (14)$$



شکل ۲. مکانیزم تسلیم مطلوب در دیوارهای برشی با تیر همبند فلزی.

۳. دیوارهای برشی همبند

دیوارهای برشی همبند در واقع یک سیستم دوگانه هستند، زیرا بخشی از لنگر واژگونی بارهای جانبی توسط تیرهای همبند و بخش دیگر آن توسط دیوارهای برشی همبند شده تحمل می شود. به نسبت لنگر واژگونی تحمل شده توسط تیرهای همبند به لنگر واژگونی کل، درصد کوپلینگ گفته می شود. درصد کوپلینگ دیوارهای همبند به سختی تیرهای همبند بستگی دارد. یکی از روش های متداول طراحی دیوارهای برشی همبند انتخاب درصد کوپلینگ و تعیین لنگر واژگونی تحمل شده توسط تیرهای همبند است. با مشخص شدن لنگر واژگونی تحمل شده توسط تیرهای همبند، مقدار برش مجموع تیرهای پیوند حساب می شود. با فرض یک توزیع یکنواخت و با هر توزیع دلخواه دیگر، نیروی برشی هر کدام از تیرهای همبند در طبقات تعیین و سپس طراحی می شوند. هر کدام از دیوارهای برشی همبند شده براساس بخشی از لنگر واژگونی، که توسط تیرها تحمل نشده است، و نیروی محوری حاصل از برش تیرهای پیوند طراحی می شوند. این روش طراحی متضمن تشکیل مکانیزم مطلوب هنگام تسلیم سازه نیست. مکانیزم مطلوب، تشکیل مفصل های خمیری در تیرهای پیوند و در خاتمه، تشکیل مفصل خمیری در پای هر کدام از دیوارهای برشی است.

با توجه به عملکرد مطلوب روش طراحی خمیری براساس عملکرد در قاب های خمشی و مهاربندهای هم گرا و واگرا، در این نوشتار این روش بر روی دیوارهای برشی با تیر همبند فلزی ارزیابی می شود. برای این منظور سه ساختمان ۶، ۱۲ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی همبند انتخاب شده اند. این دیوارها به روش PBPD و به کمک آیین نامه های ۳۱۸ ACI، [۲۱] و ۲۰۰۹ IBC، [۲۲] طراحی شده اند. برای بررسی رفتار غیرخطی و مکانیزم تشکیل مفصل ها در دیوارهای برشی همبند از آنالیز بارافزون استفاده شده است.

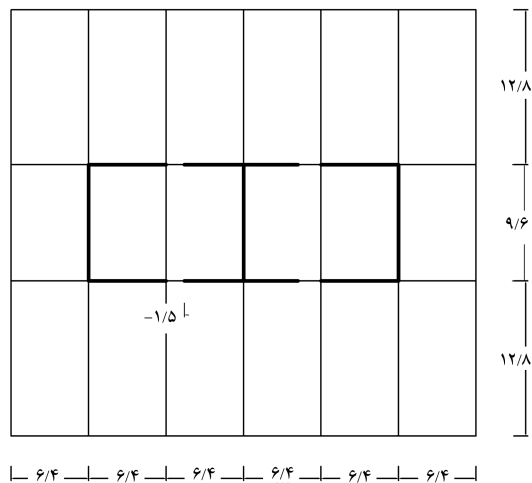
برش کل پیوندها بر تعداد آن‌ها برش هر پیوند به دست می‌آید و از روابط مربوط، مقطع پیوند طراحی می‌شود. پس از آن با حذف پیوندها و قراردادن نیروهای پیوند به جای آنها در قاب، سایر اعضا طراحی می‌شوند. [۲۵] جدول ۲، مشخصات دیوار برشی ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده از طریق روش معمول را نشان می‌دهد.

پس از به دست آوردن برش پایه، با استفاده از روش توزیع نیروی جدید و روش معمول، نیروی جانبی در هر طبقه به دست می‌آید. با مقایسه‌ی مقدار برش پایه در دو روش مختلف مشاهده می‌شود که برش در سازه‌ی طراحی شده به روش معمول به مراتب بیشتر از سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD است.

پس از محاسبه‌ی نیروی جانبی در روش PBPD با توجه به نوع تسلیم مورد انتظار پیوند، مقطع آن در هر طبقه به دست می‌آید. در پیوندهای خمشی با استفاده از رابطه‌های ۱۴ و ۱۷، مدول مقطع خمیری پیوند به دست می‌آید. جدول ۳، مقطع مورد نیاز برای پیوندها را در قاب طراحی شده به روش PBPD و روش معمول با هم مقایسه می‌کند. از جدول مذکور مشاهده می‌شود که با توجه به اینکه در سازه‌ی طراحی شده به روش معمول برای تمام طبقه‌ها یک مقطع پیوند انتخاب می‌شود، این مقطع بزرگ است؛ ولی در سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD، مقطع در هر طبقه با توجه به مکانیزم تسلیم مطلوب متفاوت است و این باعث اقتصادی‌تر شدن پیوندها در روش PBPD می‌شود. با توجه به تفاوتی که در مقطع پیوند در سازه‌های طراحی شده به دو روش وجود دارد و تسلیم در پیوند به مقطع و طول آن بستگی دارد، مکانیزم تسلیم در این دو سازه متفاوت است. در سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD، مکانیزم تسلیم پیوند خمشی است؛ ولی در سازه‌ی طراحی شده به روش آیین‌نامه، مکانیزم تسلیم پیوند برشی است.

پس از طراحی پیوندها در طبقه‌های مختلف در قاب PBPD، با توجه به بخش قبل و نوع تسلیم پیوند $(M_B)_i$ و $(V_u)_i$ برای هر طبقه به دست می‌آید. سپس مقدار F_R از معادله‌ی ۱۸ محاسبه می‌شود. جدول ۴، این مقادیر را برای قاب‌های PBPD، ۱۲ طبقه نشان می‌دهد.

در روش PBPD پس از محاسبه‌ی پارامترهای مورد نیاز طراحی مقاطع خارج از پیوند با اعمال $(M_B)_i$ ، $(V_u)_i$ و $(\alpha_i F_R)$ به دیاگرام آزاد شکل ۲، مقاطع خارج از پیوند طراحی می‌شوند. مشخصات دیوار برشی طراحی شده توسط روش PBPD در جدول ۵ ارائه شده است.



شکل ۵. پلان قاب‌های مورد استفاده. [۲۴]

جدول ۱. پارامترهای طراحی روش PBPD قاب ۱۲ طبقه.

مقدار	پارامتر
۹۵۵۸۸۷	وزن کل سازه W
۹۶۸۶۳	برش پایمی به دست آمده از آیین‌نامه (kgf)
۰/۱۰۱	$C_s = v/w$
۰/۶۰۸	C_e
۰/۰۰۵	جابه‌جایی تسلیم θ_y
۰/۰۲	جابه‌جایی هدف θ_u
۴	μ_s
۴	R_μ
۰/۴۳۸	Γ
۳/۲۷۱	A
۰/۰۴۹	v/w
۴۶۵۶۳	برش پایمی روش نوشتار حاضر (kgf)

جدول ۲. مشخصات دیوار برشی ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده از طریق روش معمول. [۲۴]

طبقه	ضخامت دیوار (cm)	میلگرد سراسری (mm)	فاصله‌ی میلگرد سراسری (cm)	میلگرد در جزء مرزی (mm)	تعداد میلگرد در جزء مرزی
۱۲	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۳۶
۱۱	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۳۶
۱۰	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۳۶
۹	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۳۶
۸	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۲۵
۷	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۲۵
۶	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۲۵
۵	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۲۵
۴	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۱۰
۳	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۱۰
۲	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۱۰
۱	۳۵	۱۲	۲۵	۲۸	۱۰

جدول ۳. مقطع موردنیاز پیوند در دو روش ذکرشده در قاب ۱۲ طبقه.

طبقه	روش معمول (cm)				روش PBPD (cm)			
	d	tw	b	tf	d	tw	b	tf
۱۲	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۱۶	۰٫۵	۸	۰٫۷۴
۱۱	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۲۲	۰٫۵۹	۱۱	۰٫۹۲
۱۰	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۲۴	۰٫۶۲	۱۲	۰٫۹۸
۹	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۲۷	۰٫۶۶	۱۳٫۵	۱٫۰۲
۸	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۲۷	۰٫۶۶	۱۳٫۵	۱٫۰۲
۷	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۳۰	۰٫۷۱	۱۵	۱٫۰۷
۶	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۳۰	۰٫۷۱	۰٫۱۵	۱٫۰۷
۵	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۳۰	۰٫۷۱	۱۵	۱٫۰۷
۴	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۳۳	۰٫۷۵	۱۶	۱٫۱۵
۳	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۳۳	۰٫۷۵	۱۶	۱٫۱۵
۲	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۳۳	۰٫۷۵	۱۶	۱٫۱۵
۱	۲۶٫۴	۰٫۸	۱۶٫۵	۲٫۵	۳۳	۰٫۷۵	۱۶	۱٫۱۵

جدول ۴. محاسبه‌ی پارامترهای موردنیاز برای طراحی دیوار برشی کناری قاب PBPD، ۱۲ طبقه.

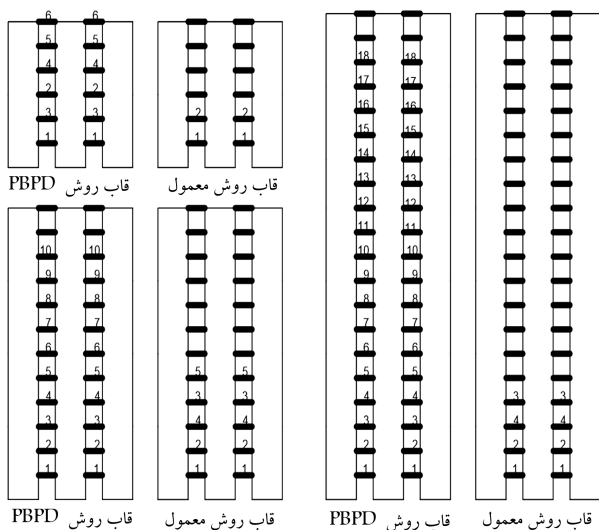
طبقه	V_u (kg)	M_B (kg - cm)	$\alpha_i F_R$ (kg)
۱۲	۵۰۰۱٫۳۳	۳۷۵۱۰۰٫۰۰	۷۴۹۸٫۶۵
۱۱	۱۱۴۹۵٫۰۰	۸۶۲۱۲۵٫۰۰	۷۷۷۵٫۹۰
۱۰	۱۴۸۰۲٫۳۳	۱۱۱۰۱۷۵٫۰۰	۵۹۵۹٫۳۱
۹	۱۹۵۲۱٫۳۳	۱۴۶۴۱۰۰٫۰۰	۴۸۹۵٫۲۲
۸	۱۹۵۲۱٫۳۳	۱۴۶۴۱۰۰٫۰۰	۴۱۰۱٫۰۳
۷	۲۵۳۲۹٫۳۳	۱۸۹۹۷۰۰٫۰۰	۳۴۴۴٫۷۸
۶	۲۵۳۲۹٫۳۳	۱۸۹۹۷۰۰٫۰۰	۲۸۷۰٫۸۴
۵	۲۵۳۲۹٫۳۳	۱۸۹۹۷۰۰٫۰۰	۲۳۵۰٫۳۰
۴	۳۲۴۲۸٫۰۰	۲۴۳۲۱۰۰٫۰۰	۱۸۶۵٫۹۸
۳	۳۲۴۲۸٫۰۰	۲۴۳۲۱۰۰٫۰۰	۱۴۰۶٫۶۴
۲	۳۲۴۲۸٫۰۰	۲۴۳۲۱۰۰٫۰۰	۹۶۴٫۲۹
۱	۳۲۴۲۸٫۰۰	۲۴۳۲۱۰۰٫۰۰	۵۹۱٫۲۴

جدول ۵. مشخصات دیوار برشی ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده از طریق روش PBPD.

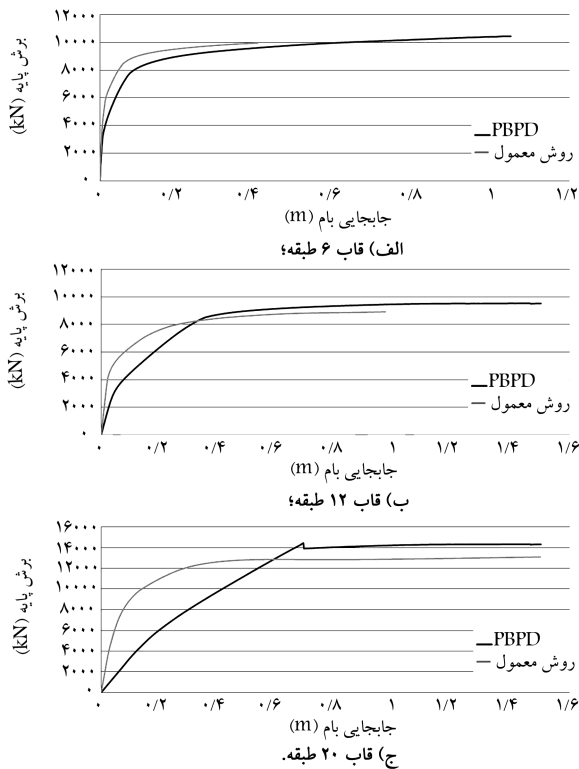
طبقه	ضخامت دیوار (cm)	میلگرد (mm)	فاصله‌ی میلگرد (cm)
۱۲	۳۵	۲۰	۲۰
۱۱	۳۵	۲۰	۲۰
۱۰	۳۵	۲۰	۲۰
۹	۳۵	۲۰	۲۰
۸	۳۵	۱۶	۳۰
۷	۳۵	۱۶	۳۰
۶	۳۵	۱۶	۳۰
۵	۳۵	۱۶	۳۰
۴	۳۵	۱۴	۳۵
۳	۳۵	۱۴	۳۵
۲	۳۵	۱۴	۳۵
۱	۳۵	۱۴	۳۵

۶. ارزیابی دیوارهای برشی با تیر همبند فلزی

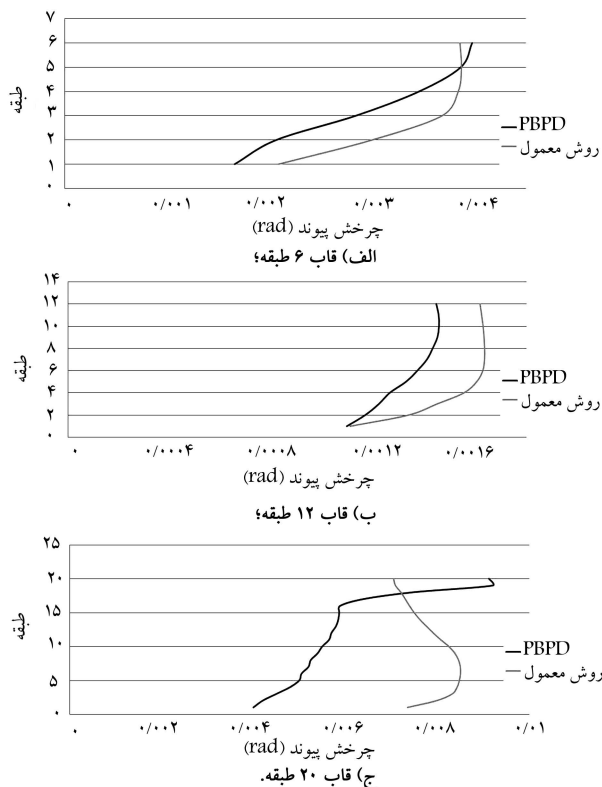
پس از طراحی اعضاء به دو روش مختلف، قاب در نرم‌افزار تحلیل غیرخطی مدل‌سازی و سپس براساس الگوی باراستاتیکی پوش داده شده است. قاب ۶ طبقه تا جابه‌جایی بام به مقدار ۱ متر و قاب‌های ۱۲ و ۲۰ طبقه به مقدار ۱٫۵ متر پوش داده شده است. در اثر این پوش، رفتار سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD با سازه طراحی شده به روش معمول آیین‌نامه مقایسه شده است. اولین عاملی که در دو سازه بررسی شده است، نحوه‌ی تشکیل مفاصل است. در سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD، شکل‌گیری مکانیزم به صورت یکنواخت از پایین به بالا صورت گرفته است. در این نوشتار به دلیل مسائل معماری و پلان ساختمان طول پیوند ۱٫۵ متر انتخاب شده است. از آنجا که در قسمت قبل سطح مقطع پیوندها در دو روش مختلف به دست آمده است، می‌توان با محاسبه‌ی لنگرو برش خمیری (V_P و M_P) و مقایسه‌ی طول پیوند با روابط ذکرشده در قسمت قبل نوع تسلیم پیوندها را مشخص کرد. در این نوشتار در قاب طراحی شده به روش معمول، طول پیوندها از $\frac{V_P M_P}{V_P}$ کمتر است و تسلیم پیوندها به صورت برشی خواهد بود. در قاب طراحی شده به روش PBPD، طول پیوند بزرگ‌تر از $\frac{V_P M_P}{V_P}$ است و پیوندها به صورت خمشی طراحی شده‌اند. پس از انجام آنالیز پوش‌آور در سازه‌های طراحی شده به دو روش ملاحظه شده است که در سازه‌های طراحی شده به روش PBPD، مکانیزم تسلیم پیوندها همان‌طور که موردانتظار است، به صورت خمشی شکل می‌گیرد. در حالی که در سازه‌ی طراحی شده به روش معمول مکانیزم موردانتظار تشکیل نمی‌شود. همچنین در سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD، تسلیم پیوندها به صورت تقریباً یکنواخت و منظم از پایین به بالا شکل می‌گیرد، در حالی که در سازه‌ی طراحی شده به روش معمول تسلیم پیوندها به صورت غیریکنواخت انجام می‌شود. با توجه به آنکه سهم عمده‌ی بارهای ناشی از زلزله توسط پیوندها تحمل می‌شود، بنابراین، نحوه‌ی تسلیم پیوندها و ترتیب تشکیل آن‌ها تأثیر زیادی در رفتار لرزه‌ی کل سازه دارد. همچنین توزیع غیریکنواخت و نامتناسب با نیاز اعضا باعث متمرکز شدن تسلیم در یک نقطه و ایجاد خرابی‌های غیرقابلی پیش‌بینی می‌شود. شکل ۶، ترتیب تشکیل مفصل در پیوندهای دو قاب ۶ طبقه‌ی طراحی شده به روش معمول و روش PBPD را نشان می‌دهد.



شکل ۶. مقایسه‌ی ترتیب تشکیل مفصل‌های پیوندها در دو قاب ۶ طبقه.



شکل ۷. مقایسه‌ی نمودار برش پایه - جابه‌جایی بام در دو قاب طراحی شده به دو روش مختلف.



شکل ۸. مقایسه‌ی چرخش خمیری پیوند در نقطه‌ی عملکرد دو قاب طراحی شده به دو روش مختلف.

منحنی پوش سازه برای ۳ قاب ۶، ۱۲ و ۲۰ طبقه که توسط دو روش معمول و PBPD طراحی شده‌اند، در شکل ۷ با هم مقایسه شده‌اند. منحنی برش پایه - جابه‌جایی بام سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD نسبت به منحنی برش پایه - جابه‌جایی بام سازه طراحی شده به روش معمول، شیب اولیه‌ی کمتری دارد؛ و روند افزایش تغییرمکان نسبت به افزایش بار با شدت بیشتری نسبت به سازه‌های معمول انجام می‌شود. با وجود این مقدار ظرفیت باربری نهایی سازه‌ی PBPD، که در آن گسیختگی اتفاق افتاده است، از مقدار نظیر در سازه‌ی معمولی بیشتر است. به‌عنوان مثال، برش در نقطه‌ی گسیختگی منحنی برش پایه - جابه‌جایی بام برای قاب ۱۲ طبقه‌ی PBPD، ۹۵۰۰ کیلو نیوتن و در قاب ۱۲ طبقه‌ی معمول ۸۷۵۰ کیلو نیوتن است. این دو مسئله بیانگر شکل‌پذیری بیشتر سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD نسبت به سازه‌ی طراحی شده به روش معمول است. میزان جذب انرژی در دو سازه، که برابر با سطح زیر منحنی برش پایه - جابه‌جایی بام است، در سازه‌ی PBPD به مراتب بیشتر از سازه‌ی معمول است، که بیانگر رفتار بهتر سازه در زلزله است. مطابق شکل مذکور مشاهده می‌شود که قاب طراحی شده به روش معمول به دلیل تخریب در بعضی از اعضاء آن قادر به رسیدن به جابه‌جایی هدف نیست، در حالی که سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD تا جابه‌جایی هدف پوش داده شده است. این مسئله نشان می‌دهد که سازه‌ی PBPD توانایی رسیدن به جابه‌جایی بیشتری را دارد.

همان‌طور که در ابتدا گفته شده است، در روش PBPD قبل از طراحی، مکانیزم تسلیم و جابه‌جایی هدف تعیین می‌شوند. از نتایج آنالیز پوش‌آور مشاهده شده است که سازه‌ی PBPD به مکانیزم تسلیم موردنظر و جابه‌جایی هدف خواهد رسید.

پس از به‌دست آوردن منحنی برش پایه - جابه‌جایی بام با استفاده از زلزله‌ی طرح، نقطه‌ی عملکرد برای هر قاب به‌دست می‌آید. شکل ۸، چرخش پیوند در نقطه‌ی عملکرد برای دو سازه‌ی طراحی شده به دو روش متفاوت را نشان می‌دهد، که مطابق آن چرخش پیوند در سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD در حد مجاز و توزیع آن در ارتفاع یکنواخت است. یکنواختی چرخش پیوند در ارتفاع، نمایانگر توزیع مطلوب نیروهای پیوند در ارتفاع و رفتار قابل پیش‌بینی برای سازه است. زیرا با وجود اختلاف در نیروها و مقطع پیوند در ارتفاع، رفتار آن‌ها در برابر زلزله یکسان و پیوندها به‌صورت بهینه طراحی شده‌اند.

در سازه‌ی طراحی شده به روش آیین‌نامه، توزیع چرخش پیوند در ارتفاع غیر یکنواخت است، که نشان‌دهنده‌ی غیرمناسب بودن طراحی پیوندهاست. برای مثال چرخش پیوند بام در نقطه‌ی عملکرد قاب ۱۲ طبقه‌ی PBPD، ۰/۰۱۴۵ رادیان و این مقدار برای قاب ۱۲ طبقه با روش معمول ۰/۰۱۶۲ رادیان است.

در شکل ۹، مقایسه‌ی بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات در سازه‌ی طراحی شده به دو روش متفاوت نشان داده شده است. مطابق شکل مذکور مشاهده می‌شود که در سازه‌ی طراحی شده به روش PBPD برخلاف سازه‌ی طراحی شده به روش آیین‌نامه، بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات به‌طور یکنواخت در ارتفاع توزیع شده است. یکنواخت توزیع شدن جابه‌جایی نسبی در طبقات در نتیجه‌ی طراحی مناسب و بهینه‌ی اعضاست، به‌طوری که از تمام ظرفیت مقاطع در هنگام زلزله‌ی طرح به‌طور یکنواخت استفاده می‌شود. برای مثال جابه‌جایی بام در نقطه‌ی عملکرد قاب ۱۲ طبقه‌ی PBPD، ۹/۳۷ سانتی‌متر و این مقدار برای قاب ۱۲ طبقه با روش معمول، ۸/۷۷ سانتی‌متر است.

۷. نتیجه‌گیری

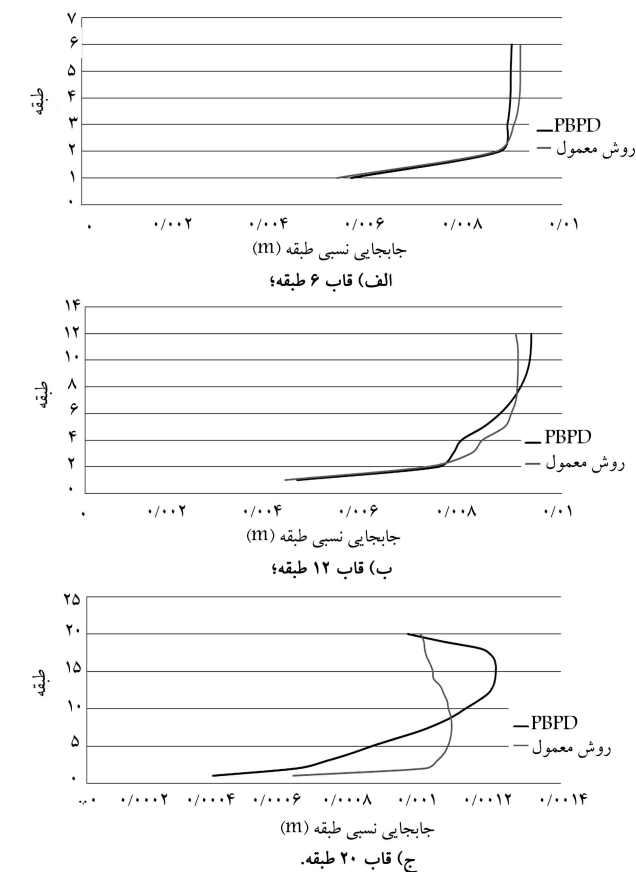
با طراحی سازه‌ها به دو روش PBPD و روش معمول و ارزیابی رفتار غیرخطی سازه‌های طراحی‌شده، این نتایج به‌دست آمده است:

۱. قاب در سازه‌ی طراحی‌شده به روش PBPD به مکانیزم تسلیمی از قبل انتخاب‌شده می‌رسد و روند تسلیم پیوند به‌صورت منظم از پایین به بالاست، در حالی که در سازه‌ی طراحی‌شده به روش معمول، مکانیزم تسلیم از قبل قابل پیش‌بینی نیست و تسلیم به‌طور منظم اتفاق نمی‌افتد.

۲. منحنی برش پایه - جابه‌جایی بام در سازه‌ی طراحی‌شده به روش PBPD نسبت به سازه‌ی طراحی‌شده به روش معمول، شیب اولیه‌ی کمتری دارد، ولی حد نهایی آن بیشتر است. همچنین سازه، شکل‌پذیری بیشتری دارد و در برابر زلزله میزان جذب انرژی بیشتری دارد. با وجود آنکه مقطع پیوندها در روش PBPD نسبت به روش معمول کوچک‌تر است؛ ولی در روش PBPD، از ظرفیت تمام مقاطع استفاده و طراحی از طریق آن، به‌صورت بهینه است.

۳. جابه‌جایی نسبی طبقات نقطه‌ی عملکرد در سازه‌ی طراحی‌شده به روش PBPD نسبت به سازه‌ی معمولی به‌طور یکنواخت‌تر در ارتفاع توزیع شده و در حد مجاز است. بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی بام در نقطه‌ی عملکرد در روش PBPD، ۹/۳۷ سانتی‌متر و در روش معمول، ۸/۷۷ سانتی‌متر است.

۴. چرخش پیوندها در نقطه‌ی عملکرد در سازه‌ی طراحی‌شده به روش PBPD در حد مجاز و توزیع آن در ارتفاع یکنواخت است. بیشینه‌ی چرخش پیوند نقطه‌ی عملکرد در روش PBPD، ۰/۰۱۴۵ رادیان و در روش معمول، ۰/۰۱۶۲ رادیان است، که کمی از روش PBPD بزرگ‌تر است.



شکل ۹. مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ها در نقطه‌ی عملکرد دو قاب طراحی‌شده به دو روش مختلف.

پانوشته‌ها

1. moment resistant frame
2. performance based plastic design
3. eccentrically braced frame
4. eccentrically braced frame with horizontal link
5. eccentrically braced frame with vertical link

منابع (References)

1. Leelataviwat, S., Goel, S.C. and Stojadinović, B. "Toward performance-based seismic design of structures", *Earthquake Spectra*, **15**(3), pp. 435-461 (1999).
2. Leelataviwat, S., Saewon, W. and Goel, S.C. "An energy based method for seismic evaluation of structures", *In Proceedings of Structural Engineers Association of California Convention*, SEAOC 2007, Lake Tahoe, CA (26-29 September 2007).
3. Lee, S.S. and Goel, S.C., *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 (2001).
4. Dasgupta, P., Goel, S.C. and Parra-Montesinos, G. "Performance-based seismic design and behavior of a composite buckling restrained braced frame (BRBF)", *In Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering* (2004).
5. Chao, S.H. and Goel, S.C. "Performance-based design of eccentrically braced frames using target drift and yield mechanism", *AISC Engineering Journal Third Quarter*, pp. 173-200 (2006).
6. Chao, S.H. and Goel, S.C. "A seismic design method for steel concentric braced frames for enhanced performance", *4th International Conference on Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan (12-13 October 2006).
7. Goel, S.C. and Chao, S.H., *Performance-Based Plastic Design: Earthquake Resistant Steel Structures*, International Code Council, Washington, DC (2008).

8. Chao, S.H., Goel, S.C. and Lee, S-S "A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures", *Earthquake Spectra*, **23**(3), pp. 547-569 (2007).
9. Chao, S.H. and Goel, S.C. "Performance-based plastic design of seismic resistant special truss moment frames", *AISC Engineering Journal Second Quarter*, pp. 127-150 (2008).
10. Housner, G.W. "Limit design of structures to resist earthquakes", *In Proceedings of First World Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, Part 5, pp. 1-11 (June 1956).
11. Roeder, C.W. and Popov, E.P., *Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel Frames Under Cyclic Loadings*, Report No. UCB/EERC-77/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley (1977).
12. Leelataviwat, S., Goel, S.C. and Stojadinović, B., *Drift and Yield Mechanism Based Seismic Design and Upgrading of Steel Moment Frames*, Report No. UMCEE 98-29, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor (1977).
13. Chao, S.H. and Goel, S.C., *Performance-Based Seismic Design of EBF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria*, Report No. UMCEE 05-05, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI (2005).
14. Chao, S.H. and Goel, S.C. "Performance based seismic design of special truss moment frames", *4th International Conference on Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan (12-13 October 2006).
15. Shayanfar, M.A., Rezaeian, A.R. and Zanganeh, A. "Seismic performance of eccentrically braced frame with vertical link using PBPD method", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**(1), pp. 1-21 (2012).
16. Paulay, T. and Priestely, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry*, John Wiley & Sons (1971).
17. Paulay, T. and Santhakumar, A.R. "Ductile behavior of coupled shear walls", *ASCE Journal of the Structural Division*, **102**(1), pp. 93-108 (1976).
18. Paulay, T, Coupling beams. Frein Forced Concrete shear walls, *Proceeding. fa workshop on earthquake - resistant rein forced concrete building construction*, University of California, Berkeley, 1452-1962 , (in Persian) (1977).
19. Subedi, N.K. "RC-coupled shear wall structures. I: Analysis of coupling beams", *Structural Engineering*, **117**(3), pp. 667-680 (1991).
20. Chaallal, O., Gauthier, D. and Malenfant, P. "Classification methodology for coupled shear walls", *Structural Engineering*, **122**(12), pp. 1453-1458 (1996).
21. Harries, K.A. "Seismic design and retrofit of coupled walls using structural steel", McGill University, PhD Thesis (1995).
22. AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois (2005).
23. *International Building Code*, A member of the Internationally Code Family, IBC (2009).
24. Hull, D.H. and Harries, K.A. "On the applicability of fixed point theory to the behavior of coupled core walls", *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, **8**(1), pp. 161-186 (March 2008).
25. Daneshvar, M.H., "Reduction factor in couple shear wall with steel beam", MS thesis, Ferdowsi University of Mashad (2013).