



مقایسه رویکرد طراحی مومسان بر پایه کارکرد و رویکرد طراحی الاستیک برای طراحی لرزه ای سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپل

محمد رسول کفاش^۱، عباس کرم الدین^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد - گروه مهندسی عمران-دانشکده مهندسی-دانشگاه فردوسی-مشهد

۲- استادیار گروه مهندسی عمران-دانشکده مهندسی-دانشگاه فردوسی - مشهد

rasul.kaffash@stu.um.ac.ir

خلاصه

دیوارهای برشی فولادی کوپل حالت توسعه یافته دیوارهای برشی فولادی ویژه هستند. در تحقیقات محدود صورت گرفته تا کنون، فقدان شیوه‌ای مناسب برای تحلیل و طراحی این سیستم، منجر به عدم درک صحیح از رفتار و طراحی محافظه کارانه آنها شده است. در این مقاله دو رویکرد طراحی مومسان بر پایه کارکرد و طراحی الاستیک، برای طراحی لرزه ای سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپل معرفی شده است. همچنین به منظور مقایسه دو روش، نمونه‌هایی با استفاده از این دو روش طراحی و تحلیل غیرخطی و در نهایت عملکردشان ارزیابی شده است. نتایج نشان داد که استفاده از روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد منجر به بیش از رفتار سازه، کنترل بیشتر روی طراحی، تعداد تکرار کمتر برای دستیابی به طرح مطلوب و هدفهای عملکردی خواهد شد.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی، دیوارهای برشی کوپل، طراحی مومسان بر پایه کارکرد.

۱. مقدمه

سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپل مورد مطالعه، از دو دیوار برشی فولادی ویژه با صفحات جان لاغر و سخت نشده و اتصالات تیر به ستون صلب تشکیل یافته، که در تراز طبقات با تیرهای کوپل متصل شده‌اند. پیکره بندی این سیستم علاوه بر حفظ مزایای دیوارهای برشی فولادی، انعطاف پذیری بیشتری در ارتباط با سرویس و عملکرد ساختمان ارائه نموده و راندمان سازه را افزایش می‌دهد. این سیستم انرژی زلزله را از طریق تشکیل میدان کششی در صفحات پرکننده و تشکیل مفاصل در تیرهای کوپل و تیرهای مرزی به طور قابل توجهی مستهلک می‌کند و شکل پذیری و مقاومت نهایی قابل توجهی ارائه می‌دهد [۱]. پژوهش‌های محدود صورت گرفته در سال‌های اخیر بر روی این سیستم، عمل طراحی را از طریق رویکرد طراحی الاستیک دنبال کرده‌اند [۱، ۲]. این امر منجر به ملاحظات طراحی محافظه کارانه و توزیع غیر یکنواخت تغییر مکان‌های نسبی طبقه و جاری شدگی در طول ارتفاع تحت زلزله های قوی می‌شود. بنابراین ممکن است سازه در معرض زلزله های قوی، محدودیت‌های تغییر شکل در مکانیزم جاری شدگی را تأمین نکند و خرابی به دلیل تجاوز تغییر شکل‌های غیر الاستیک در طبقاتی محدود متمرکز شود.

همچنین طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد، در سبک فعلی، برای یک سازه جدید به شیوه‌ی تقریباً غیر مستقیم انجام می‌شود. آن معمولاً با یک طراحی اولیه بر اساس شیوه طراحی الاستیک متداول، با استفاده از آیین نامه های مناسب شروع می‌شود و با استفاده از یک ارزیابی تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش اور دنبال می‌شود [۳، ۴]. در این روش معمولاً پروسه تکرار بین طراحی و ارزیابی عملکرد صورت می‌گیرد. علاوه بر این نتایج این شیوه در قیاس با نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی در طی یک زلزله بزرگ در پیشگویی رفتار سازه ای دقیق و منطقی مشکل دارد [۵]. رویکرد طراحی بر پایه کارکرد^۱ رفتار غیرخطی و اهداف عملکردی را به صورت مستقیم در فرآیند طراحی حساب می‌کند، و عملاً نیاز به هر گونه ارزیابی یا تکرار بعد از طراحی اولیه همچون یک تحلیل دینامیکی یا استاتیکی غیرخطی را برطرف می‌کند. در این مقاله دو شیوه طراحی مومسان بر پایه کارکرد و طراحی الاستیک برای سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپل ارائه شده و با مقایسه و ارزیابی نمونه های طراحی شده به دو روش، مزیت ها و معایب مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

¹ Performance-Based Plastic Design (PBPD)



۲. شیوه طراحی الاستیک بر اساس ضوابط AISC

مشابه دیگر سیستم‌های سازه‌ای، برش پایه طراحی بر اساس شیوه ASCE بدست می‌آید [۳]. در این روش، دوره تناوب اساسی سازه بر اساس فرمول پیشنهادی آیین نامه تخمین زده می‌شود. حداقل برش پایه طراحی می‌تواند از معادله کلی $V=C_S \cdot W$ محاسبه شود. ضریب پاسخ لرزه ای C_S می‌تواند از طیف پاسخ الاستیک طراحی، در معرض R ، ضریب اصلاح پاسخ، I ، ضریب اهمیت سازه به دست آید. هنگامی که برش پایه مورد نیاز بدست آمد، برش‌های مورد نیاز هر طبقه می‌تواند با استفاده از توزیع جانبی معین آیین نامه محاسبه شود. سپس صفحات جان می‌توانند به وسیله مقایسه تقاضای مقاومت برشی کلی (V_u) با مقاومت برشی طراحی صفحه (ΦV_n)، ساین بندی شوند همان طور که معین شده به وسیله معادله (۱):

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad \phi = 0.9 \quad (1)$$

که t_w ضخامت صفحه جان و L_{cf} فاصله دقیق بین بال‌های المان مرزی قائم است. F_y مقاومت اسمی جاری شدگی صفحه جان، و α زاویه جاری شدگی صفحه جان به رادیان (اندازه‌گیری می‌شود از عمود) است و تعیین می‌شود با معادله (۲):

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_{CL}} \right)} \quad (2)$$

که h فاصله بین محورهای مرکزی المان‌های مرزی افق هر پایه و A_b سطح مقطع المان مرزی افق و A_c سطح مقطع المان مرزی قائم و I_{CL} ممان در جهت عمود صفحه جان و L فاصله بین محورهای مرکزی المان مرزی افقی می‌باشد.

سپس عناصر مرز بر اساس ظرفیت صفحات جان طراحی می‌شوند. این ظرفیت طراحی عناصر مرزی می‌تواند منجر به یک قاب خمشی احاطه کننده با مقاومت جانبی قابل توجه شود. از این رو یک آنالیز الاستیک برای تعیین بخشی از برش طبقه که به وسیله قاب خمشی مقاومت می‌شود صورت می‌گیرد [۶]. سپس صفحات جان برای مقاومت بخش باقی مانده از برش طبقه برآورد می‌شوند. در یک سیستم SPSW-WC، بخش بزرگی از بار جانبی به وسیله عمل قاب به واسطه تیر کوپل مقاومت می‌شود. بنابراین در قیاس با سیستم متعارف SPSW، یک بخش کوچک‌تری از برش طبقه به وسیله صفحه جان مقاومت می‌شود، که ضخامت مورد نیاز را کاهش می‌دهد. از آنجایی که شیوه طراحی بر اساس محاسبه مقاومت پلاستیک است، تیرهای کوپل بر اساس مقاومت خمشی پلاستیکشان نسبت به المان‌های مرزی افقی انتخاب می‌شوند. همچنین برای بدست آوردن ظرفیت طراحی المان مرزی قائم روش‌های پیشنهادی ضوابط لرزه‌ای AISC [۷] استفاده می‌شود. ضوابط لرزه‌ای AISC همچنین یک سختی حداقل برای المان مرزی قائم به منظور ممانعت از کمانش و انعطاف بیش از حد در صفحه این المان‌ها تحت نیروهای میدان کششی در صفحه‌ها فراهم کرد. این الزام می‌تواند بیان شود با معادله (۳):

$$I_c = \frac{0.00307 t_w h^4}{L} \quad (3)$$

همچنین فرم دررفت‌های طبقات از آنالیز الاستیک به وسیله ضریب تشدید تغییر مکان (C_d) برای تخمین دررفت‌های طبقه غیرخطی تشدید داده می‌شود و اگر یک طبقه معیار دررفت برآورده نکرده باشد، ضخامت صفحه جان افزایش می‌یابد که به طور معمول ساین المان‌های مرزی نیز به علت ملزومات طراحی ظرفیت افزایش می‌یابد. باید توجه شود که چون کنترل تغییر مکان جانبی نسبی در این جریان تنها به صورت غیر مستقیم مورد توجه قرار گرفته، به منظور بدست آوردن یک طرح نهایی که به معیار عملکرد مطلوب می‌رساند، ممکن است تکرار نیاز باشد.

۳. شیوه طراحی مومسان بر پایه کارکرد

بر خلاف آیین نامه‌های طراحی جاری، توزیع نیروهای جانبی طراحی در روش پیشنهادی بر اساس ماکسیمم برش طبقه بدست آمده از تحلیل‌های غیرخطی تاریخیچه زمانی گسترده تعیین می‌شوند. این توزیع نیروهای جانبی طراحی پیشنهادی برای اکثر سیستم‌های مهاربندی جانبی مناسب یافت شده است [۸]. این توزیع نیروهای جانبی همچون روابط (۴) تا (۶) بیان شده است.

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) F_n \quad , i = n \rightarrow \beta_{n+1} = 0 \quad (4)$$

$$F_n = V \left[(w_n h_n) / \sum_{j=1}^n (w_j h_j) \right]^{0.75 T^{-0.2}} \quad (5)$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left[\sum_{i=1}^n (w_i h_i) / (w_n h_n) \right]^{0.75T-0.2} \quad (6)$$

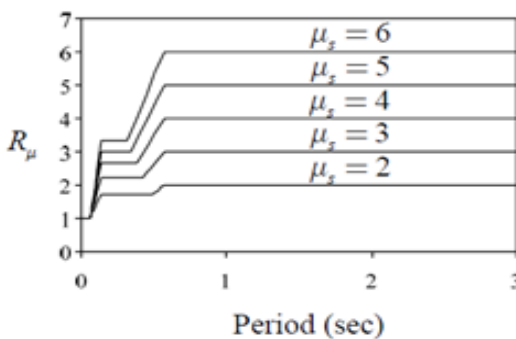
که در آن β_i ضریب توزیع برش در سطح طبقه i ؛ V_i و V_n به ترتیب، نیروهای برش طبقه در سطح طبقه i و در سطح بالاترین طبقه (n)؛ w_i و w_n به ترتیب وزن‌های لرزه‌ای در سطح طبقه i و n ؛ h_i و h_n به ترتیب، ارتفاع‌های سطح طبقه i و n از سطح زمین؛ w_n وزن لرزه‌ای بالاترین طبقه؛ ارتفاع بالاترین طبقه از سطح زمین؛ T پرورد اساسی سازه؛ F_i و F_n به ترتیب، نیروهای جانبی اعمال شده در سطح طبقه i و n ؛ V برش پایه طراحی. برای رسیدن به عملکرد مطلوب سازه در معرض زلزله‌های بزرگ کنترل دررفت ضروری است. این می‌تواند به وسیله استفاده از رویکرد طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد پیشنهادی، که به طور موفق به سیستم‌های سازه‌ای مختلف اعمال شده، بدست آید [۹، ۱۰]. در این رویکرد، برش پایه طراحی با پوش سازه به طور یکنواخت تا دررفت هدف پیشنهادی، پس از تشکیل مکانیزم جاری شدگی در نظر گرفته شده، تعیین می‌شود [۱۱]. مقدار کار مورد نیاز برای انجام آن γ برابر انرژی ورودی الاستیک $E = \frac{1}{2} MS_v^2$ برای یک سیستم یک درجه آزادی^۱ معادل فرض شده است (شکل ۱). باید توجه شود که این مقدر کار فرض شده هیچ رابطه‌ای با انرژی تلف شده واقعی در اثر تحریک زلزله ندارد. در روش پیشنهادی محاسبه برش پایه مورد نیاز از طریق ایجاد یک رابطه بین مکانیزم جاری شدگی در نظر گرفته شده، دررفت هدف، مشخصات نیرو-جابجایی سازه و انرژی ورودی الاستیک از زلزله طراحی، ساده شده است. نتایج برش پایه طراحی بدست آمده از معادله انرژی (کار) می‌تواند همچون رابطه (۷) توصیف شود.

$$V/W = (-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2})/2 \quad (7)$$

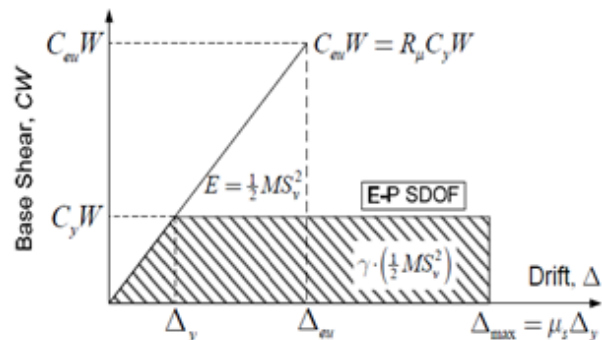
که در آن، V برش پایه طراحی؛ W وزن لرزه‌ای سازه؛ α یک پارامتر بدون بعد وابسته به پرورد سازه، ویژگی‌های مودال و سطح دررفت هدف در نظر گرفته شده؛ S_a ضریب شبه شتاب بر اساس طیف طراحی؛ γ ضریب اصلاح وابسته به ضریب شکل پذیری ($\mu_s = \Delta_{max}/\Delta_y$) و ضریب کاهش شکل پذیری ($R_\mu = C_{eu}/C_y$) مرتبط با پرورد سازه است و می‌تواند همچون رابطه (۸) تعیین شود.

$$\gamma = (2\mu_s - 1)/R_\mu^2 \quad (8)$$

در این شیوه، در ارتباط با ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب شکل پذیری سازه از روش پیشنهادی به وسیله نیومارک و هال [۱۲] استفاده شده است (شکل ۲). باید توجه شود که در رویکرد پیشنهادی، برش پایه طراحی شامل ضریب اهمیت سکونت (I) نمی‌باشد. این ضریب افزایشی سطح نیروی طراحی در تلاش برای پایین آوردن دررفت و تقاضای شکل پذیری برای سازه برای یک سطح زلزله معین است [۱۳، ۱۴]. با این وجود، آن نمی‌تواند به عنوان یک روش مستقیم برای بدست آوردن هدفی همچون کنترل سطح خرابی مورد توجه قرار گیرد. کاهش پتانسیل آسیب باید با استفاده از محدودیت‌های مناسب بهبود یابد. در این راستا، رویکرد محاسبه برش پایه طراحی پیشنهادی در این مطالعه، انتخاب دررفت هدف مطلوب را به عنوان پارامترهای حاکم استفاده کرده و فرض نموده دررفت هدف انتخابی ضریب اهمیتی سکونت را در برخواهد داشت.



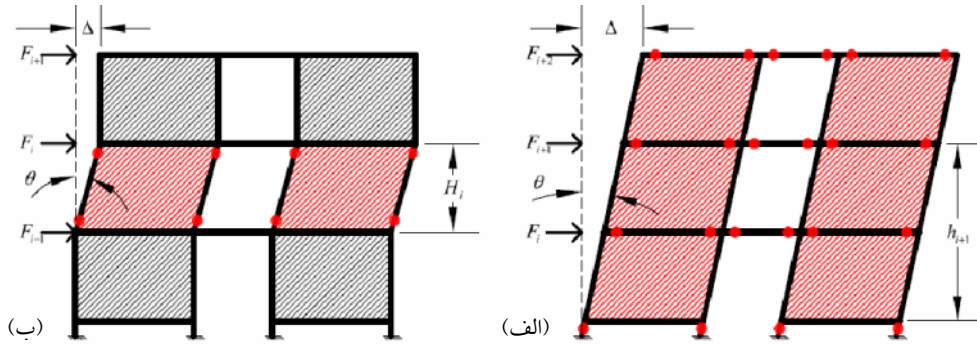
شکل ۲ - ضرایب کاهش شکل پذیری به وسیله نیومارک و هال



شکل ۱ - پاسخ سازه ایده آل شده و مفهوم تعادل انرژی

شکل ۳، یک سیستم دیوار برشی فولادی کوپل که در معرض نیروهای جانبی به وضعیت محدود دررفت هدف پوش شده نشان می‌دهد. در مکانیزم‌های جاری شدگی کلی مطلوب این سیستم میدان کششی در صفحات پرکننده در تمام طبقات و مفاصل پلاستیک روی تیرهای کوپل، تیرهای مرزی و پای ستون‌ها شکل می‌گیرد شکل می‌گیرد.

^۱ Single-Degree-Of-Freedom (SDOF)



شکل ۳. مکانیزم پلاستیک خرابی سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپل (الف) مکانیزم پلاستیک مطلوب (ب) مکانیزم طبقه نرم

هدف اولیه استفاده از روش طراحی پلاستیک اطمینان یافتن از تشکیل مکانیزم مورد نظر است. توزیع مقاومت اعضای شکل پذیر در ارتفاع ساختمان مشابه توزیع برش‌ها، دنبال شده است [۱۵]. این امر به توزیع جاری شدگی یکنواخت‌تر در طول ارتفاع و در نتیجه، جلوگیری از جاری شدن به شکل متمرکز در یک سطح محدود کمک می‌کند. با استفاده از اصل کار مجازی و معادل قرار دادن کار خارجی با کار داخلی، چنانکه در روش تحلیل پلاستیک انجام می‌شود، روابط طراحی این اعضا بدست می‌آید. برای طراحی تیرهای کوپل ابتدا درجه کوپلینگ^۱ مورد نظر انتخاب و سپس با داشتن لنگر واژگونی^۲، نیروی کوپل واژگونی از معادله (۹) بدست می‌آید.

$$\sum V_{CBi} = \frac{DC \cdot OTM}{L} \quad (9)$$

جهت طراحی تیرها از لحاظ عملکرد در سه دسته تیر برشی و خمشی و خمشی-برشی با بسط دادن مفاد AISC [۷] برای تیر اتصال قاب‌های مهاربندی و اگر^۳ از دو معادله زیر استفاده می‌گردد. برای طراحی تیر برشی باید شرایط معادله (۱۰) برقرار باشد. جهت طراحی تیر خمشی باید معادله (۱۱) ارضا شود و جهت طراحی تیر خمشی-برشی باید لنگر و برش پلاستیک تیر به گونه ای طراحی شود که بین معادله (۱۰) و (۱۱) قرار گیرد.

$$e \leq \frac{1.6 \times M_{ce}}{V_{ce}} \quad (10)$$

$$e \geq \frac{2.6 \times M_{ce}}{V_{ce}} \quad (11)$$

که در آن، M_{ce} لنگر پلاستیک تیر کوپل؛ V_{ce} برش پلاستیک تیر کوپل؛ e طول موثر تیر کوپل؛ و L فاصله مرکز تا مرکز دیوارهای برشی فولادی. همچنین برای طراحی صفحات جان فولادی با فرض یکسان بودن زاویه میدان کششی در طبقات مجاور همچون معادله (۱۳) و همچنین با اعمال ضریب اطمینان ψ برای جلوگیری از مکانیزم طبقه نرم، ضخامت صفحات در هر طبقه می‌تواند بدست آید بر اساس ضخامت صفحه جان در طبقه بالا (t_b) همچون معادله (۱۴):

$$t_i = \beta_i t_b \quad (12)$$

$$\alpha_i = \alpha_{i+1} \quad (13)$$

$$t_b = \frac{\sum_{i=1}^{n_s} F_i h_i - \frac{H_1}{2} \psi \sum_{i=1}^{n_s} F_i - \sum_{i=1}^{n_s} [4M_{P(HBE)_i} + 2M_{P(CB)_i}]}{F_y L \sum_{i=1}^{n_s} (h_i (\beta_i - \beta_{i+1}) \sin 2\alpha_i) - \frac{H_1}{2} F_y \beta_1 L \sin 2\alpha_1} \quad (14)$$

که در این روابط ضریب توزیع طبقه i ام در روش PBPD؛ t_i ضخامت ورق طبقه i ام؛ α_i زاویه میدان کششی در طبقه i ام؛ F_i برش طبقه i ام؛ $M_{P(HBE)_i}$ لنگر پلاستیک المان مرزی افقی طبقه i ام؛ $M_{P(CB)_i}$ لنگر پلاستیک تیر کوپل در طبقه i ام؛ L فاصله مرکز به مرکز دو پایه دیوار برشی فولادی؛ F_y مقاومت جاری شدن ورق فولادی.

ضخامت صفحات جان برای طبقات دیگر می‌تواند با استفاده از معادله (۱۲) بدست آید. صفحات جان باید به کوچک‌ترین ضخامت در دسترس انتخاب شود. طرح محافظه کارانه منجر به المان‌های مرزی سنگین‌تر می‌شود چون آن‌ها باید برای نیروهای نهایی مورد انتظار صفحات جان بر اساس رویکرد طراحی ظرفیت طرح شوند.

^۱ Degree Coupling (DC)

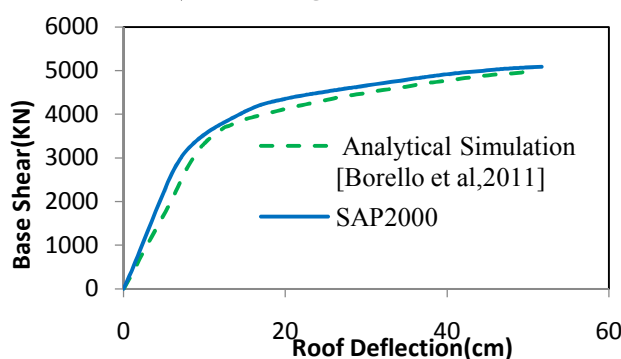
^۲ OverTurning Moment (OTM)

^۳ Eccentrically Braced Frames (EBF)

طراحی المان‌های خارج از بخش‌های شکل پذیر ویژه، شامل تیرها و ستون‌های مرزی، بر اساس رویکرد طراحی ظرفیت انجام شده است. بطوریکه المان‌های خارج از بخش‌های ویژه باید یک مقاومت طراحی برای تحمل ترکیب بارهای ثقلی ضریب دار و ماکسیمم برش مورد انتظار از بخش‌های ویژه را داشته باشند در این پژوهش این نیروهای داخلی به کمک تحلیل غیرخطی، در نقطه عملکرد سازه با کنترل عملکرد مطلوب تعیین شد [۴، ۶، ۱۶]. طراحی این اعضا در تطابق با ضوابط AISC LRFT [۷] صورت گرفت.

۴. مدل سازی عددی

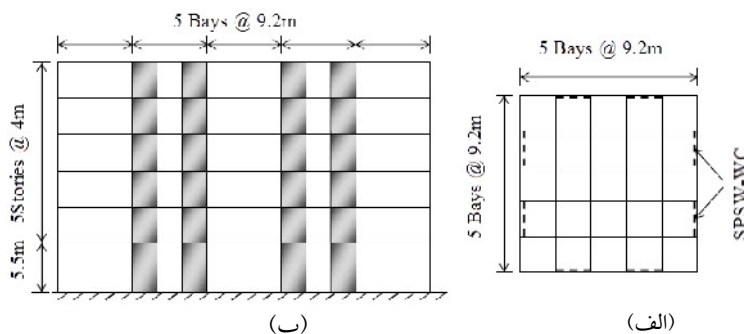
به منظور مدل سازی عددی، از یک روش مدل غشا ارتوتروپیک [۶] بجای روش متداول مدل نواری استفاده می‌شود. در این روش، سختی و مقاومت اختصاص یافته به قطر فشاری کمتر از قطر کششی صفحه جان است [۱۷]. محورهای محلی المان غشا به مقدار محاسبه شده زاویه α در هر طبقه دوران می‌یابند. در مطالعه حاضر، این روش با استفاده از نرم افزار SAP2000 بکار گرفته شد. به دلیل نبود تست‌های آزمایشگاهی جامع، به منظور اعتبارسنجی مفروضات مدل، نتایج شبیه سازی عددی Borello و همکاران مورد استفاده قرار گرفت. این نتایج به طور مجزا با تست‌های آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی و تیرهای کوپل صحت سنجی شده‌اند [۱۸]. مدل غشا ارتوتروپیک با دقت قابل قبول به طور نزدیک مدل نواری را دنبال می‌کند. بنابراین مدل غشا ارتوتروپیک به اندازه کافی دقیق برای ارزیابی پاسخ غیرخطی سیستم تلقی شد (شکل ۴).



شکل ۴. صحت سنجی مدل سازی عددی

۵. طرح‌های نمونه

برای ارزیابی روش‌های طراحی، یک نمونه ۶ طبقه با مشخصات تیر کوپل خمشی ($e=2.8m$) و نسبت مدول پلاستیک مقطع تیر کوپل به مدول پلاستیک تیر مرزی هم طبقه ۲۰۰٪ طراحی شده به روش طراحی ظرفیت [۱۸] دوباره مدل‌سازی و رفتار آن با نمونه ۶ طبقه متناظر طراحی شده به روش PBPD با مشخصات تیر کوپل خمشی-برشی ($e=1.8m$) و درجه کوپل انتخابی $DC=45\%$ ارائه شده است. هندسه پلان در این بررسی بر اساس ساختمان‌های نمونه ۹ طبقه SAC ارائه شده در [۱۹] بودند (شکل ۵). جرم‌ها برای سطح اولین طبقه $10 \times 10^6 \text{ kg}$ و برای باقی مانده سطوح طبقات $9.9 \times 10^6 \text{ kg}$ بودند. ساختار نمونه با چهار مجموعه از SPSW-WC (مجموع ۸ دیوار) در امتداد محیط در هر جهت پیکربندی شدند. نیروهای جانبی برای یک ساختمان اداری در موقعیت لس آنجلس کالیفرنیا با کلاس سایت D تعیین شده‌اند.



شکل ۵. ساختمان نمونه: الف-پلان ب-نما

با بررسی نتایج آزمایشگاهی [۱، ۲۰] در یافت هدف ۲٪ برای سطح خطر MCE^۱ انتخاب شد. شکل طیف پاسخ طرح ارائه شده در ASCE7 [۲۱] تحت سطح خطر MCE مورد استفاده قرار گرفت. همچنین ضریب C_2 برابر ۱/۲، برای محاسبه در یافت هدف موثر رفتار پینچینگ اعمال شد. با توجه به ASCE7، دوره تناوب تقریبی ساختمان نمونه ۵۵/۰ ثانیه برای نمونه ۶ طبقه بدست آمد، اما در روش PBPD پس از طراحی اولیه دوره تناوب دقیق سازه، در تعیین برش پایه مدنظر قرار گرفت. برای صفحات جان از ASTM A36 248-MPa [۲۲] و برای المانهای مرزی و تیرهای کویل از ASTM A992 345-MPa [۲۳] و مقاطع AISC استفاده شد.

برای مقایسه، ابتدا برش پایه طراحی بر اساس ضوابط آیین نامه ASCE بدست آمده است. با در نظر گرفتن ضریب رفتار به کار رفته در پژوهش های پیشین $R=7$ برای این سیستم و همچنین ضریب اهمیت سکونت $I=1$ برای ساختمان اداری بر اساس طیف مورد استفاده در این پژوهش و همچنین مشخصات سازه برش پایه و پارامترهای آن برای نمونه های ۶ طبقه در جدول ۱ آورده شده است. جدول ۲ پارامترهای برش پایه طراحی استفاده شده در شیوه PBPD را نشان می دهد. به طور محافظه کارانه در یافت هدف برای این سطح خطر ۲٪ فرض شد و همچنین ضریب C_2 برابر ۱/۲، برای محاسبه در یافت هدف موثر رفتار پینچینگ اعمال شد.

جدول ۲. برش پایه طراحی بر اساس ضوابط ASCE

| Design Parameters | 6 story |
|-------------------|---------|
| T | 0.55 |
| S_a | 1.07 |
| S_{DS} | 1.07 |
| S_{D1} | 0.79 |
| T_s | 0.74 |
| C_s | 0.153 |
| Design Base Shear | 2230 KN |

جدول ۱. پارامترهای روش PBPD برای سطح خطر MCE

| Design Parameters | 6 story |
|---|---------|
| S_a | 1.07g |
| T | 0.7 sec |
| Yield Drift Ratio θ_y | 0.50% |
| Target Drift Ratio θ_u | 2% |
| Inelastic Drift Ratio $\theta_p = \theta_u - \theta_y$ | 1.50% |
| $\mu_s = \theta_u / \theta_y$ | 3.33 |
| R_{μ} | 3.23 |
| $\lambda (=C_2)$ | 1.2 |
| γ | 0.54 |
| α | 3.73 |
| V/W | 0.160 |
| Design Base Shear | 2330 KN |

جزئیات نمونه های طراحی در جدول ۳ و ۴ ارائه شده است

جدول ۴. مشخصات نمونه طراحی شده به روش الاستیک (Borello and Fahnstock, 2011)

| story | t_p (cm) | Exterior VBE | Interior VBE | HBE | CB |
|-------|------------|--------------|--------------|--------|--------|
| 6 | 0.16 | W24x94 | W24x131 | W18x40 | W18x86 |
| 5 | 0.16 | W24x94 | W24x131 | W18x40 | W18x86 |
| 4 | 0.16 | W24x162 | W24x146 | W18x40 | W18x86 |
| 3 | 0.27 | W24x162 | W24x146 | W18x50 | W18x97 |
| 2 | 0.32 | W24x370 | W24x229 | W18x50 | W18x97 |
| 1 | 0.32 | W24x370 | W24x229 | W18x50 | W18x97 |

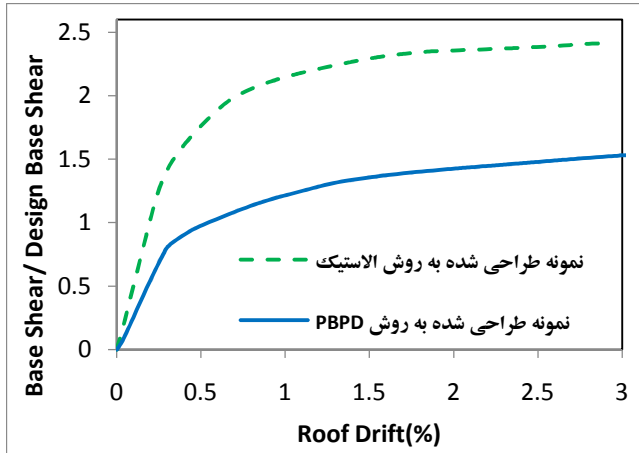
جدول ۳. مشخصات نمونه طراحی شده به روش PBPD

| story | t_p (cm) | Exterior VBE | Interior VBE | HBE | CB |
|-------|------------|--------------|--------------|--------|--------|
| 6 | 0.06 | W10x33 | W16x36 | W10x26 | W10x39 |
| 5 | 0.1 | W16x40 | W16x57 | W10x39 | W12x53 |
| 4 | 0.13 | W16x57 | W18x76 | W10x54 | W12x65 |
| 3 | 0.15 | W18x65 | W18x97 | W10x77 | W12x79 |
| 2 | 0.17 | W18x76 | W18x119 | W12x79 | W14x90 |
| 1 | 0.18 | W18x192 | W18x143 | W12x87 | W14x90 |

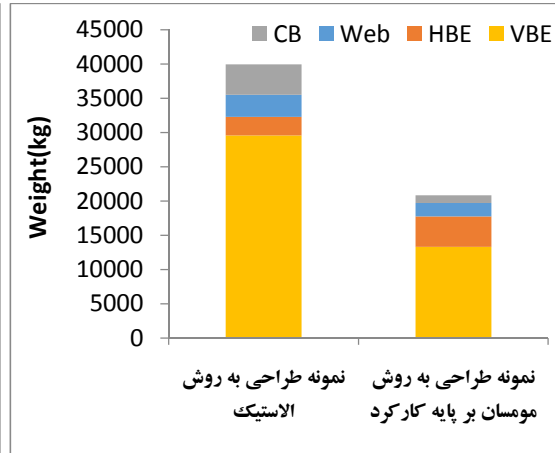
۶. آنالیز استاتیکی غیر خطی

برش پایه نرمال شده با برش پایه طراحی در برابر در یافت بام برای نمونه های طراحی در شکل ۷ نشان داده شده است. وزن اجزا نمونه ها در شکل ۶ برجسته شده است

^۱ Maximum considered earthquake(MCE): 2% Probability of exceedance in 50 year



شکل ۷. نتایج آنالیز استاتیکی غیر خطی نمونه های طراحی

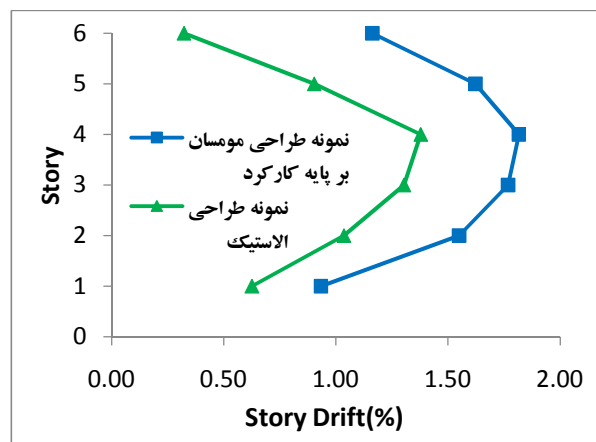
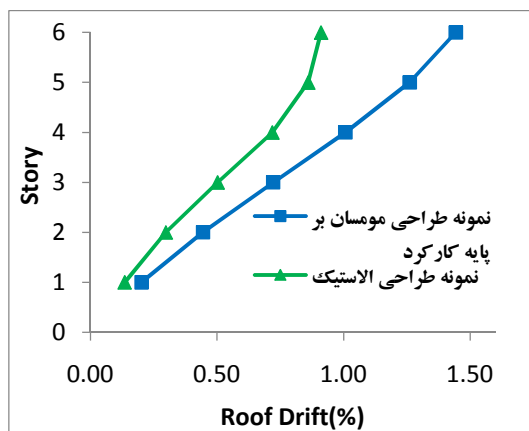


شکل ۸. اجزای وزن نمونه های طراحی

مشاهده می شود که در نمونه ها طراحی شده به روش PBPD جاری شدگی در برش پایه با جاری شدن صفحات جان، آغاز می شود و در ادامه مکانیزم سازه با جاری شدن تیرهای کوپل و تیرهای مرزی افقی به تدریج شکل گرفته و سختی سازه کاهش می یابد اما در نمونه های طراحی شده به روش ظرفیت، سازه در برش پایه معادل ۱/۵ برابر برش پایه طراحی با جاری شدن همزمان برخی از تیرهای کوپل و تیرهای مرزی افقی در نیمه پایینی سازه و صفحات جان به یکباره سختی خود را از دست داده و جاری می شود. همچنین مشاهده شد که سازه در ۱/۵ برابر برش پایه طراحی شروع به جاری شدن کرده، و همچنین مقاومت سازه به بیش از دو برابر برش پایه طراحی رسیده که مطلوب نبوده و مزایای این سیستم در فرایند طراحی به حساب آورده نشده است.

۷. ارزیابی عملکرد قاب های طراحی شده

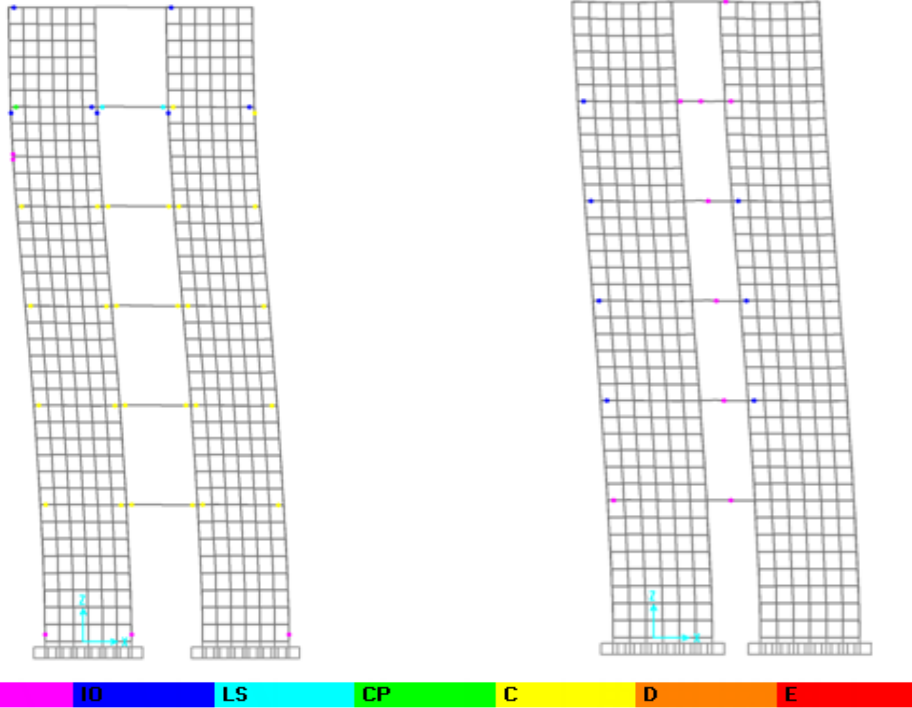
تغییر مکانیسمی جانبی نمونه ها در نقطه عملکرد سازه، تحت سطح خطر انتخابی، در شکل ۸ نشان داده شده است. دریفت طبقه برای هر پایه به وسیله تفریق میانگین تغییر مکان افقی گره های ستون های مرزی در در نقطه عملکرد سازه تحت سطح خطر انتخابی در بالا و پایین یک طبقه تقسیم بر ارتفاع طبقه تعیین شده بود.



شکل ۸. توزیع دریفت طبقات نمونه های طراحی شده به روش الاستیک و روش PBPD

با بررسی یک نمونه متناظر طراحی شده به روش طراحی ظرفیت مشاهده شد که با وجود اینکه توزیع دریفت های طبقه این نمونه کمتر از محدوده ۱/۵ درصد بوده، وزن سازه تقریباً دو برابر وزن نمونه ی متناظر طراحی شده به روش PBPD بوده است. بر اساس سطح خطر انتخابی، نقطه عملکرد و

دریافت هدف نمونه‌ها با استفاده از ضوابط ATC-40 بدست آمده، و سطح عملکرد سازه بر اساس معیارهای FEMA-356 در نقطه عملکردشان در شکل ۹ و ۱۰ نمایش داده شده است



Performance Point(V, D) = (4916.71 KN, 23.22 cm)
 $\theta_u = 0.91\%$

شکل ۱۰. عملکرد نمونه طراحی شده به روش الاستیک

Performance Point(V, D) = (3135.34 KN, 36.77 cm)
 $\theta_u = 1.44\%$

شکل ۹. عملکرد نمونه طراحی شده به روش PBPD

همچنین مشاهده شد که با وجود اینکه تغییر مکان هدف سازه نسبت به نمونه‌های طراحی شده به روش PBPD در حدود ۵۰٪ کاهش یافته ولی عملکرد تیرهای مرزی افقی از معیارهای عملکردی مطلوب تجاوز کرده و مکانیزم سازه به بخشی از سازه محدود شد.

۸. نتیجه گیری

می توان نتیجه گرفت که در سازه طراحی شده به روش PBPD اهداف عملکردی محقق شده ولی در نمونه‌های طراحی شده به روش الاستیک، نه تنها از همه‌ی ظرفیت اجزای شکل پذیر سازه استفاده نشده و رفتار غیرخطی در بخش های محدودی از سازه متمرکز خواهد شد بلکه سازه طراحی شده به مراتب سنگین تر خواهد شد. به طور کلی می توان دریافت که روش طراحی مومسان بر اساس عملکرد پیشنهادی برای این سیستم، یک رویکرد نظاممند برای آنالیز و طراحی ارائه می دهد. همچنین رفتار ناخطی سازه را یک راست به کار می برد و نیاز به تکرار فرآیند تحلیل و طرح ندارد و منجر به بینش بیشتر از رفتار سازه، کنترل بیشتر روی طراحی و تعداد تکرار کمتر برای رسیدن به طرح مطلوب خواهد شد.

۹. مراجع

1. Li, C.-H., Tsai, K.-C., Chang, J.-T., Lin, C.-H., Chen, J.-C., Lin, T.-H., and Chen, P.-C. (2012). "Cyclic test of a coupled steel plate shear wall substructure." *Earthquake Eng. Struct. Dynam.*, 41(9), 1277–1299.
2. Borello, D. J. and L. A. Fahnstock (2013). "Seismic Design and Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling." *Journal of Structural Engineering* 139(8): 1263-1273.
3. ASCE, 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356 Report*, prepared by the American Society of Civil Engineers, published by Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.



4. ATC, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Vol. 1&2, Applied Technology Council, Redwood City, California.
5. ATC, 2004. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (Draft), FEMA 440 Report, Applied Technology Council, Redwood City, CA, and Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
6. Sabelli, R., and Bruneau, M. (2006). AISC design guide 20: Steel plate shearwalls, AISC, Chicago.
7. AISC, 2005. ANSI/AISC 341-05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
8. Chao, S.-H., Goel, S. C., and Lee, S.-S. (2006), "A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State," Proceedings, 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California.
9. Chao, S.-H. and Goel, S. C., 2005. 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.
10. 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.
11. Leelataviwat, S., Goel, S. C., and Stojadinović, B. 1999. "Toward Performance-Based Seismic Design of Structures," *Earthquake Spectra*, 15 (3), 435-461.
12. Newmark, N. M. and Hall, W. J., (1982). *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engrg. Res. Inst., El Cerrito, CA.
13. SEAOC, 1999. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Seismology Committee of Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, Seventh Edition.
14. NEHRP, 2001. Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 368), Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
15. Chao, S.-H. and Goel, S. C., 2006. Performance-Based Plastic Design of Seismic Resistant Special Truss Moment Frames, Report No. UMCEE 06-03, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
16. FEMA-356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C., November 2000
17. Astaneh-Asl A (2001). Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls. Technical Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA, USA.
18. Borello, D.J., Fahnestock, L.A., " design and analysis of steel plate shear walls with coupling", Structures Congress, 2011.
19. FEMA. (2000). "FEMA355 State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking." Rep.No. FEMA-355C, FEMA, Washington, DC.
20. Borello, D. J. and L. A. Fahnestock (September 2013). SPSW-WC Flexural Specimen Testing. Network for Earthquake Engineering Simulation, http://nees.uiuc.edu/news/SPSW_Flex_Specimen_Testing.html.
21. ASCE. (2005). "Minimum design loads for buildings and other structures." SEI/ASCE 7-05, Reston.
22. ASTM. (2008). "Standard specification for carbon structural steel." A36, West Conshohocken, PA.
23. ASTM. (2011). "Standard specification for structural steel shapes." A992, West Conshohocken, PA.