

طرح سیستم دیوار برشی فولادی براساس نیاز جابجایی غیرکشسان

مجید قلهکی* (استادیار)

شاهرخ شعبی (دانشجوی دکتری)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۴ (۱۳۹۴)
دوره‌ی ۲ - ۳۱، شماره‌ی ۲/۴، ص. ۷۰-۶۱

امروزه با وجود گسترش استفاده از دیوارهای برشی فولادی، طراحی آنها در آیین‌نامه‌ها هنوز براساس روش‌های نیرویی است. روش‌های نیرویی به دلیل در نظر نگرفتن رفتار غیرکشسان به تدریج جای خود را به روش‌های طراحی براساس عملکرد داده‌اند. یکی از این روش‌ها، روش طرح خمیری براساس عملکرد است، که یکی از پارامترهای اولیه‌ی طراحی در آن، پارامتر تعیین مقدار رانش تسلیم سازه است، که در اغلب مطالعات با کاستی‌هایی همراه بوده است. در این نوشتار ضمن ارائه‌ی روش طراحی مذکور برای سازه‌های با دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده، روشی برای تعیین مقدار رانش تسلیم سازه نیز ارائه شده است. لذا جهت کنترل، ۶ سازه‌ی ۵ و ۱۰ طبقه با شکل‌پذیری‌های متفاوت با زلزله‌ی طرح آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران طرح شده است. با تحلیل غیرخطی استاتیکی سازه‌ها مشاهده شده است که شکل‌پذیری هدف و شکل‌پذیری واقعی سازه‌ها به هم نزدیک است. همچنین عدم اصلاح مقدار رانش تسلیم سبب ایجاد خطا در طرح خواهد شد.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی، طرح لرزه‌یی براساس عملکرد، روش طراحی مبتنی بر جابجایی، مکانیزم تسلیم، طرح خمیری، جابجایی تسلیم، رانش تسلیم.

۱. مقدمه

امروزه با شناخت بهتر از عملکرد سیستم‌های باربر دیوار برشی فولادی و به دلیل رفتار مناسب لرزه‌یی، استفاده از آنها جایگاه خود را در کنار دیگر سیستم‌های باربر متداول لرزه‌یی باز کرده است. سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی اولین بار در ساختمان نیون استیل در ژاپن (۱۹۷۰)، سپس در ایالات متحده‌ی آمریکا، و به تدریج در دیگر نقاط جهان استفاده شده است. با گسترش استفاده از این سیستم در سازه‌ها، مطالعات گسترده‌یی نیز بر روی آنها صورت گرفته و مشخص شده است که این سیستم‌ها در برابر نیروهای جانبی زلزله عملکرد بسیار مناسبی دارند. سختی بالا، جذب انرژی خوب و رفتار هیستریزس بسیار مناسب آن به خصوص در دیوارهای برشی فولادی سخت نشده از جمله رفتارهای مناسب لرزه‌یی این سیستم‌ها هستند.^[۱] با توجه به رفتار مناسب لرزه‌یی سیستم‌های مذکور، ضوابط استفاده از آنها در آیین‌نامه‌های معتبری نظیر: AISC-۳۴۱،^[۲] FEMA-۴۵۰^[۳] و CAN/SCA-۱۶^[۴] ارائه شده است. طراحی در کلیه‌ی این آیین‌نامه‌ها براساس روش‌های ساده‌شده‌ی مبتنی بر نیرو (FBS) و بر مبنای نیاز کاهش داده‌شده‌ی کشسان ناشی از رفتار غیرکشسان است.

امروزه به منظور ارزیابی واقعی تراز پاسخ غیرکشسان سازه و شناخت بهتر از خرابی آن، روش‌های طراحی سیستم‌های سازه‌یی مقاوم در برابر زلزله، به تدریج در حال تغییر

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۹/۱۹، اصلاحیه ۱۳۹۲/۱۲/۱۷، پذیرش ۱۳۹۳/۲/۲۷.

mgholhaki@semnan.ac.ir
shsh70@yahoo.com

از روش‌های مبتنی بر نیرو به روش‌های مبتنی براساس عملکرد (PBSD)^[۲] هستند. روش‌های طراحی متداول سازه‌ی مبتنی بر نیرو قادر به تعیین پاسخ غیرکشسان سازه نیست و ارزیابی دقیقی از خرابی سازه ارائه نمی‌دهند. در مقابل، روش‌های طراحی براساس عملکرد، که مبتنی بر جابجایی است، با تعیین پاسخ‌های غیرکشسان سازه نظیر: تغییر شکل‌های غیرکشسان، شکل‌پذیری، و انرژی پسماند جهت ارزیابی و تعیین خرابی سازه بسیار مناسب هستند.

برخلاف روش‌های طراحی مبتنی بر نیرو، که نیازمند سعی و خطای کمی است و طرح با سرعت مناسبی به جواب می‌رسد، روش‌های مبتنی بر عملکرد نیازمند چرخه‌ی تکراری و سنگین «ارزیابی کارایی - طراحی مجدد - ارزیابی کارایی» هستند و سرعت رسیدن به طراحی مطلوب، بسیار کند و مشکل است. روش‌های مختلفی جهت بر طرف کردن این مشکل در طراحی براساس عملکرد توسط پژوهشگران پیشنهاد شده است. کلیه‌ی این روش‌ها نظیر روش‌های: طیف نقطه‌ی تسلیم (YPSM)^[۳]، نیروی جانبی اصلاح شده (MLFP)^[۴]،^[۶] و طرح مستقیم مبتنی بر جابجایی (DDBD)^[۷]،^[۵] اصولاً متمرکز بر تعیین برش پایه‌ی طرح مناسب جهت محاسبه‌ی اثر مودهای بالاتر، مقاومت افزون سیستم، جابجایی تسلیم، سختی مؤثر، دوره‌ی تناوب مؤثر، استهلاک لزجی و یا شکل‌پذیری است.

در میان روش‌های ذکر شده، روش طرح مستقیم مبتنی بر تغییرمکان (DDBD) یکی از روش‌های متداول است که توسط پژوهشگران مورد استفاده قرار می‌گیرد. اصل اولیه‌ی این روش بر پایه‌ی ایده‌آل‌سازی یک سازه‌ی غیرکشسان با یک نوسان‌گر

ترتیب برابر انرژی کشسان و غیرکشسان برای حرکت سازه تا تغییر مکان هدف هستند. شکل ۱، رابطه بین برش پایه و جابجایی طبقه را برای سیستم کشسان و سیستم کشسان خمیری کامل مشخص می‌کند. با استفاده از رابطه ۳ و تعادل انرژی در شکل ۱، مقدار γ از رابطه ۴ به دست می‌آید:

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

در رابطه ۴، R_μ ضریب کاهش شکل پذیری و μ_s ضریب شکل پذیری است و مقدار R_μ را می‌توان از رابطه نیومارک - هال^[۱۱] به دست آورد. با توجه به اینکه مقدار $C_e = S_a/g$ است، رابطه ۳ به صورت رابطه ۵ بیان می‌شود:

$$E_p + E_e = \gamma \left(\frac{1}{\gamma} M S_v^* \right) = \frac{1}{\gamma} \gamma M \left(\frac{T}{\pi} C_e g \right) \quad (5)$$

که در آن، S_a برابر شبه شتاب طیفی است.

در پژوهشی در سال ۱۹۸۵^[۱۲] نشان داده شده است که می‌توان انرژی ارتعاشی کشسان سازه را با فرض اینکه کل سازه به سیستم یک درجه‌ای آزادی معادل کاهش یابد، با دقت قابل قبولی از طریق رابطه ۶ محاسبه کرد:

$$E_e = \frac{1}{\gamma} M \left(\frac{T}{\pi} \cdot \frac{V_y}{W} \cdot g \right) \quad (6)$$

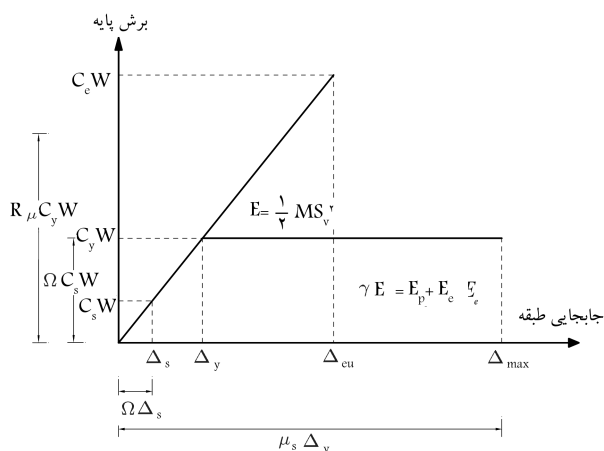
که در آن، V_y برابر برش پایه‌ی تسلیم سازه است. با جای‌گذاری رابطه ۶ در رابطه ۵، رابطه ۷ را خواهیم داشت:

$$E_p = \frac{W T^2 g}{\lambda \pi^2} \left[\gamma C_e^* - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right] \quad (7)$$

که در آن، مقدار E_p کل انرژی غیرکشسان برای ایجاد تغییر شکل خمیری و تشکیل مکانیزم فروریختگی است. با انتخاب یک مکانیزم دلخواه تسلیم به صورت شکل ۲، رابطه انرژی خمیری (E_p) برای کار خارجی ناشی از نیروهای جانبی طرح به صورت رابطه ۸ به دست می‌آید:

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p \quad (8)$$

در رابطه ۸، مقدار F_i برابر با نیروی وارد بر طبقه‌ی i ام سازه است، که ناشی از برش پایه‌ی طرح است، و h_i نیز برابر ارتفاع تراز طبقه‌ی i ام و n تعداد طبقات است.



شکل ۱. پاسخ رفتاری سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی ایده‌ال و مفهوم تعادل.

کشسان یک درجه‌ی آزادی با سختی و استهلاک معادل استوار است. روش‌های مختلفی براساس طرح مستقیم مبتنی بر جابجایی (DDBD) بین پژوهشگرانی که بر روی روش‌های پیشرفته‌ی طراحی لرزه‌ی کار می‌کنند، متداول است که روش طراحی ارائه شده در این نوشتار یکی از آنهاست. اساس روش مذکور بر پایه‌ی تعادل انرژی بین تغییر شکل غیرکشسان یک سازه و مکانیزم تسلیم‌شدگی فرضی در آن است و به روش طراحی خمیری براساس عملکرد (PBPD) موسوم است.

با وجود آنکه روش‌های مختلف طراحی براساس عملکرد (PBSD)، ضوابط طراحی ویژه‌ی برای سیستم‌های متداول برابر جابجایی پیشنهاد کرده‌اند، ولی تاکنون چنین ضوابطی برای سیستم‌های دیوار برشی فولادی (SPSW) ارائه نشده است. در این نوشتار با استفاده از روش طراحی خمیری براساس عملکرد (PBPD)، ضوابط پیشنهادی ویژه‌ی برای طراحی سازه‌های با دیوار برشی فولادی (SPSW) بدون سخت‌کننده تحت یک زلزله با سطح خطر مشخص و یک جابجایی غیرکشسان و یا شکل‌پذیری خاص پیشنهاد شده است. این روش در پژوهشی در سال ۲۰۰۹^[۸] ارائه شده است، اما با کاستی‌هایی همراه بوده است. در این نوشتار ساختمان‌هایی با پلان مشخص و تعداد طبقات ۵ و ۱۰ طبقه و با اتصالات گیردار برای المان‌های مرزی و با شکل‌پذیری‌های هدف مختلف توسط روش ارائه شده طرح و سپس شکل‌پذیری واقعی سازه‌های طرح شده با مقدار هدف مقایسه شده است.

۲. روش طراحی خمیری براساس عملکرد (PBPD)

برش پایه‌ی طرح در آیین‌نامه‌های متداول زلزله از نیاز مقاومت کشسان به نیاز مقاومت غیرکشسان توسط ضریب رفتار R کاهش داده می‌شود. این نیاز غیرکشسان نیز مجدداً توسط ضریب اهمیت بسته به کاربری سازه افزایش داده می‌شود. تعیین برش پایه‌ی طرح در آیین‌نامه‌های زلزله به‌طور عمومی به صورت رابطه ۱ به دست می‌آید:

$$V = C_e \left(\frac{I}{R} \right) W \quad (1)$$

که در آن، C_e برابر شتاب طیفی اصلاح شده یا ضریب برش پایه‌ی کشسان، I ضریب اهمیت، R ضریب رفتار و W وزن مؤثر سازه است. اصولاً روش‌های مبتنی بر نیرو هیچ‌گونه ارزیابی از رفتار غیرکشسان سازه ارائه ندادند و بنابراین استفاده از آنها نیازمند ضوابط ویژه برای رسیدن به طرح مطلوب خواهد بود. در مقابل، در روش‌های طراحی مبتنی بر تغییر مکان، این کاستی برطرف شده است و این‌گونه روش‌ها ارزیابی مناسبی از رفتار غیرکشسان سازه ارائه می‌دهند. از جمله‌ی این روش‌ها، می‌توان به روشی اشاره کرد که ابتدا در سال ۱۹۹۸^[۹] و سپس اصلاح‌شده‌ی آن در سال ۲۰۰۱^[۱۰] ارائه شده است. اساس طراحی در روش مذکور، استفاده از تعادل انرژی برای حرکت یک طرفه‌ی سازه با تشکیل مکانیزم فروریختگی دلخواه تا تغییر مکان هدف است. مقدار انرژی خارجی مورد نیاز برای این کار، γ برابر انرژی کشسان ورودی است (که از رابطه ۲ به دست می‌آید) و معادله‌ی تعادلی انرژی به صورت رابطه ۳ خواهد بود:

$$E = \frac{1}{\gamma} M S_v^* \quad (2)$$

$$E_p + E_e = \gamma E = \gamma \left(\frac{1}{\gamma} M S_v^* \right) \quad (3)$$

در رابطه ۲، E انرژی کشسان ورودی، M جرم سازه و S_v شبه سرعت و یا سرعت طیفی طرح و همچنین در رابطه ۳، γ ضریب اصلاح انرژی، E_p و E_e به

۱.۳. توزیع نیروی برش پایه در طبقات

همان‌طور که در روابط ۹ و ۱۰ مشاهده می‌شود، نیروی برش پایه‌ی تسلیم، رابطه‌ی مستقیم با توزیع آن در طبقات سازه دارد؛ به طوری که با توزیع‌های متفاوت برش پایه در طبقات، مقدار برش پایه‌ی تسلیم و در نتیجه، توزیع سختی (طرح سازه) متفاوت خواهد بود. نحوه‌ی دقیق توزیع برش پایه برای سیستم باربر (SPSW)، نیازمند داده‌های آماری و تحلیل‌های دینامیکی بوده و تاکنون روشی برای این سیستم ارائه نشده است. طبق پژوهش انجام شده در سال ۲۰۱۲ [۱۳]، نحوه‌ی توزیع نیروی برش پایه در طبقات تأثیر قابل توجهی در شکل‌پذیری سازه ندارد. به همین دلیل برای توزیع نیروی برشی در طبقات می‌توان از توزیع براساس مود اول ارتعاش و یا توزیع پیشنهادی آیین‌نامه‌ها استفاده کرد. در این نوشتار، توزیع نیروی جانبی براساس توزیع آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران انجام شده است. [۱۴]

۲.۳. طراحی اعضاء سیستم باربر دیوار برشی فولادی

الف) ورق جان پانل‌های دیوار برشی فولادی

به‌عنوان اولین سعی فرض می‌شود که کلیه‌ی برش توسط ورق جان دیوار برشی تحمل شود. بنابراین ضخامت لازم برای ورق جان به‌صورت رابطه‌ی ۱۱ محاسبه می‌شود:

$$t_{w,i} = \frac{2V_i}{0.95F_y L_w} \quad (11)$$

که در آن، $t_{w,i}$ ضخامت ورق جان، V_i برابر برش طبقه‌ی i ام، L_w طول دهانه‌ی پانل دیوار برشی، و F_y تنش تسلیم ورق جان پانل برشی است. رابطه‌ی (۱۱)، رابطه‌ی عمومی حد بالای ضخامت ورق پانل دیوار برشی فولادی است. در مراحل بعدی تکرار با تعیین سختی المان‌های مرزی افقی و قائم، ضخامت ورق از رابطه‌ی تعادل کار نیروهای خارجی و داخلی به‌دست می‌آید. در صورت ناچیز بودن اثرات ثانویه $P - \Delta$ ، رابطه‌ی ۱۲ را خواهیم داشت:

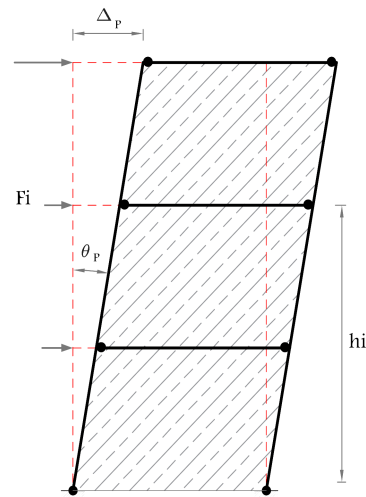
$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p = \sum_{i=1}^n V_{p,i} h_{s,i} \theta_p + 2 \sum_{i=1}^n M_{pb,i} \theta_p + 2M_{pc} \theta_p \quad (12)$$

که در آن، $V_{p,i}$ برابر برش تسلیم پانل در طبقه‌ی i ام، $h_{s,i}$ برابر ارتفاع طبقه‌ی i ام، $M_{pb,i}$ برابر لنگر خمیری المان مرزی افقی طبقه‌ی i ام، و M_{pc} برابر لنگر خمیری المان مرزی قائم در طبقه‌ی اول است. به‌عنوان یک فرض منطقی فرض می‌شود که نیروی برشی تسلیم پانل در هر تراز، متناسب با برش طبقه در آن تراز و به‌صورت رابطه‌ی ۱۳ باشد:

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \frac{V_{p,i}}{V_{p,n}} = \frac{t_{w,i}}{t_{w,n}} \quad (13)$$

با فرض استفاده از یک مقطع برای تمامی اعضاء المان‌های مرزی افقی و با جای‌گذاری رابطه‌ی ۱۳ در رابطه‌ی ۱۲ خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n F_i h_i &= \sum_{i=1}^n V_i h_{s,i} = \sum_{i=1}^n V_{p,i} h_{s,i} + 2 \sum_{i=1}^n M_{pb,i} + 2M_{pc} \\ &\rightarrow \sum_{i=1}^n V_i h_{s,i} = V_{p,n} \sum_{i=1}^n \beta_i h_{s,i} + 2nM_{pb} + 2M_{pc} \\ &\rightarrow V_{p,n} = \frac{\sum_{i=1}^n V_i h_{s,i} - 2nM_{pb} - 2M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \beta_i h_{s,i}} \end{aligned} \quad (14)$$



شکل ۲. مکانیزم تسلیم در سازه‌ی با سیستم SPSW و اعضاء مرزی.

در صورتی که به جای F_i از مقدار $\lambda_i F_i$ (که در آن، λ_i برابر ضریب توزیع نیروی برشی طرح در طبقات باشد) استفاده شود، از تساوی رابطه‌های ۷ و ۸، رابطه‌ی ۹ به‌دست می‌آید:

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma C_e^2}}{2} \quad (9)$$

همچنین مقدار α در رابطه‌ی اخیر، از رابطه‌ی ۱۰ به‌دست می‌آید:

$$\alpha = \frac{\lambda \theta_p \pi^2}{T^2 g} \sum_{i=1}^n \lambda_i h_i \quad (10)$$

براساس روابط ۹ و ۱۰، مقدار V_y برش تسلیم سازه برای تشکیل مکانیزم فروریختگی در تغییرمکان هدف و برای سطح خطر مشخص به‌دست می‌آید. θ_p برابر رانش خمیری سازه است و برای محاسبه‌ی آن از رانش تسلیم و رانش هدف و یا شکل‌پذیری سازه استفاده می‌شود. در هنگام فروریختگی فرض می‌شود کلیه‌ی طبقات، رانش خمیری یکنواخت دارند و کلیه‌ی تغییرشکل‌های خمیری طبقه در پلان هم‌جهت هستند.

۳. روش طراحی خمیری براساس عملکرد (PBPD)

برای دیوار برشی فولادی

مراحل محاسبه‌ی نیروی برش پایه‌ی تسلیم براساس روش (PBPD) برای دیوار برشی فولادی نظیر بخش ۲ است. با توجه به اینکه در این نوشتار اتصالات المان‌های مرزی افقی به المان‌های مرزی قائم از نوع گیردار هستند (شکل ۲)، مکانیزم فروریختگی مطلوب در این سیستم، تسلیم کششی در کلیه‌ی ورق‌های جان دیوار برشی فولادی و تسلیم خمشی در هر دو انتهای اعضاء مرزی افقی در کلیه‌ی طبقات سازه و تسلیم خمشی در پای اعضاء مرزی طبقه‌ی اول سازه است. مقدار رانش خمیری (θ_p) براساس یک ضریب شکل‌پذیری هدف و فرض اولیه‌ی برای رانش تسلیم محاسبه می‌شود. برای فرض اولیه‌ی مقدار دوره‌ی تناوب سازه می‌توان از روش‌های تحلیلی با سختی‌های پیش فرض و یا از روش ساده‌ی تجربی آیین‌نامه‌ی استفاده کرد.

بنابراین ضخامت پانل دیوار در تکرارهای بعدی از رابطه‌ی ۱۵ به دست می‌آید:

$$t_{w,i} = \frac{2V_{p,i}}{0.95F_y L_w} \quad (15)$$

ب) المان‌های مرزی قائم (ستون‌ها)

نیروهای داخلی المان‌های مرزی قائم شامل نیروی محوری و لنگر خمشی است و مقدار نیروی محوری از تعادل لنگر واژگونی و با استفاده از رابطه‌ی ۱۶ قابل محاسبه است:

$$P_{u,i} = \frac{M_{o,i}}{L_w} \quad (16)$$

که در آن، $M_{o,i}$ و $P_{u,i}$ به ترتیب لنگر واژگونی و نیروی محوری المان‌های مرزی قائم در طبقه‌ی i ام هستند. برای اطمینان از اینکه ورق جان زودتر از ستون‌ها تسلیم شود، رابطه‌ی ۱۷ برای لنگر خمیری ستون در پژوهشی در سال ۱۹۹۵^[۱۵] ارائه شده است:

$$M_{u,i} \geq \frac{F_y t_{w,i} h_{s,i}^2}{16} \quad (17)$$

که در آن، $M_{u,i}$ برابر لنگر المان‌های مرزی قائم در طبقه‌ی i ام است. با معلوم بودن لنگر و نیروی محوری المان‌های مرزی قائم و براساس رابطه‌ی اندرکنش ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی (رابطه‌ی ۱۸)، اعضاء مرزی قائم طرح می‌شوند:

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{1}{9} \left(\frac{M_u}{M_c} \right) \leq 1.0 \quad (18)$$

که در آن، P_c و M_c به ترتیب برابر مقاومت خمشی و محوری عضو مطابق آیین‌نامه‌ی AISI-۳۶۰ هستند.^[۱۶] در این حالت ضرایب کاهش مقاومت، برابر واحد خواهند بود.

ج) المان‌های مرزی افقی (تیرها)

برای تعیین سختی خمشی و محوری المان‌های مرزی افقی تاکنون رابطه‌ی ریاضی مناسبی ارائه نشده است و برای به دست آوردن مقطع مناسب تیر از روش سعی و خطا استفاده می‌شود.

۳.۳. محاسبه‌ی رانش تسلیم (θ_y)

با توجه به اینکه تعیین برش پایه‌ی تسلیم در این روش نیازمند تعیین مقدار رانش تسلیم (θ_y) سیستم سازه‌ی است، لذا پژوهشگران مقادیری را برای رانش تسلیم در سیستم‌های مختلف ارائه کرده‌اند. به طور مثال برای سیستم قاب خمشی مقدار ۱٪، برای سیستم بادبندی EBF مقدار ۰.۵٪، برای سیستم بادبندی CBF مقدار ۰.۳٪، و برای سیستم دیوار برشی فولادی عددی بین ۱ تا ۰.۷۵ درصد،^[۱۲] پیشنهاد شده است. تعیین مقدار صحیح و دقیق رانش تسلیم بسیار مهم است و در برش پایه‌ی تسلیم و در نتیجه طرح سازه تأثیر قابل توجهی دارد. در مطالعات صورت‌گرفته‌ی در سال ۲۰۰۹^[۸]، مقدار رانش تسلیم به صورت پیش فرض برای سیستم‌های دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده برابر مقدار ۰.۱ فرض شده است. با طرح سازه براساس آن، مقدار رانش تسلیم واقعی از سازه‌ی طرح شده برابر ۰.۰۶۸٪ به دست آمده است، که اختلافی در حدود ۳.۲٪ را با مقدار اولیه نشان می‌دهد. به همین ترتیب نیروی برش پایه‌ی به دست آمده با رانش تسلیم واقعی سبب افزایشی در حدود ۳.۵٪ در برش پایه‌ی اولیه شده است، که براساس آن، طرح سازه نیز با آنچه که در پژوهش ذکر شده در سال ۲۰۰۹ انجام شده،^[۸] متفاوت است. این

اختلاف نشان دهنده‌ی آن است که روند طراحی سازه با روش پیشنهادی نیازمند تکرار تا هم‌گرایی کامل برای رانش تسلیم است. به همین دلیل روند تکرار برای محاسبه‌ی برش پایه علاوه بر پارامترهای دیگر باید براساس هم‌گراشدن مقدار رانش تسلیم نیز انجام شود، که این عمل به روند مراحل تکراری روش طراحی نیز اضافه می‌کند. با توجه به اینکه محاسبه‌ی دقیق رانش یا جابجایی تسلیم از طریق آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) انجام می‌پذیرد، لذا در صورتی که به مراحل تکراری طراحی، آنالیز مذکور نیز اضافه شود، واضح است که روند طراحی با روش ذکر شده چه مقدار کند، سنگین و طاقت‌فرسا خواهد بود. به همین دلیل بیشتر پژوهشگران در طراحی با این روش فقط به مقدار اولیه و فرضی رانش تسلیم بسنده و از هم‌گرا کردن آن اجتناب کرده‌اند.

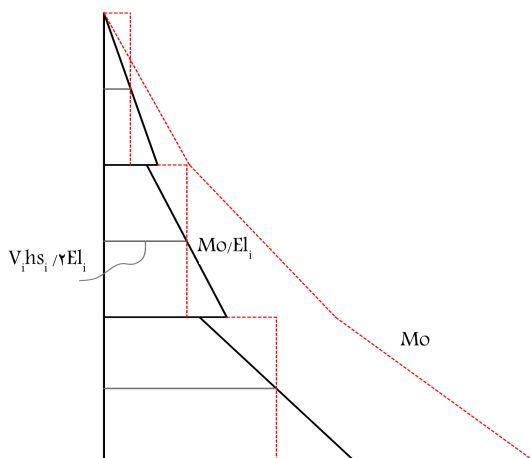
به منظور بالا بردن سرعت طراحی و هم‌گرایی، در این نوشتار روشی تقریبی برای محاسبه‌ی رانش تسلیم ارائه شده است، که با استفاده از آن، آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) از مراحل تکراری حذف شده و ضمن تعیین مقدار اولیه‌ی مناسب برای رانش تسلیم، سرعت هم‌گرایی به شدت افزایش می‌یابد. مقدار محاسباتی رانش تسلیم ارائه شده تقریبی است و لازم است پس از اتمام مراحل تکراری طراحی با محاسبه‌ی دقیق رانش تسلیم از منحنی رفتاری به دست آمده از آنالیز پوش‌آور، نتیجه‌ی کار مجدداً کنترل شود. به طور کلی جابجایی یا رانش طبقات در سازه‌های با سیستم دیوار برشی فولادی از ۲ بخش تشکیل شده است (رابطه‌ی ۱۹): ۱. جابجایی ناشی از خمش (Δ_s)، ۲. جابجایی ناشی از برش (Δ_b):

$$\Delta = \Delta_s + \Delta_b \quad (19)$$

از روابط کلاسیک برای جابجایی دیوار برشی فولادی، رابطه‌ی ۲۰ به دست می‌آید:

$$\Delta_s = 2 \frac{\sigma_t}{E} H \cong 2 \frac{\sigma_y}{E} H = 2 \varepsilon_y H \rightarrow \theta_{y,s} = 2 \varepsilon_y \quad (20)$$

که در آن، ε_y کرنش تسلیم، E مدول کشسانی فولاد، و $\theta_{y,s}$ برابر سهم برشی رانش تسلیم است. برای به دست آوردن سهم خمشی رانش تسلیم از روش منحنی لنگر سطح استفاده می‌شود. در صورتی که منحنی لنگر خمشی واژگونی در طبقات به صورت شکل ۳ باشد، مطابق فرمول کلاسیک تحلیل سازه، چرخش (رانش) در تراز بام برابر است با $1/EI$ برابر سطح زیر منحنی لنگر ناشی از نیروهای جانبی. مقدار I در این رابطه ممان اینرسی سیستم دیوار برشی و المان‌های مرزی قائم آن نسبت به محور عمود بر پانل دیوار برشی است. به همین منظور روابط ۲۱ ارائه شده



شکل ۳. منحنی لنگر واژگونی و منحنی $\frac{1}{EI}$ نسبت به ارتفاع.

۱۸. محاسبه‌ی رانش تسلیم دقیق از آنالیز پوش‌آور و رانش تغییر مکان هدف و محاسبه‌ی شکل پذیری.

۱۹. تکرار روند ۲ تا ۱۸ و تغییر مقطع تیر تا رسیدن به هم‌گرایی مناسب برای مقاطع، ضریب شکل پذیری، رانش تسلیم، و مکانیزم مطلوب تسلیم.

فلوچارت مراحل طراحی فوق نیز در شکل ۴ ترسیم شده است.

$$I_i \cong A_{c,i} L_w^2 / 2$$

$$\theta_{y,b} = \frac{1}{EI} \quad (\text{سطح زیر منحنی لنگر واژگونی})$$

$$\theta_{y,b} \cong \sum_{i=1}^n \frac{(V_i h_{s,i}) h_{s,i} / 2}{EI_i} = \frac{1}{EL_w^2} \sum_{i=1}^n \frac{V_i h_{s,i}^2}{A_{c,i}} \quad (21)$$

که در آن‌ها، I_i ممان اینرسی سیستم باربر و $A_{c,i}$ سطح مقطع عضو مرزی قائم در طبقه‌ی i ام هستند. براساس روابط ۲۰ و ۲۱، رابطه‌ی تقریبی رانش تسلیم به صورت رابطه‌ی ۲۲ خواهد بود:

$$\theta_y = \gamma \varepsilon_y + \frac{1}{EL_w^2} \sum_{i=1}^n \frac{V_i h_{s,i}^2}{A_{c,i}} \quad (22)$$

که در آن، پارامترهای قابل تغییر در هر مرحله، فقط V_i و $A_{c,i}$ هستند، که با طراحی در هر مرحله مشخص خواهند شد. به طوری که مشاهده شد، مقدار به دست آمده از رابطه‌ی تقریبی ۲۲، دقت قابل قبولی دارد و سرعت هم‌گرایی نیز ضمن عدم نیاز به انجام آنالیز پوش‌آور در مراحل طراحی افزایش می‌یابد.

۴.۳. مراحل انجام طراحی و فلوچارت

مراحل طراحی سازه‌های با سیستم دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده براساس روش طرح خمیری و عملکرد آن به شرح زیر است:

۱. انتخاب کردن ضریب شکل پذیری هدف μ_t .

۲. تعیین دوره‌ی تناوب طبیعی اولیه‌ی سازه T .

۳. فرض اولیه برای محاسبه‌ی رانش تسلیم θ_y (به طور مثال ۰/۱).

۴. محاسبه‌ی رانش خمیری (θ_p) : $\theta_p = \theta_t - \theta_y \rightarrow \theta_p = \theta_y (\mu_s - 1)$.

۵. محاسبه‌ی ضریب برش پایه‌ی کشسان (C_e) بر حسب دوره‌ی تناوب سازه.

۶. محاسبه‌ی γ براساس رابطه‌ی ۴ و روابط نیومارک - هال.

۷. محاسبه‌ی λ_i براساس توزیع نیروی زلزله.

۸. محاسبه‌ی α و V_y از روابط ۹ و ۱۰.

۹. محاسبه‌ی ضخامت ورق پانل برای بار اول از رابطه‌ی ۱۱ و برای مراحل بعدی از رابطه‌ی ۱۵.

۱۰. محاسبه‌ی نیروی محوری و لنگر خمشی ستون از رابطه‌های ۱۶ و ۱۷، و طرح مقطع ستون از رابطه‌ی ۱۸.

۱۱. محاسبه‌ی رانش تسلیم از رابطه‌ی ۲۲.

۱۲. تکرار مراحل ۴ تا ۱۱ تا رسیدن به هم‌گرایی با دقت مناسب برای رانش تسلیم.

۱۳. انتخاب مقطع تیر.

۱۴. محاسبه‌ی ضخامت ورق پانل از رابطه‌ی ۱۵.

۱۵. تکرار مراحل ۴ تا ۱۴ برای رسیدن به هم‌گرایی برای انتخاب مقاطع.

۱۶. محاسبه‌ی دوره‌ی تناوب طبیعی سازه (T) بر حسب سختی‌های واقعی براساس آنالیز دینامیکی.

۱۷. تکرار روند ۲ تا ۱۶ تا رسیدن به هم‌گرایی مناسب برای دوره‌ی تناوب سازه.

۴.۴. معرفی سازه‌های نمونه برای طراحی به روش (PBPD)

به منظور ارزیابی و کنترل روش پیشنهادی، دو نوع سازه با پلان مشخص شده در شکل ۵ و تعداد طبقات ۵ و ۱۰ براساس روش پیشنهادی (PBPD) مورد بررسی قرار گرفته‌اند. کلیه‌ی سازه‌ها دارای دهانه‌ی پانل دیوار برشی برابر ۵ متر و ارتفاع طبقات برابر ۳/۵ متر هستند. در این سازه‌ها اتصال مرزی افقی به اعضاء مرزی قائم گیردار است و اتصال بقیه‌ی اعضاء تیر به ستون‌ها از نوع مفصلی است. جهت کاهش خطا در بررسی‌ها، اتصال پای ستون‌های خارج از سیستم باربر (SPSW) به صورت مفصل در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم مصالح فولادی برابر $F_y = 2400 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ است.

۴.۴.۱. مدل سازی

به علت آنکه سیستم سازه‌ی دیوار برشی فولادی دارای سختی متمرکز است، لذا سیستم باربر (SPSW) در ترکیب بندی و مدل سازی به صورت سه بعدی در نظر گرفته شده است، ولی رفتار سازه فقط در راستای صفحه‌ی دیوار برشی فولادی مورد بررسی قرار گرفته و حرکت در راستای عمود بر آن مد نظر قرار نگرفته است. برای مدل سازی دیوار برشی فولادی از روش میله‌های کششی استفاده شده است. [۱۷] در این روش، با استفاده از روابط ۲۳ و ۲۴، از ۱۰ عدد میله‌ی کششی با مساحت A_{st} ، که با زاویه‌ی α_t نسبت به محور قائم قرار دارند، استفاده شده است. [۱۸]

$$\tan^2 \alpha_t = \frac{1 + \frac{t_w L_w}{2 A_c}}{1 + t_w h_s \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h_s^2}{360 I_c L_w} \right)} \quad (23)$$

$$A_{st} = \frac{(L_w \cos \alpha_t + h_s \sin \alpha_t)}{n} t_w \quad (24)$$

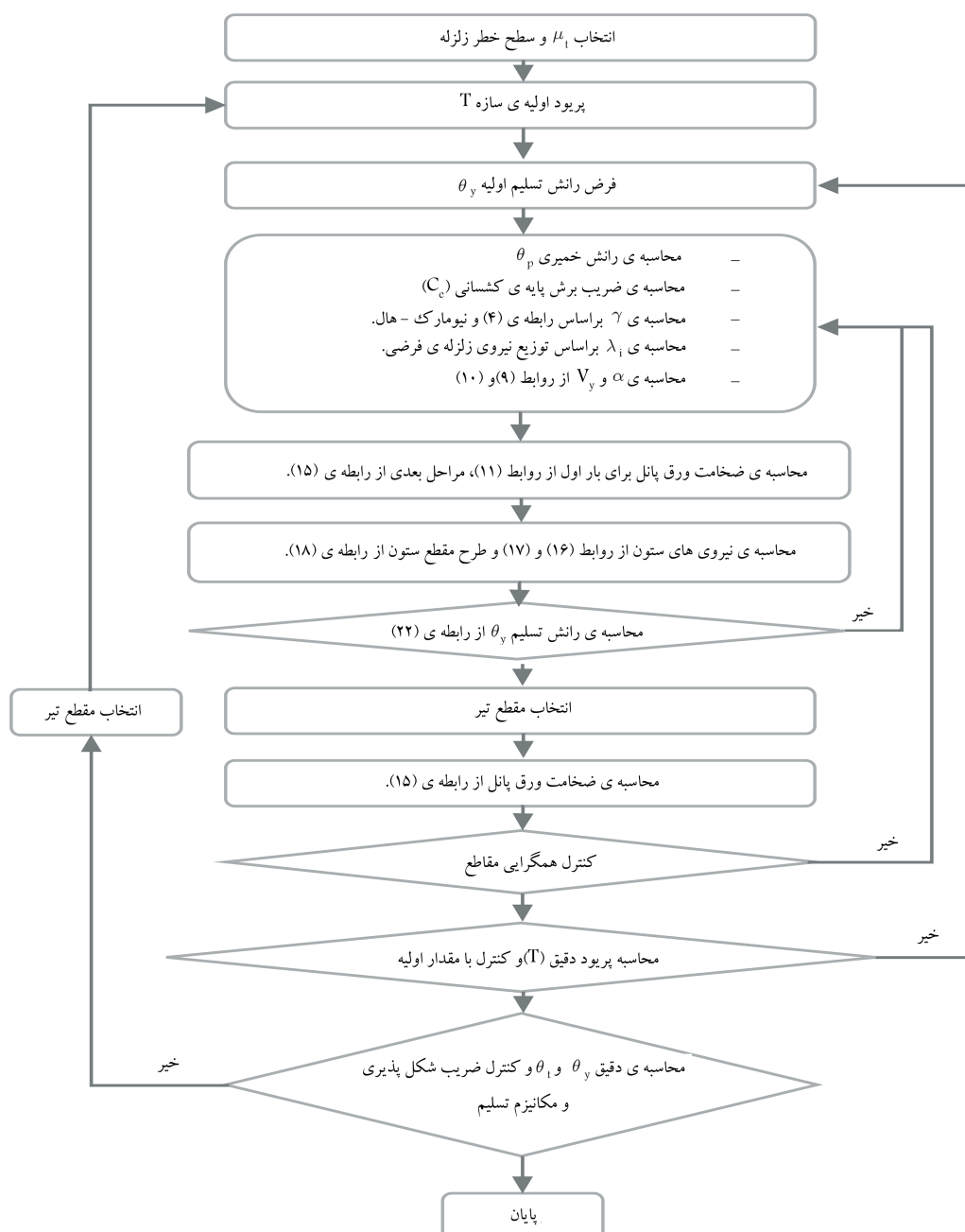
که در آن‌ها، n برابر تعداد میله‌ها، I_c ممان اینرسی عضو مرزی قائم، و A_b برابر سطح مقطع عضو مرزی افقی است.

۴.۴.۲. بارگذاری

بار مرده و زنده‌ی طبقات به ترتیب برابر $700 \text{ (kg/m}^2\text{)}$ و $200 \text{ (kg/m}^2\text{)}$ و برای طبقه‌ی بام به ترتیب $600 \text{ (kg/m}^2\text{)}$ و $150 \text{ (kg/m}^2\text{)}$ در نظر گرفته شده است. سطح خطر زلزله مطابق سطح خطر زلزله‌ی آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران برای زمین نوع II و منطقه‌ی با خطر نسبی خیلی زیاد در نظر گرفته شده است.

۴.۴.۳. مقاطع اعضاء سازه‌ی

مقاطع طرح شده برای المان‌های مرزی قائم از نوع IPB معمولی و برای المان‌های مرزی افقی از نوع IPE در نظر گرفته شده است. المان‌های مرزی قائم طرح شده،



شکل ۴. فلوجارت پیشنهادی طراحی سیستم دیوار برشی.

مجموع تعداد سازه‌های نمونه، ۶ عدد هستند. پس از طراحی، ضریب شکل‌پذیری واقعی (μ_a) سازه‌ها محاسبه و با مقدار ضریب شکل‌پذیری هدف (μ_t) مقایسه شده‌اند.

در مدل‌سازی برای هر دو طبقه با یک مقطع مدل شده‌اند. المان‌های مرزی افقی انتخاب شده در تمامی طبقات با یک مقطع هستند. به دلیل آنکه پانل برشی، عضو اصلی است و به سبب کاهش خطا در ارزیابی، ضخامت ورق جان پانل برشی در مدل‌سازی دقیقاً برابر ضخامت به‌دست‌آمده از طراحی است.

۴.۴. انتخاب ضریب شکل‌پذیری هدف

برای سازه‌ها، ۳ ضریب شکل‌پذیری هدف (μ_t) برابر ۲، ۳ و ۴ انتخاب و سازه‌ها برای هر ۳ ضریب شکل‌پذیری با روش پیشنهادی (PBPD) طرح شده‌اند، که در

۵. طراحی سازه‌های نمونه براساس روش پیشنهادی

سازه‌ها با روش پیشنهادی (PBPD) مطابق فلوجارت شکل ۴ و برای سطح خطر مشخص و شکل‌پذیری انتخابی طرح شده‌اند.

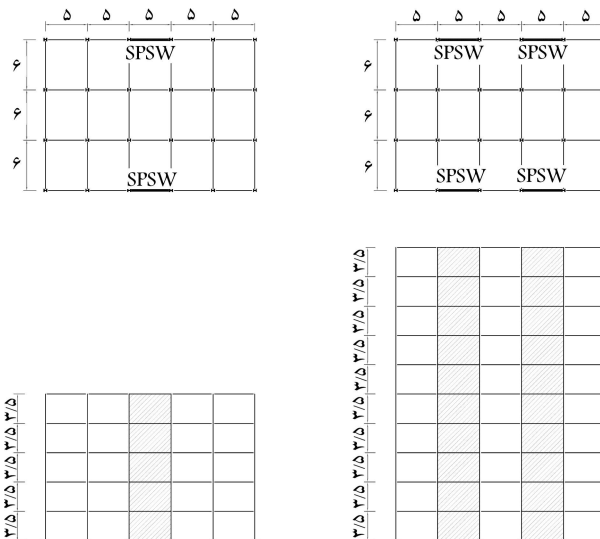
جدول ۱. پارامترهای مورد نیاز طراحی.

نام سازه	تعداد طبقات	μ_t	T	C_e	θ_y	θ_p	γ	α	V_y/W	V_y
R5-B5-U2	5	2	0,761	0,6619	0,00407	0,00407	0,750	0,712	0,318	516,0
R5-B5-U3	5	3	1,078	0,5243	0,00429	0,00858	0,556	0,748	0,1669	269,6
R5-B5-U4	5	4	1,305	0,4616	0,00424	0,01272	0,4375	0,757	0,1078	174,0
R10-B5-U2	10	2	1,718	0,3855	0,00641	0,00641	0,750	0,424	0,1828	599,5
R10-B5-U3	10	3	2,329	0,3137	0,00666	0,01320	0,556	0,474	0,096	314,6
R10-B5-U4	10	4	2,834	0,2752	0,00661	0,01836	0,4375	0,445	0,065	213,0

جدول ۲. ضخامت ورق دیوار برشی در سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه (میلی متر).

سازه ۵ طبقه			
طبقه	$\mu_t = 2$	$\mu_t = 3$	$\mu_t = 4$
۵	0,97	0,53	0,35
۴	1,87	1,02	0,68
۳	2,55	1,39	0,93
۲	3,00	1,63	1,09
۱	3,23	1,76	1,17

سازه ۱۰ طبقه			
طبقه	$\mu_t = 2$	$\mu_t = 3$	$\mu_t = 4$
۱۰	0,31	0,16	0,11
۹	0,65	0,33	0,23
۸	0,94	0,49	0,33
۷	1,20	0,62	0,42
۶	1,42	0,74	0,50
۵	1,60	0,82	0,56
۴	1,75	0,91	0,61
۳	1,86	0,97	0,65
۲	1,94	1,00	0,68
۱	1,97	1,02	0,69



شکل ۵. پلان و نمای سازه‌های مورد مطالعه.

۱.۵. محاسبه رانش تسلیم و نیروی برش پایه‌ی تسلیم

مطابق شکل ۴، مقدار رانش تسلیم، برش پایه‌ی تسلیم، دوره‌ی تناوب نهایی در هر سازه مطابق جدول ۱ محاسبه شده‌اند.

همان‌طور که در جدول ۱ مشاهده می‌شود، مقدار رانش تسلیم دقیق در سازه‌های ۵ طبقه در حدود ۰/۴٪ و در سازه‌های ۱۰ طبقه در حدود ۰/۶٪ است و با مقادیر پیشنهادی در مقالات (۷۵٪ تا ۱ درصد) متفاوت است. این مسئله مشخص می‌سازد که رانش تسلیم تابعی از تعداد طبقات سازه نیز است. بنابراین برای طرح سازه‌های با دیوار برشی فولادی توسط این روش نمی‌توان یک مقدار رانش تسلیم برای کلیه حالت‌ها پیشنهاد کرد.

۲.۵. نتایج طراحی پانل دیوارهای برشی فولادی

ضخامت ورق پانل‌های برشی در سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه و برای شکل‌پذیری‌های مختلف بر حسب میلی‌متر به ترتیب مطابق با جدول ۲ محاسبه شده است.

۳.۵. نتایج طراحی نهایی المان‌های مرزی

مقاطع المان‌های مرزی قائم و افقی سیستم (SPSW) در سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه مطابق جدول ۳، و برای شکل‌پذیری‌های مختلف محاسبه شده‌اند. مقاطع تیرها به صورتی طرح شده‌اند که مکانیزم تسلیم مطلوب در سازه تشکیل شود.

۶. ارزیابی سازه‌های طرح شده براساس روش پیشنهادی

به منظور ارزیابی و کنترل روش طراحی ارائه شده، ضریب شکل‌پذیری سازه‌ها به طور دقیق محاسبه شده و با ضریب شکل‌پذیری انتخابی هدف مورد مقایسه قرار گرفته است. جهت محاسبه ضریب شکل‌پذیری، نیاز به تعیین دقیق رانش یا جابجایی تسلیم (Δ_y) و رانش یا جابجایی نهایی هدف (Δ_t) خواهد بود. بر این اساس، جهت محاسبه جابجایی تسلیم از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) و جهت محاسبه جابجایی نهایی از روش ضریب جابجایی^۷ استفاده شده است. ضریب شکل‌پذیری واقعی (μ_a) از تقسیم جابجایی نهایی به جابجایی تسلیم به دست می‌آید.

۱.۶. محاسبه جابجایی تسلیم با استفاده از آنالیز غیرخطی استاتیکی

جهت محاسبه جابجایی تسلیم سازه‌های نمونه، کلیه نمونه‌ها تحت آنالیز غیرخطی استاتیکی (پوش‌آور) قرار گرفته است. پس از آنالیز پوش‌آور برای ۶ سازه نمونه، منحنی رفتاری سازه ($V - \Delta$) رسم شده و براساس آن، مقدار جابجایی تسلیم

جدول ۳. مقاطع ستون‌ها و تیرها در سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه.

سازه‌ی ۵ طبقه			
طبقه	$\mu_t = 2$	$\mu_t = 3$	$\mu_t = 4$
۵	IPB۲۴۰	IPB۲۰۰	IPB۱۸۰
۴	IPB۳۲۰	IPB۲۴۰	IPB۲۲۰
۳	IPB۵۰۰	IPB۳۰۰	IPB۲۶۰
۲	IPB۶۵۰	IPB۳۶۰	IPB۳۰۰
۱	IPB۹۰۰	IPB۴۵۰	IPB۳۲۰

سازه‌ی ۱۰ طبقه			
طبقه	$\mu_t = 2$	$\mu_t = 3$	$\mu_t = 4$
۱۰	IPB۱۸۰	IPB۱۶۰	IPB۱۴۰
۹	IPB۲۲۰	IPB۱۸۰	IPB۱۶۰
۸	IPB۲۶۰	IPB۲۰۰	IPB۱۸۰
۷	IPB۳۰۰	IPB۲۲۰	IPB۲۰۰
۶	IPB۳۶۰	IPB۲۶۰	IPB۲۲۰
۵	IPB۴۵۰	IPB۲۸۰	IPB۲۴۰
۴	IPB۵۵۰	IPB۳۰۰	IPB۲۶۰
۳	IPB۶۵۰	IPB۳۴۰	IPB۲۸۰
۲	IPB۸۰۰	IPB۴۰۰	IPB۳۰۰
۱	IPB۹۰۰	IPB۴۵۰	IPB۳۲۰

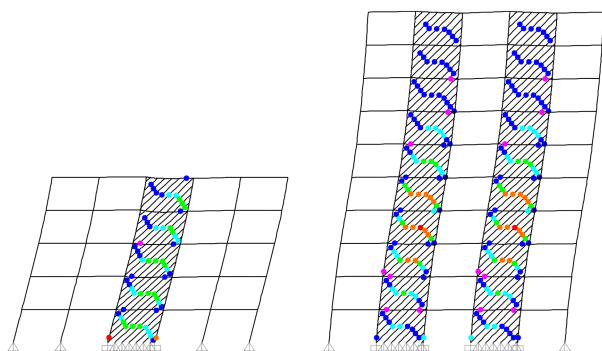
مقاطع تیرها			
تعداد طبقات	$\mu_t = 2$	$\mu_t = 3$	$\mu_t = 4$
۵	IPE۴۰۰	IPE۳۶۰	IPE۳۰۰
۱۰	IPE۳۰۰	IPE۳۰۰	IPE۲۷۰

۲.۶. مکانیزم تسلیم با استفاده از آنالیز پوش‌آور

با آنالیز پوش‌آور و تشکیل مکانیزم در سازه، رفتار غیرکشسان سازه‌های طرح شده با روش پیشنهادی مورد بررسی قرار گرفته و مشاهده شده است که مکانیزم تسلیم سازه به خوبی با فرض اولیه مطابقت داشته و مکانیزم تسلیم بسیار مشابه مکانیزم ایده‌آل است. مکانیزم سازه‌های طرح شده با این روش به‌گونه‌ای بوده است که ابتدا ورق پانل دیوار برشی از نظر کششی تسلیم شده و سپس لنگر ابتدای ستون طبقه‌ی اول و لنگر انتهای المان‌های مرزی افقی به تسلیم رسیده است. نحوه‌ی مکانیزم تسلیم سازه‌های طرح شده در شکل ۷ نشان داده شده است.

۳.۶. مقایسه‌ی ضریب شکل‌پذیری

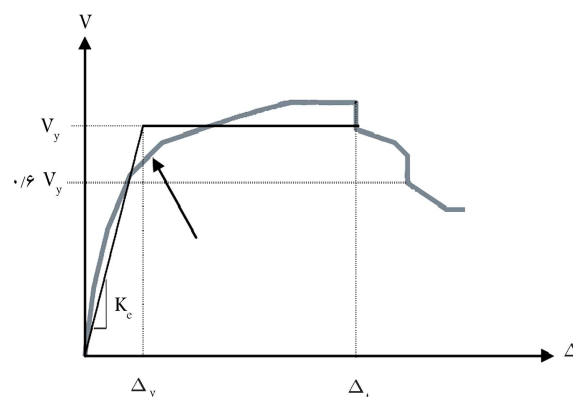
پس از محاسبه‌ی جابجایی تسلیم و جابجایی هدف ضریب شکل‌پذیری برای سازه‌های نمونه محاسبه شده و درصد اختلاف شکل‌پذیری انتخابی برای طرح سازه (μ_t) و شکل‌پذیری واقعی به‌دست‌آمده از سازه‌های طرح شده (μ_a) به‌دست آمده است، که در جدول ۴ مقادیر ضریب شکل‌پذیری و اختلاف آنها نمایش داده شده است. همان‌طور که در جدول ۴ مشاهده می‌شود، درصد اختلاف ضریب شکل‌پذیری هدف و ضریب شکل‌پذیری واقعی به‌دست‌آمده از سازه‌های طرح شده با روش پیشنهادی (PBDP)، بسیار نزدیک به هم است و در بیشترین حالت فقط حدود ۹٪ خطا دارد.



شکل ۷. مکانیزم تسلیم سازه‌ها.

جدول ۴. مقادیر شکل‌پذیری واقعی و شکل‌پذیری هدف.

نام سازه	تعداد طبقات	μ_t	Δ_y (cm)	Δ_t (cm)	μ_a	Diff (%)
R5-B5-U2	۵	۲	۷,۱۲	۱۳,۵۱	۱,۸۹۷	-۵,۱
R5-B5-U3	۵	۳	۷,۵۰	۲۱,۳۸	۲,۸۵۱	-۵,۰
R5-B5-U4	۵	۴	۷,۴۲	۲۷,۶۰	۳,۷۲۰	-۷,۰
R10-B5-U2	۱۰	۲	۲۲,۴۵	۴۲,۶۰	۱,۸۹۸	-۵,۱
R10-B5-U3	۱۰	۳	۲۳,۲۰	۶۳,۵۰	۲,۷۳۷	-۸,۸
R10-B5-U4	۱۰	۴	۲۱,۴۳	۸۲,۲۰	۳,۸۳۶	-۴,۱



شکل ۶. منحنی رفتاری ساده‌شده‌ی دوخطی.

(Δ_y) به‌دست آمده است. تعیین جابجایی تسلیم براساس منحنی رفتاری با استفاده از روش منحنی دوخطی است، که در آن منحنی رفتاری واقعی با یک منحنی دوخطی، که سطح زیر آن با منحنی واقعی برابر بوده است، تقریب زده می‌شود و پاره‌خط قسمت کشسان باید منحنی رفتاری را در ارتفاع $0.6V_y$ قطع کند. منحنی دوخطی براساس FEMA-۲۷۳^[۱۹] می‌تواند سخت‌شونده باشد، ولی در این مطالعات به‌دلیل استفاده‌ی روش پیشنهادی از فرضیات کشسان خمیری کامل، منحنی دوخطی نیز به‌صورت کشسان خمیری کامل در نظر گرفته شده است (شکل ۶). همچنین برای محاسبه‌ی تغییرمکان هدف از روش ضریب جابجایی استفاده شده است.

۷. نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج مطالعات و ارزیابی روش طراحی پیشنهادی، این نتایج در رابطه با روش طرح خمیری براساس عملکرد روش پیشنهادی (PBPD) ارائه می‌شود:

۱. روش طراحی خمیری براساس عملکرد روش پیشنهادی (PBPD)، یک روش مبتنی بر تغییرمکان است، ولی سرعت رسیدن به طرح مطلوب در این روش نسبت به دیگر روش‌های مبتنی بر تغییرمکان بسیار مناسب است.

۲. روش طراحی پیشنهادی، برای طراحی سیستم باربر با دیوار برشی فولادی نسبت به سایر روش‌های طراحی برای این سیستم بسیار ساده است. با استفاده از یک نرم‌افزار ابتدایی برای انجام روند تکراری و یک تحلیل ساده، طراحی این سیستم با قابلیت رفتار مناسب غیرکشسان به راحتی انجام می‌شود.

۳. مقدار رانش تسلیم فرض شده در طرح سازه بسیار مهم است و باید با انجام مراحل تکراری این مقدار به اندازه واقعی هم‌گرا شود.
۴. مقدار رانش تسلیم برای این سیستم باربر، تابعی از مشخصات سازه نظیر: تعداد طبقات، سختی اعضاء و نسبت ابعادی سیستم است.
۵. مکانیزم تسلیم به دست آمده برای سازه‌های طرح شده با این روش بسیار مطلوب است و با مکانیزم تسلیم فرض شده یکسان است.
۶. مقدار اختلاف ضریب شکل پذیری انتخابی برای طراحی و ضریب شکل پذیری به دست آمده از سازه‌ی طرح شده با روش پیشنهادی در بدترین حالت، ۹٪ و به طور متوسط ۵٫۸٪ خطا دارد، که بسیار مناسب است.
۷. رفتار غیرکشسان در سازه‌های طرح شده با این روش بسیار مناسب است.
۸. روش طرح پیشنهادی نسبت به مقطع المان مرزی افقی (تیر) حساس است و برای به دست آوردن مقطع مناسب تیر ارائه نشده است.
۹. روش طرح پیشنهادی فقط جهت سازه‌هایی که اثرات ثانویه $P - \Delta$ در آنها تعیین‌کننده نیست، ارائه شده است.

پانوشته‌ها

1. force-based seismic design
2. performance-based seismic design
3. yield point spectra method
4. modified lateral force procedure
5. direct displacement-based design
6. performance-based plastic design
7. displacement coefficient method

منابع (References)

1. Astaneh-Asl, A. "Steel tips: Seismic behavior and design of steel shear walls", Technical Report, Moraga (CA, USA), Structural Steel Educational Council (2001).
2. American Institute of Steel Construction (AISC), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago (IL, USA), AISC (2010).
3. Canadian Standards Association (CSA), *Limit States Design of Steel Structures*, CAN/CSA S16-01. Willowdale, Ontario, Canada, CSA (2001).
4. Building Seismic Safety Council (BSSC), *NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures*, (FEMA 450), Washington DC, USA (2003).
5. Aschheim, M. and Black, E.F. "Yield point spectra for seismic design and rehabilitation", *Earthquake Spectra*, **16**(2), pp. 317-335 (2000).
6. Panagiotou, M. and Restrepo, J.I. "A modification of the equivalent lateral force performance based seismic design of high rise buildings", 12th U.S.-Japan Workshop on Structural Design and Construction Practices, Hawaii (10-12 September 2007).
7. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italy, 720 p. (2007).
8. Ghosh, S., Das, A. and Adam, F. "Design of steel plate shear walls considering inelastic drift demand", *J. Constr. Steel Res.*, **65**(7), pp. 1431-1437 (2009).
9. Leelathaviwat, S., Goel, S.C. and Stojadinovic, B. "Toward performance based seismic design of structures", *Earthquake Spectra*, **15**(3), pp. 435-461 (1998).
10. Lee, S.-S. and Goel, S.C. "Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism", Research Report UMCEE 01-17, Ann Arbor, University of Michigan, Department of Civil and Environmental Engineering (2001).
11. Newmark, N.M. and Hall, W.J. "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", Rep. No. 46, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce (1973).
12. Akiyama, H., *Earthquake Resistant Limit State Design of Buildings*, Tokyo (Japan), University of Tokyo Press (1985).
13. Kharmale, S.B. and Ghosh, S. "Seismic lateral force distribution for ductility-based design of steel plate shear walls", *Journal of Earthquake and Tsunami*, **6**(1), 24 p. (2012).
14. Building & Housing Research Center, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building*, Standard 2800 3rd Edition (2006).

15. Roberts, T.M. "Seismic resistance of steel plate shear walls", *Engineering Structures*, **17**(5), pp. 344-351 (1995).
16. American Institute of Steel Construction (AISC), *Specifications for Structural Steel Buildings*, Chicago IL, USA, AISC (2010).
17. Thorburn, L.J., Kulak, G.L. and Montgomery, C.J. "Analysis of steel plate shear walls", Structural Engineering Report 107, Edmonton Alberta, Canada, Department of Civil Engineering, University of Alberta (1983).
18. Timler, P.A. and Kulak, G.L. "Experimental study of steel plate shear walls", Structural Engineering Report 114, Edmonton Alberta, Canada, Department of Civil Engineering, University of Alberta (1983).
19. Building Seismic Safety Council (BSSC), *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (1997).