

بهسازی لرزه‌های قاب‌های مقاوم خمشی بتنی با سیستم دیوار برشی فولادی تحت تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی

مظفر حیدری مصطفی آبادی^۱، لیلا شهریاری^۲

^۱ دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه عمران، پردیس علوم و تحقیقات فارس، دانشگاه آزاد اسلامی، فارس، ایران
^۲ استادیار و عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی، گروه عمران، واحد شیراز، دانشگاه آزاد اسلامی، شیراز، ایران

نام و نشانی ایمیل نویسنده مسئول:

لیلا شهریاری

lshahryari@alumni.iust.ac.ir

چکیده

ابتدا با طراحی ۳ قاب بتنی ۳، ۶ و ۹ طبقه، صرفاً برای بار ثقلی به ایجاد مدل‌ها که نیاز به بهسازی دارد پرداخته می‌شود. سپس با روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد، دیوار برشی فولادی جهت بهسازی لرزه‌ای طرح می‌گردد. در ادامه با تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی تحت ۷ زمین لرزه نزدیک به گسل مقیاس شده برای سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش در نرم-افزار اجزای محدود اپنسیز به بررسی رفتار لرزه‌ای پرداخته می‌شود. دیوار برشی فولادی می‌تواند با کمترین زمان، هزینه و تعداد دهانه‌های مهاربندی، علاوه بر یکنواخت نمودن توزیع بیشینه جابجایی نسبی طبقات در راستای ارتفاع قاب‌ها، قادر به کاهش بیش از ۶٪ آن می‌باشد. در نهایت، کاهش نسبت دوران مفصل پلاستیک تشکیل شده از حالت مبنا به بهسازی شده در حدود ۷۰٪ درصد برای تیر و ستون بحرانی قاب‌ها در سطوح عملکرد مختلف می‌باشد.

واژگان کلیدی: قاب بتنی، دیوار برشی فولادی، نزدیک به گسل، بهسازی لرزه‌ای، براساس عملکرد

مقدمه

امکان وقوع زلزله‌های شدید بدلیل شرایط طبیعی زمین ساختاری از یک طرف و همچنین طراحی و ساخت ساختمان‌های بتنی زیادی که ضوابط بارگذاری لرزه‌ای در آنها رعایت نشده است یا به دلیل تغییر این ضوابط، بارهای لرزه‌ای آنها دست پایین برآورد شده، ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای آنها را ضروری می‌سازد. زمین‌لرزه‌های اخیر در سراسر جهان نشان دادند که ساختمان‌های بتنی غیرشکل‌پذیر (طراحی شده برای بار ثقلی) تا مرحله آسیب‌های شدید یا واژگونی کامل آسیب‌پذیر هستند [۱،۲].

ساختمان‌های بتن مسلح ساخته شده قبل از تصویب آیین‌نامه‌های کنونی یا تخریب شدند یا سطوح مختلف از خطر را در طول زلزله‌های گذشته متحمل شدند. بسیاری از معایب سازه‌های همانند بتن با کیفیت پایین، محصور شدگی ضعیف از نواحی انتهایی ستون‌ها و تیرها، رفتار ستون ضعیف-تیر قوی، رفتار ستون کوتاه، طول‌های ناکافی هم‌پوشانی و قلاب‌های نامناسب از خاموت‌ها گزارش شدند [۱،۲]. به‌منظور جلوگیری از فقدان متعاقب جانی و مالی، تعداد قابل توجهی از تحقیقات انجام شد و چندین روش برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود گسترش یافت [۳،۴]. مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌ها به طور عمده براساس دو طرح مقاوم‌سازی می‌باشد. اول، مقاوم‌سازی لرزه‌ای در عملکرد لرزه‌ای سازه با محدود کردن تغییر مکان‌های نسبی جانبی یا بهبود ظرفیت تغییر مکان نسبی جانبی ساختمان نقش دارد. طرح پیشین با اضافه کردن اجزای سازه‌ای جدید که مقاومت و سختی سیستم را بهبود می‌بخشد، اجرا می‌گردد. طرح دیگر، مقاوم‌سازی موضعی اجزای سازه‌ای با شکل‌پذیری پایین، که باعث زوال پایداری سازه می‌گردد، ممکن است به عنوان یک راه‌حل اقتصادی برای ساختمان‌ها با تعداد محدود از قطعات ناقص باشد. اگرچه، روش‌های مقاوم‌سازی موضعی یک بهبود ناچیز در ظرفیت برش پایه و سختی جانبی سیستم ایجاد می‌نماید. در اکثر موارد، روش‌های براساس اجزا ممکن است به تنهایی برای تقویت مناسب ایمنی لرزه‌ای سازه‌های مقاوم‌سازی شده کافی نباشند [۳]. در این مورد، بهتر است روش‌های مقاوم‌سازی براساس سیستم جامع‌تر اجرا گردد، که هم سختی جانبی و هم ظرفیت برش پایه را بهبود می‌بخشد. علاوه بر این، همچنین روش‌هایی ممکن است نقص‌های موضعی را با محدود کردن تقاضای جابجایی جبران کند [۵].

بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی و نظری [۶-۹] برای به کارگیری دیوارهای برشی فولادی به عنوان یک روش بهسازی انجام گردید. بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی بر روی استفاده از دیوارهای برشی مهاربندی فولادی برای مقاوم‌سازی بر روی مدل‌های قاب یک طبقه و تک دهانه اجرا گردید. محققین گزارش دادند که مقاوم‌سازی سازه‌ها با دیوارهای برشی فولادی مقاومت سازه را افزایش می‌دهد و یک عملکرد لرزه‌ای بالایی با در نظر گرفتن تغییرات در شکل‌پذیری و استهلاک انرژی به دست می‌آید [۶].

در مورد کاربرد سیستم دیوار برشی فولادی برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتنی مطالعات منحصربفردی انجام شده‌است. این مطالعات انجام شده، تماماً در مورد بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی کوتاه مرتبه مقاوم‌سازی شده با این سیستم بصورت تحقیقات آزمایشگاهی و مطالعات عددی می‌باشد. همچنین این مطالعات بصورت متمرکز بر روی قابل استفاده بودن این سیستم با جزئیات سازه‌ای مربوطه‌اش در قاب‌های بتنی صورت پذیرفته است. نتیجه این مطالعات بیانگر آن است که نه تنها می‌توان با جزئیات سازه‌ای مناسب این سیستم را در قاب‌های بتنی جای نمود، بلکه رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی که نیاز به بهسازی لرزه‌ای دارند را بطور قابل ملاحظه‌ای بهبود بخشید. مساله مهمی که می‌تواند پیش روی طراحان سازه جهت استفاده از این سیستم بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی برای قاب‌های بتنی موجود قرار گیرد این است که، آیا بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی موجود کوتاه تا میان مرتبه با رعایت تقاضاهای لرزه‌ای مطابق با جدیدترین ویرایش آئین-نامه‌های لرزه‌ای حال حاضر، به‌همراه استفاده از نرم‌افزارهای بسیار قوی مدل‌سازی رفتار غیرخطی کنونی همانند نرم‌افزار اپنسیز و انجام تحلیل‌های پیشرفته همچون تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی جهت ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای قاب‌ها پس از بهسازی، همانند رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی کوتاه مرتبه مجهز به آن که در نتایج مطالعات قبلی محققین آمده است می‌باشد یا خیر؟

۱- هدف و شیوه تحقیق

در این مقاله، به بررسی و مطالعه مبانی روش بهسازی لرزه‌ای به‌وسیله دیوار برشی فولادی پرداخته می‌شود. به‌منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای روش بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی ۳ قاب بتنی، ۳، ۶ و ۹ طبقه، کوتاه تا میان مرتبه، صرفاً برای بار ثقلی طبق آیین‌نامه ACI-318-99 [۱۰] در نرم‌افزار اجزای محدود ETABS2000 [۱۱] طراحی شد و پس از مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار اجزای محدود OpenSeeS [۱۲]، مطابق دستورالعمل FEMA356 [۱۳] مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار می‌گیرد. بعد از ارزیابی لرزه‌ای قاب‌ها، سیستم بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی با روش

طراحی پلاستیک براساس عملکرد برای سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فرو ریزش طراحی می گردد. در ادامه مدل سازی عددی دیوار برشی فولادی با توجه به نتایج آزمایشگاهی مربوطه انجام می گردد. در مرحله بعد، با انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت ۷ زمین لرزه نزدیک به گسل مقیاس شده به سطوح عملکرد هدف برای تعیین بیشینه جابجایی نسبی طبقات و دوران پلاستیک اعضا و اشکال تغییر شکل یافته قابها در لحظه بیشینه انجام می شود و با محدودیت های آیین نامه ای مقایسه می گردد.

۲- قاب های مورد مطالعه

مدل های تحلیلی به منظور ارزیابی روش بهسازی لرزه ای پیشنهادی، سه قاب بتنی ۳، ۶ و ۹ طبقه با ارتفاع تمامی طبقات برابر با ۳ متر و دارای ۳ دهانه با طول های برابر با ۶ متر که نیازمند به بهسازی لرزه ای می باشند و تنها براساس بارهای ثقلی طراحی شده اند هستند. مصالح مورد استفاده در قابها شامل بتن با مقاومت فشاری $f_c = 21 \text{ MPa}$ و مدول الاستیسیته $E_c = 24956.4 \text{ MPa}$ و میلگردهای فولادی با تنش تسلیم $f_y = 400 \text{ MPa}$ می باشند. برای بارگذاری ثقلی قابها بار مرده و بار زنده طراحی به ترتیب برابر با 35.0 KN/m و 10.0 KN/m در نظر گرفته می شوند. جرم قاب بدلیل وزن مرده تمامی اجزای سازه ای و غیرسازه ای برابر با 725 KN/Floor در نظر گرفته شده است. جزئیات سازه ای قابها در جدول (۱) آورده شده است.

جدول (۱): جزئیات سازه ای قاب های ۳، ۶ و ۹ طبقه بتنی

Story		exterior column		interior column		beam		
		Size*	Steel**	Size	Steel	Size	Top Steel	Bottom Steel
3 Story	1-3	35x35	8Φ16	35x35	8Φ16	35x35	3Φ16	2Φ16
6 Story	1-2	40x40	8Φ20	45x45	16Φ20	35x40	3Φ20	2Φ20
	3-4	40x40	8Φ20	40x40	8Φ20	35x40	3Φ20	2Φ20
	5-6	40x40	8Φ20	35x35	8Φ16	35x40	3Φ16	2Φ16
9 Story	1	45x45	16Φ20	55x55	24Φ20	40x40	4Φ20	3Φ20
	2	45x45	16Φ20	50x50	20Φ20	40x40	4Φ20	3Φ20
	3	40x40	12Φ20	50x50	20Φ20	40x40	4Φ20	2Φ20
	4-5	40x40	8Φ20	45x45	16Φ20	40x40	3Φ20	2Φ20
	6-7	40x40	8Φ20	40x40	8Φ20	40x40	3Φ16	2Φ16
	8-9	40x40	8Φ20	35x35	8Φ16	40x40	3Φ16	2Φ16

* تمام اندازه ها به سانتیمتر می باشد. ** قطر (برحسب میلیمتر) Φ تعداد آرماتور

۳- روش طرح سیستم بهسازی لرزه ای پیشنهادی

هدف های بهسازی لرزه ای مورد استفاده در این مقاله شامل دو هدف مینا و مطلوب می باشد. در هدف های بهسازی مینا و مطلوب می بایست قابها به سطوح عملکرد هدف، به ترتیب، ایمنی جانی (LS) و آستانه فرو ریزش (CP)^۲ برسند. در سطح عملکرد ایمنی جانی، آسیب های سازه ای و غیرسازه ای قابل تعمیر یا کوچک برای تحریکات زمین لرزه ای متوسط (احتمال رخداد ۱۰٪ در ۵۰ سال) انتظار می رود. همینطور در سطح عملکرد آستانه فرو ریزش، آسیب های سازه ای و غیرسازه ای جبران ناپذیر یا به سختی قابل تعمیر ولی بدون هیچ فرو ریزی برای تحریکات زمین لرزه ای اصلی (احتمال رخداد ۲٪ در ۵۰ سال) انتظار می رود. در دستورالعمل FEMA356 معیار پذیرش برای سطوح عملکرد بر اساس دوران پلاستیک اعضای بتنی و بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی تعریف می گردد.

به منظور طراحی جزئیات بهسازی لرزه ای قابها، از یک روش مبتنی بر عملکرد استفاده می گردد که اساسا بر اصل اتلاف انرژی معادل استوار است. در روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBDP)^۳ مورد استفاده در این مقاله، طراحی براساس برش به دست آمده برای سطح خطر انتخاب شده، از مساوی قرار دادن کار مورد نیاز برای رساندن سازه به طور یکنواخت تا جابجایی هدف با انرژی مورد نیاز سازه

¹ Live Safety

² Collapse Prevention

³ Performance Based Plastic Design

معادل یک درجه آزادی الاستو-پلاستیک (EP-SDOF)^۱ که به همان حالت رسیده باشد و توزیع جدید نیرو براساس توزیع بیشینه برش طبقات به دست آمده از تحلیل غیرخطی انجام می‌شود [۱۴]. در روش PBPD کنترل جابجایی‌های جانبی نیاز نیست، زیرا در خود روال طراحی از همان ابتدا گنجانده شده است. در این روش نیاز به تکرار و سعی و خطا برای رسیدن به طراحی نهایی حذف و یا کمینه شده است. از دیگر فواید این روش این است که می‌شود اعضای تسلیم شونده مناسب را انتخاب کرد و آن‌ها را در مکان‌های مناسب قرار داد. در حالی که اعضای غیر تسلیم شونده می‌توانند با ظرفیت انعطاف‌پذیری صفر یا حداقل انتخاب شوند. همه‌ی این موارد ایمنی و اقتصاد در دوره عملکرد را بهبود می‌بخشد.

گام نخست در روش PBPD تعیین برش پایه در سطوح عملکرد هدف طبق رابطه (۱) است. W وزن لرزه‌ای قاب‌ها و S_a شتاب طرح بدست آمده از آیین‌نامه زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۵] که به ترتیب در سطوح عملکرد LS و CP برابر با ۰٫۹۶۲۵ و ۲٫۷۲۲۵ بدست آمده است. ضریب α برابر با $\left(\frac{\theta_p s \pi^2}{T^2 g}\right) \sum_{i=1}^n \lambda_i h_i$ است که در آن θ_p قسمت پلاستیک جابجایی هدف و برابر با $\theta_u - \theta_y$ است. θ_y یا جابجایی تسلیم برای سیستم دیوار برشی فولادی برابر با ۰٫۰۰۵ در نظر گرفته شده است [۱۶]. θ_u یا جابجایی هدف به ترتیب برای سطوح عملکرد LS و CP برابر با ۰٫۰۲ و ۰٫۰۳ انتخاب می‌شود [۱۷]. T یا پرورد اصلی قاب‌های بهسازی شده با دیوار برشی فولادی مطابق آیین‌نامه زلزله ۲۸۰۰ برابر با $0.05H^{0.75}$ است که در آن ارتفاع کل قاب‌ها می‌باشد. ضریب اصلاح انرژی γ برابر با $\frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2}$ است. ضریب انعطاف‌پذیری سازه μ_s برابر با $\frac{\theta_u}{\theta_y}$ می‌شود. همچنین ضریب کاهش انعطاف‌پذیری R_μ با توجه به $T_1 = 0.57$ و $T_1' = T_1 \frac{\sqrt{2\mu_s - 1}}{\mu_s}$ از رابطه (۲) بدست می‌آید.

$$V = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} W \quad (1)$$

$$\begin{cases} \frac{T_1}{4} \leq T < T_1' & R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \\ T_1' \leq T \leq T_1 & R_\mu = \frac{T\mu_s}{T_1} \\ T > T_1 & R_\mu = \mu_s \end{cases} \quad (2)$$

گام دوم از روش PBPD تعیین ضریب توزیع نیروی برشی در طبقات یا β_i مطابق رابطه (۳) است. برای توزیع برش پایه در ارتفاع از روش پیشنهادی لی و همکاران با $\alpha=0.75$ استفاده می‌شود [۱۶]. w_j و h_j به ترتیب وزن لرزه‌ای و ارتفاع از تراز لرزه‌ای طبقه j-ام است. w_n و h_n به ترتیب وزن لرزه‌ای و ارتفاع از تراز لرزه‌ای طبقه بام است. نیروی جانبی طبقات یا F_i برابر با $(\beta_i - \beta_{i+1})V$ تعیین می‌شود.

$$\beta_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{\alpha T^{-0.2}} \quad (3)$$

گام سوم از روش PBPD برش مورد نیاز در دیوار برشی فولادی هر طبقه یا همان $\beta_i V_{pr}$ مطابق رابطه (۴) است. F_n نیروی جانبی طبقه بام، H_i ارتفاع طبقه i-ام و M_{pc} لنگر پلاستیک پای ستون طبقه اول است که برای جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه نرم به صورت $\frac{1.1 V' h_1}{4}$ پیشنهاد شده است [۱۷]. h_1 ارتفاع طبقه اول و V' برش پایه در یک دهانه است که از تقسیم برش پایه کل به تعداد دهانه‌های دارای دیوار برشی فولادی بدست می‌آید.

¹ Elastic Plastic-Single Degree Of Freedom

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i - 2M_{pc}}{\sum_{i=1}^n H_i \beta_i} \quad (4)$$

در گام چهارم از روش PBPD به تعیین ضخامت دیوار برشی فولادی در هر طبقه پرداخته می‌شود. روش مدل‌سازی دیوار برشی فولادی همان روش مدل نواری که توسط تربن و همکارانش توسعه یافته است می‌باشد [۱۸]. در این روش، صفحه فولادی به‌صورت یک‌سری از نوارهای مایل جایگزین می‌شود و به انتهای اعضای قاب خارجی بصورت مفصلی متصل می‌شود و دارای یک مقطع عرضی A_s ، معادل با $(L \cos \alpha + h_s \sin \alpha)$

عرض نوارها ضرب در ضخامت صفحه فولادی است. عرض نوارها برابر با n است که در آن L ، h_s و α و n به‌ترتیب برابر با طول دهانه، ارتفاع طبقه، زاویه نوارها با راستای عمودی و تعداد نوارها هستند. همچنین نیروی برشی تسلیم دیوار برشی فولادی برابر با $0.95 F_y L t$ است که در آن F_y و t به‌ترتیب تنش حد تسلیم برابر با ۲۴۰ مگاپاسکال و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی هستند. با تساوی قرار دادن نیروی برشی تسلیم دیوار برشی طبقه $(0.95 F_y L t)$ با برش مورد نیاز در دیوار برشی فولادی هر طبقه $(\beta_i V_{pr})$ ، ضخامت مورد نیاز دیوار برشی فولادی طبق رابطه (۵) تعیین می‌شود. زاویه انحراف α از نوارها، که هم‌راستا با تنش‌های کششی اصلی است، با استفاده از رابطه (۶) بیان می‌شود. که A_c و A_b به ترتیب سطح مقطع عرضی تیر و ستون است. h_s ارتفاع قاب مربوطه است. در صورت استفاده از ۱۰ نوار معادل در هر چشمه، مساحت هر نوار (A_{si}) با رابطه (۷) تعیین می‌شود.

$$t_i = \frac{2\beta_i V_{pr}}{0.95 F_y L} \quad (5)$$

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{L \cdot t}{2 \cdot A_c}}{1 + \frac{h_s \cdot t}{A_b} + \frac{h_s^4 \cdot t}{360 \cdot I_c \cdot L}} \quad (6)$$

$$A_{si} = \frac{(L \cos \alpha + h_s \sin \alpha) \cdot t}{10} F_y \quad (7)$$

در جدول‌های (۱) تا (۳)، مشخصات مربوط به طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد برای سطوح عملکرد LS و CP از سیستم بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی برای قاب‌های بتنی ۳، ۶ و ۹ طبقه آورده شده است.

جدول (۱) - جزییات طرح دیوار برشی فولادی قاب ۳ طبقه

طبقه	سطح عملکرد CP			سطح عملکرد LS		
	A_s (mm ²)	α (degree)	t_i (mm)	A_s (mm ²)	α (degree)	t_i (mm)
۳	418	30.34	0.0626	116	36.89	0.0176
۲	964	25.96	0.1439	267	32.74	0.0401
۱	781	27.04	0.1165	215	33.85	0.0324

جدول (۲) - جزییات طرح دیوار برشی فولادی قاب ۶ طبقه

طبقه	سطح عملکرد CP			سطح عملکرد LS		
	A_s (mm ²)	α (degree)	t_i (mm)	A_s (mm ²)	α (degree)	t_i (mm)
۶	1059	25.47	0.1581	349	31.30	0.0522
۵	1059	25.47	0.1581	349	31.30	0.0522
۴	1238	24.70	0.1849	408	30.45	0.0611
۳	1149	27.94	0.1716	377	33.70	0.0567
۲	979	31.31	0.1467	319	36.78	0.0484
۱	806	32.28	0.1209	262	37.64	0.0399

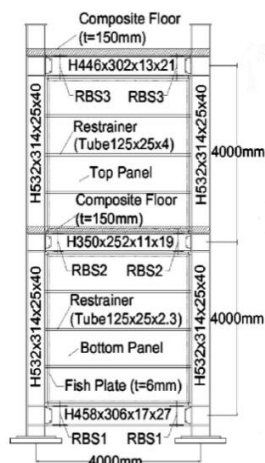
جدول (۳) - جزییات طرح دیوار برشی فولادی قاب ۹ طبقه

طبقه	سطح عملکرد CP			سطح عملکرد LS		
	A_s (mm ²)	α (degree)	t_i (mm)	A_s (mm ²)	α (degree)	t_i (mm)
۹	999	28.68	0.1492	306	34.78	0.0461
۸	999	28.68	0.1492	306	34.78	0.0461
۷	1321	27.27	0.1971	405	33.36	0.0609
۶	1351	27.16	0.2017	415	33.24	0.0624
۵	1272	27.46	0.1899	390	33.55	0.0587
۴	1151	27.96	0.1719	353	34.07	0.0531
۳	1019	28.58	0.1522	312	34.68	0.0471
۲	888	31.85	0.1331	270	37.55	0.0412
۱	771	32.56	0.1157	235	38.16	0.0358

۴- مدل سازی مدل ها و صحت سنجی در OpenSEES

مدل های عددی قاب ها با بهره گیری از قابلیت های مدل سازی ۲ بعدی نرم افزار OpenSEES تشکیل گردید. در محاسبات دینامیکی با توجه به فرض رفتار دیاگرام صلب در سقف ها، جرم طبقات در تراز طبقات به طور مساوی بین گره های متصل کننده تیر و ستون توزیع می گردد. مصالح مورد استفاده از مدل uniaxialMaterial انتخاب گردید که قادر به لحاظ نمودن اندرکنش میان نیروی محوری و ممان خمشی با توانایی ایجاد رابطه تنش- کرنش یک بعدی می باشد. مدل مصالح بتن اعم از بتن محصور و غیرمحصور از نوع Concrete01 و مدل مصالح فولادی از نوع Steel02 در نرم افزار OpenSEES تعریف می شود. اعضای تیر و ستون بتنی با المان nonlinearBeamColumn و نوارهای فولادی با المان truss مدل گردیده و به پنج مقطع تقسیم می گردد. نقاط انتگرال گیری راستای المان ها مبتنی بر قانون quadrature Gauss-Lobatto می باشد. تمام مقاطع با مدل Fiber مدل شدند. میرایی اختصاص یافته به المان ها و گره ها با دستور Rayleigh مدل گردید.

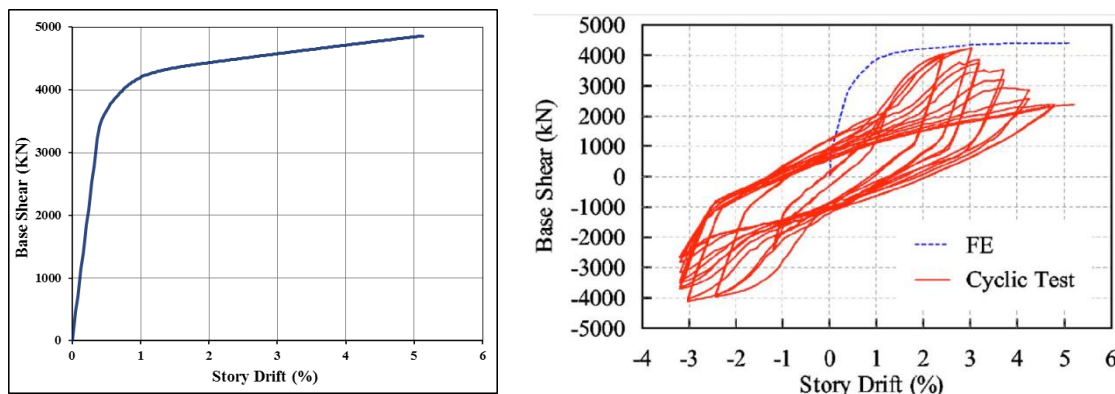
در این مقاله، به منظور مدل سازی دیوار برشی فولادی در نرم افزار OpenSEES، از روش مدل نواری استفاده خواهد شد. توسط نرم افزار OpenSEES، یک نمونه معتبر آزمایشگاهی با استفاده از این نرم افزار مدل سازی و تحلیل می شود. مدل ساخته شده، بر اساس یکی از نمونه های معتبر آزمایشگاهی می باشد که توسط Bruneau در سال ۲۰۰۸ میلادی آزمایش شده است [۱۹]. نمونه آزمایشگاهی ۲ طبقه و از ورق فولادی نازک بدون سخت کننده استفاده شده و اتصالات تیرها و ستون ها بصورت صلب اجرا شده بود. ابعاد پانل ها ۴ متر و ضخامت ورق ۶ میلیمتر بود. در شکل (۲) مشخصات دیوار برشی فولادی، مورد آزمایش نشان داده شده است. این نمونه ۲ طبقه را تحت بارگذاری چرخه ای قرار دادند. آزمایش در دو مرحله انجام گرفت. به این صورت که پس از پایان مرحله اول آزمایش ورق کمانش کرده و تسلیم شده را با یک ورق جدید جایگزین کرده و مرحله دوم آزمایش را انجام دادند.



شکل (۲) - جزییات سازه های دیوار برشی فولادی در آزمایشگاه، برونو (۲۰۰۸) [۱۹]

جمعا ۴۰ نوار کششی برای مدل نمودن ورق‌های فولادی استفاده شده است. برای مدل‌سازی هر نوار از یک المان خرپایی truss استفاده شده است. تیرها و ستون‌ها از مقاطع فولادی با مشخصات فولاد از رده A572 Grade 50 تشکیل شده است که دارای $F_u = 450 \text{ Mpa}$ و $F_y = 345 \text{ Mpa}$ و افزایش طول ۱۸٪ برای ورق‌های تا ۲ اینچ می‌باشد. همچنین صفحات فولادی میان‌قابی از فولاد با رده SS400 که مشابه فولاد با رده ASTM A36 است می‌باشد و دارای $F_u = 450 \text{ Mpa}$ و $F_y = 225 \text{ Mpa}$ و افزایش طول ۱۷٪ برای ورق‌های تا ۱۶ میلیمتر می‌باشد. از آنجا که از فولاد A36 برای ورق‌های فولادی میان‌قابی استفاده شده، یک ضریب اضافه مقاومت $R_y = 1.3$ در مدل‌سازی این نوارهای کششی در نظر گرفته شده است. اتصالات گیردار بین تیرها و ستون‌ها همانطور که در طراحی فرض شده بود، مدل‌سازی شده‌اند. همچنین پایه‌های ستون‌ها بصورت تکیه‌گاه مفصلی مدل شده‌اند.

شکل (۳) نمودار بار جابجایی بدست آمده برای طبقه اول از آزمایش و همچنین نمودار بار جابجایی بدست آمده برای طبقه اول از نرم‌افزار OpenSEES را نشان می‌دهد. با مقایسه نتایج مدل عناصر محدود و مدل آزمایشگاهی می‌توان ملاحظه نمود که سختی اولیه مدل عناصر محدود به میزان بسیار کم از سختی اولیه مدل آزمایشگاهی بیشتر می‌باشد و از لحاظ مقاومت نهایی نیز اختلاف بسیار اندک است. با مقایسه دو منحنی هیستریتیک بدست آمده از آزمایش و مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSEES سازگاری قابل‌توجهی بین این دو منحنی هیستریتیک مشاهده می‌شود که دلیل بر صحت شیوه مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار OpenSEES است.



شکل (۳) - نمودار هیستریتیک، (سمت چپ) حاصل از مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSEES، (سمت راست) حاصل از آزمایش، بورنو (۲۰۰۸) [۱۹]

۵- تحلیل تاریخیچه‌زمانی غیرخطی

در این قسمت، به مطالعه رفتار لرزه‌ای قاب‌ها در حالت‌های اصلی و بهسازی لرزه‌ای شده تحت ارتعاشات زمین‌لرزه‌ای پرداخته می‌شود. هدف از این مطالعه، بررسی تغییرات میزان شکل‌پذیری، جابجایی نسبی طبقات و اتلاف انرژی می‌باشد. رفتار تمامی تیرها و ستون‌های سه قاب کنترل‌شونده با خمش می‌باشند. میزان دوران پلاستیک مجاز برای مفصل‌های غیرخطی تشکیل شده به ترتیب در سطوح عملکرد CP و LS برای تیرها ۰/۰۱ و ۰/۰۲، ستون‌ها ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ رادیان می‌باشند. ترکیب بار ثقلی معرفی شده در ترکیب بارهای زلزله، $Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$ که در آن، Q_D بار مرده، Q_L برابر ۲۰٪ بار زنده طراحی کاهش نیافته می‌باشد.

به‌منظور محاسبه‌ی دوران پلاستیک مفصل‌های غیرخطی در اعضای بتنی قاب‌ها، می‌بایست ابتدا از نتایج انحناء-ممان حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی میزان انحنای نهایی هر مقطع فایبر از المان‌ها تعیین گردد، سپس از رابطه (۸) استفاده می‌شود.

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) \times L_p \quad (8)$$

که در آن، θ_p دوران پلاستیک، ϕ_u انحنای نهایی، ϕ_y انحنای تسلیم که مطابق مرجع [۲۰] به صورت رابطه‌های (۹) تا (۱۳) تعریف می‌شوند.

$$\phi_y = \frac{M_y}{E_c I_{cr}} \quad (9)$$

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) \times L_p \quad (10)$$

$$\text{for Beams : } M_y = 0.5f_c B k d \left(\frac{k d}{3} - d' \right) + f_y B d (d - d') \rho \quad (11)$$

$$\text{for Columns : } M_y = \frac{f_y B k d}{2n_{sc}} \left(\frac{D}{2} - \frac{k d}{3} \right) \frac{k^2}{1 - k} \quad (12)$$

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n_{sc}^2 + \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) n_{sc}} - (\rho + \rho') n_{sc} \quad (13)$$

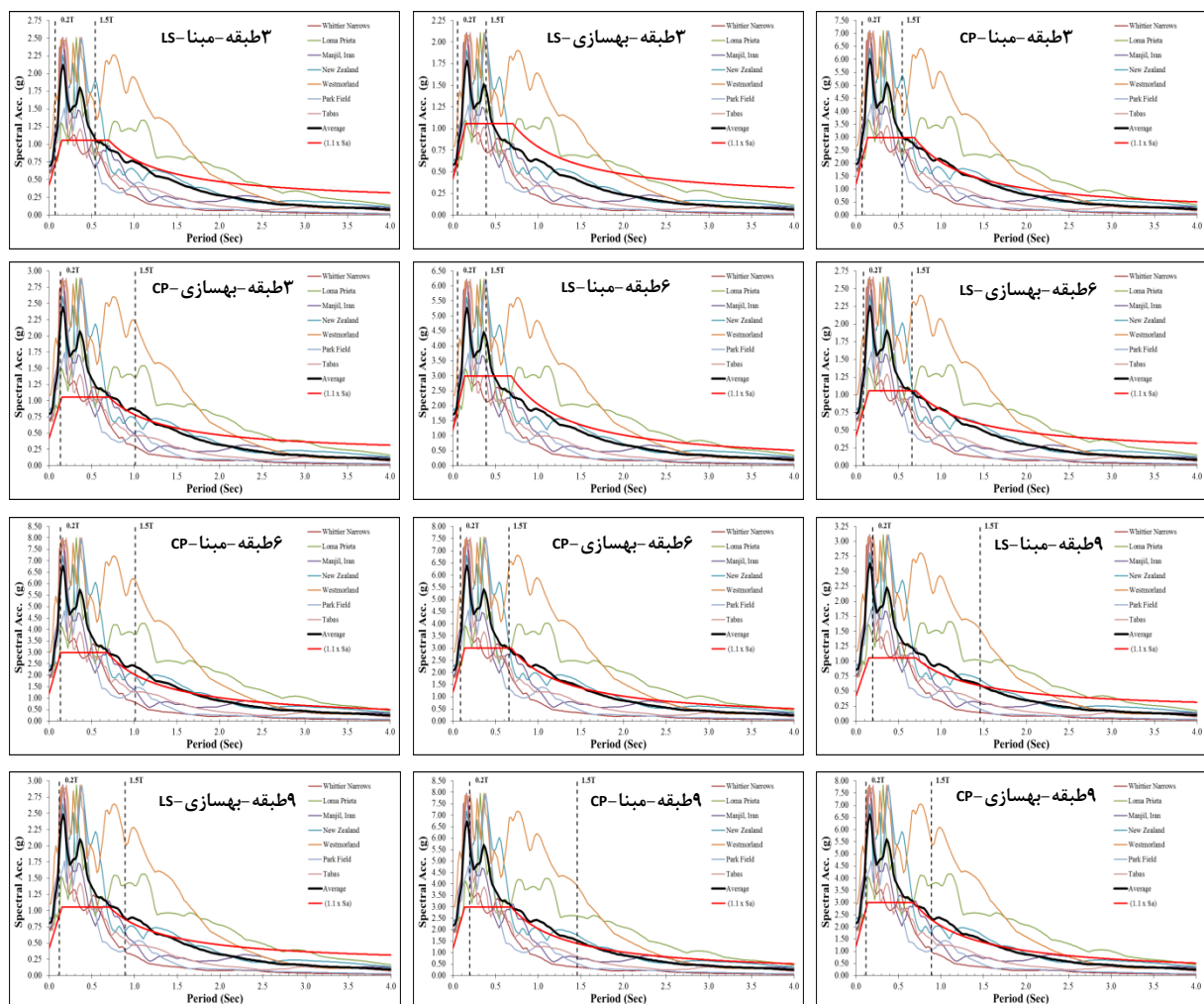
که در آن، M_y ممان الاستیک، E_c مدول الاستیسیته بتن، I_{cr} ممان اینرسی بحرانی که برابر با $0.5I_g$ است که I_g ممان اینرسی مقطع بتنی ترک نخورده می‌باشد، ρ درصد فولاد کششی مقطع، ρ' درصد فولاد فشاری مقطع و نیز $n_{sc} = \frac{E_s}{E_c}$ نسبت مدول الاستیسیته فولاد به مدول الاستیسیته بتن می‌باشد. طول فرضی مفصل پلاستیک، L_p ، مطابق مرجع [۲۱] طبق رابطه (۱۴) تعریف می‌شود.

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ya} d_{bl} \quad (14)$$

که در آن، L طول المان مورد نظر بر حسب میلیمتر، f_{ya} تنش تسلیم میلگرد بر حسب مگاپاسگال، d_{bl} قطر میلگرد بر حسب میلیمتر می‌باشد.

در سرعت نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های نزدیک به گسل، پالس‌های اصلی دارای شدت و دوره تناوب بزرگتری هستند. این خصیصه مهمترین ویژگی این زلزله‌ها محسوب شده و آن‌ها را از زلزله‌های دور از گسل متمایز می‌سازد. زلزله‌های نزدیک به گسل تحت تاثیر مکانیزم گسل بوده و با امواج متمایزی که پاسخ سازه را تعیین می‌کنند، مشخص می‌گردند [۲۲].

زلزله‌های انتخاب شده دارای ویژگی‌های یکسانی از قبیل: دارای بزرگای بین ۴/۵ تا ۸ ریشتر، محدوده‌ی فاصله تصویر صفحه گسل تا صفحه مذکور ۲۰ تا ۶۰ کیلومتر، سرعت موج برشی با توجه به زمین محل ساخت قاب‌ها ($\text{Site Class} = D$) برابر ۶۰۰ تا ۱۲۰۰ فوت بر ثانیه و محدوده بیشینه شتاب نگاشت‌های انتخابی بین $0.2g$ تا $2g$ می‌باشد. مطابق آیین‌نامه‌ی زلزله ۲۸۰۰، شتاب نگاشت‌های انتخاب شده برای تحلیل دوبعدی قاب‌های بتنی باید به روش زیر به مقیاس درآورده شوند: (الف) هر شتاب نگاشت به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب برابر با شتاب ثقل گردد. (ب) طیف شتاب هر یک از شتاب نگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵٪ تعیین گردد. (پ) هر شتاب نگاشت چنان مقیاس شود که برای هر پریود در محدوده ۰.۲T الی ۱.۵T، مقدار متوسط طیف‌ها، بیش از ۱۰٪ مقدار طیف طرح استاندارد کمتر نشود. T زمان تناوب اصلی ساختمان است.



شکل (۴) - مقایسه متوسط طیف‌های شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده قاب‌های مبنا و بهسازی به طیف طرح در سطوح عملکرد

مشخصات ۷ زمین‌لرزه در جدول (۴) نشان داده شده‌است. همچنین در شکل (۴)، طیف پاسخ طراحی در دو سطح عملکرد به‌همراه طیف‌های پاسخ شتاب الاستیک مربوط به ۷ زمین‌لرزه انتخابی و میانگین آنها در حالت‌های مقیاس‌شده برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه مبنا و بهسازی شده آورده شده‌است.

جدول (۴) - جزئیات زمین‌لرزه‌ای انتخاب شده

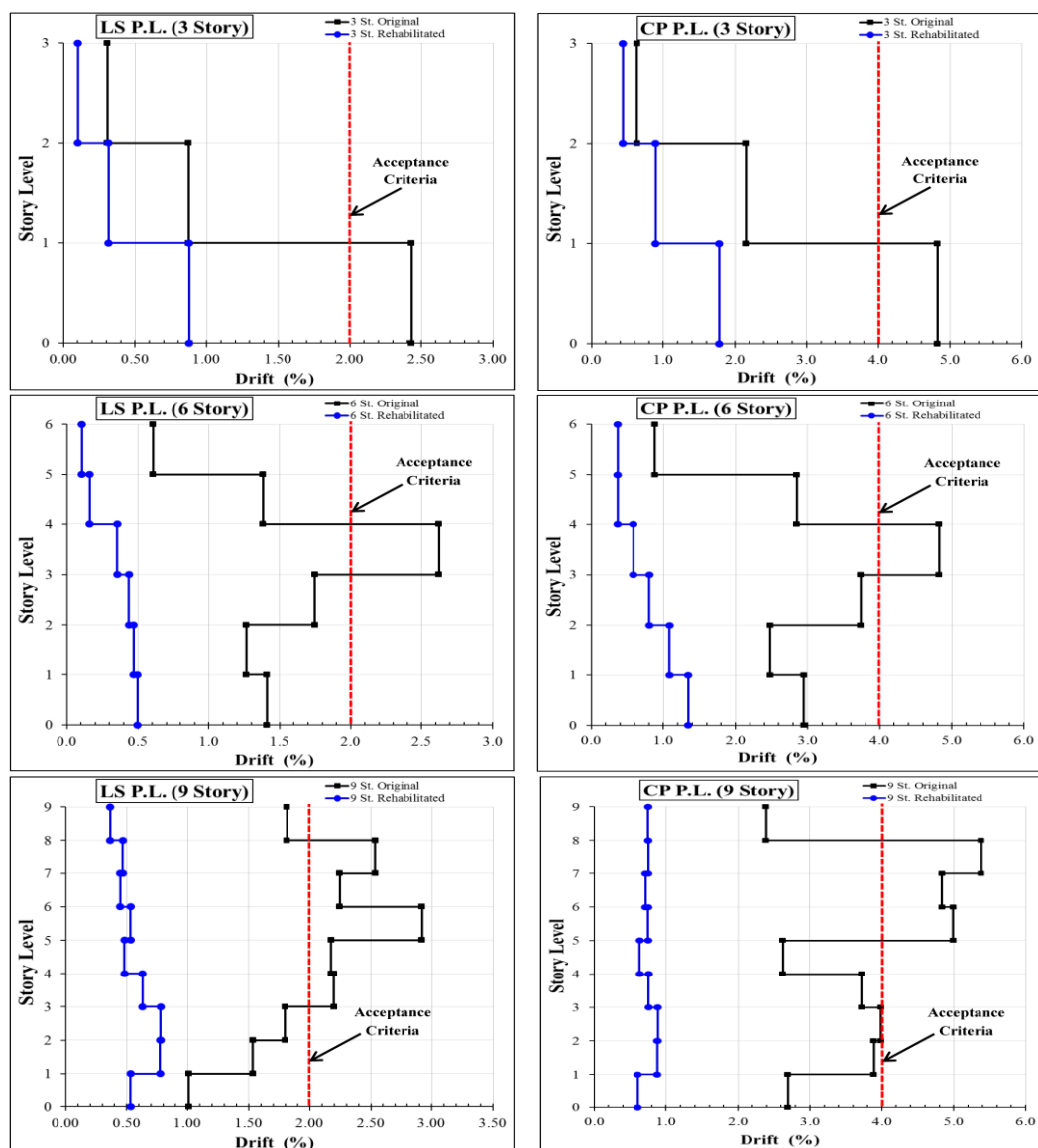
EQ. NO	Year	Earthquake	Recording Station	PGA (g)	Vp (cm/s)	Site Class	فاصله از گسل (Km)
1	1987	Whittier Narrows	90079 Downey-Birchdale/180	0.299	37.8	D	56.8
2	1989	Loma Prieta WVC	CDMG 58235 Saratoga-W Valley Coll.	0.332	62.5	D	23.7
3	1990	Manjil, Iran	BHRC 99999 Abhar	0.496	43.78	D	40.43
4	1987	New Zealand A-MAT	99999 Matahina Dam	0.293	21.07	D	24.23
5	1981	Westmorland	5169 Westmorland Fire Sta/90	0.496	34.4	D	35.6
6	1966	Park Field TMB	CDMG 1438 Temblor pre-1969	0.357	21.5	D	26.1
7	1987	Tabas DAY	9102 Dayhook	0.406	26.5	D	27.0

۱-۵- مقایسه بیشینه جابجائی طبقات میانی

شکل (۵)، به طور نسبی به مقایسه اشکال تغییر شکل قاب‌های حالت مبنا و بهسازی شده با روش بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی را برای میانگین ۷ زلزله در دو سطح سطح عملکرد ایمنی جانی یا LS و آستانه فروریزش یا CP می‌پردازد. همچنین، بیشینه جابجایی نسبی مجاز مطابق جدول C1-2 از آیین‌نامه FEMA356 که برای سطوح عملکرد LS و CP به ترتیب برابر ۲٪ و ۴٪ است نشان داده شده است.

بطور کلی آنچه که از شکل‌های فوق مشخص است، قاب‌های بتنی در حالت مبنا در هر دو سطح عملکرد دارای توزیع کاملاً غیر یکنواخت جابجایی نسبی طبقات در راستای ارتفاع سازه می‌باشند. بگونه‌ای که طبقه اول برای قاب ۳ طبقه، حدوداً طبقات ۳ تا ۴ برای قاب ۶ طبقه و طبقات انتهایی ۵ تا ۷ برای قاب ۹ طبقه، دارای بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی قابل توجه‌ای نسبت به دیگر طبقات می‌باشند. یعنی با افزایش تعداد طبقات در حالت مبنا، آن طبقاتی که دارای بیشینه جابجایی نسبی هستند به سمت طبقات انتهایی پیش می‌روند. بطوریکه بیشینه و کمینه جابجایی نسبی قاب ۳ طبقه در حالت مبنا در سطوح عملکرد LS و CP به ترتیب برابر (۲,۴۳٪، ۰,۳۱٪) و (۴,۸۳٪، ۰,۶۳٪) می‌باشد که بیشینه جابجایی نسبی، به ترتیب ۷,۸۴ و ۷,۶۷ برابر کمینه جابجایی نسبی است. همچنین بیشینه و کمینه جابجایی نسبی قاب ۶ طبقه در حالت مبنا در سطوح عملکرد LS و CP به ترتیب برابر (۲,۶۲٪، ۰,۶۱٪) و (۴,۸۲٪، ۰,۸۸٪) می‌باشد که بیشینه جابجایی نسبی، به ترتیب ۴,۳۰ و ۵,۴۸ برابر کمینه جابجایی نسبی است. در نهایت برای قاب ۹ طبقه بیشینه و کمینه جابجایی نسبی در حالت مبنا در سطوح عملکردهای LS و CP به ترتیب برابر (۲,۹۲٪، ۱,۰۱٪) و (۵,۳۸٪، ۲,۳۹٪) می‌باشد که بیشینه جابجایی نسبی به ترتیب ۲,۸۹ و ۲,۲۵ برابر کمینه جابجایی نسبی است. دانسته شد که با افزایش تعداد طبقات حالت مبنا، از نسبت بیشینه جابجایی نسبی به کمینه جابجایی نسبی طبقات میانی کاسته می‌شود. از این رو می‌توان انتظار داشت که ویژگی رفتار پلاستیک قاب‌های بتنی که تعیین کننده رفتار هیسترتیک آن در برابر نیروهای لرزه‌ای وارده است، بصورت غیر یکنواخت در راستای ارتفاع قاب‌ها توزیع گشته است. به صورتی که طبقات میانی که دارای بیشترین تغییر شکل‌ها بوده نقش به سزایی در رفتار پلاستیک قاب‌ها ایفا می‌کند، این در حالی است که نقش طبقات دیگر در مستهلک نمودن انرژی ورودی به سازه به مراتب کمتر می‌باشد. نتیجه گیری کلی از این بحث، این است که قاب‌های بتنی در حالت مبنا بدلیل نداشتن یک سیستم مقاوم بار جانبی هدفمند، قادر به ارائه یک رفتار هیسترتیک در برابر انرژی ورودی به سازه که در برگیرنده تغییر شکل‌های یکنواخت ایجاد شده در کل قاب باشد نیست، که در پی آن قاب‌ها قادر به بکارگیری تمام ظرفیت پلاستیک خود به منظور مستهلک نمودن انرژی ورودی‌شان نمی‌باشند.

این در حالی است که همانطور از شکل‌ها مشخص است در صورت استفاده از سیستم بهسازی لرزه‌ای دیوار برشی فولادی، این توزیع غیر یکنواخت جابجایی نسبی طبقات میانی در راستای ارتفاع به طور موثری تغییر می‌کند. بطوریکه بیشینه و کمینه جابجایی نسبی قاب ۳ طبقه در حالت بهسازی در سطوح عملکردهای LS و CP به ترتیب برابر (۰,۸۸٪، ۰,۳۲٪) و (۱,۷۸٪، ۰,۸۹٪) می‌باشد که بیشینه جابجایی نسبی، به ترتیب ۲,۷۵ و ۲,۰۰ برابر کمینه جابجایی نسبی است. همچنین بیشینه و کمینه جابجایی نسبی قاب ۶ طبقه در حالت بهسازی در سطوح عملکردهای LS و CP به ترتیب برابر (۰,۴۹٪، ۰,۲۲٪) و (۱,۳۴٪، ۰,۳۷٪) می‌باشد که بیشینه جابجایی نسبی، به ترتیب ۲,۲۱ و ۳,۶۲ برابر کمینه جابجایی نسبی است که همانند قاب ۳ طبقه دارای کاهش اختلاف چشمگیری می‌باشد. در نهایت برای قاب ۹ طبقه بیشینه و کمینه جابجایی نسبی در حالت بهسازی در سطوح عملکردهای LS و CP به ترتیب برابر (۰,۷۷٪، ۰,۳۶٪) و (۰,۸۸٪، ۰,۶۳٪) می‌باشد که بیشینه جابجایی نسبی، به ترتیب ۲,۱۴ و ۱,۳۹ برابر کمینه جابجایی نسبی است که همانند دو قاب دیگر دارای کاهش اختلاف چشمگیری می‌باشد. مشخص گردید که با افزایش تعداد طبقات قاب بهسازی شده با دیوار برشی فولادی، با اختلاف بیشتری از کاهش نسبت بیشینه جابجایی نسبی به کمینه جابجایی نسبی طبقات میانی کاسته می‌شود.



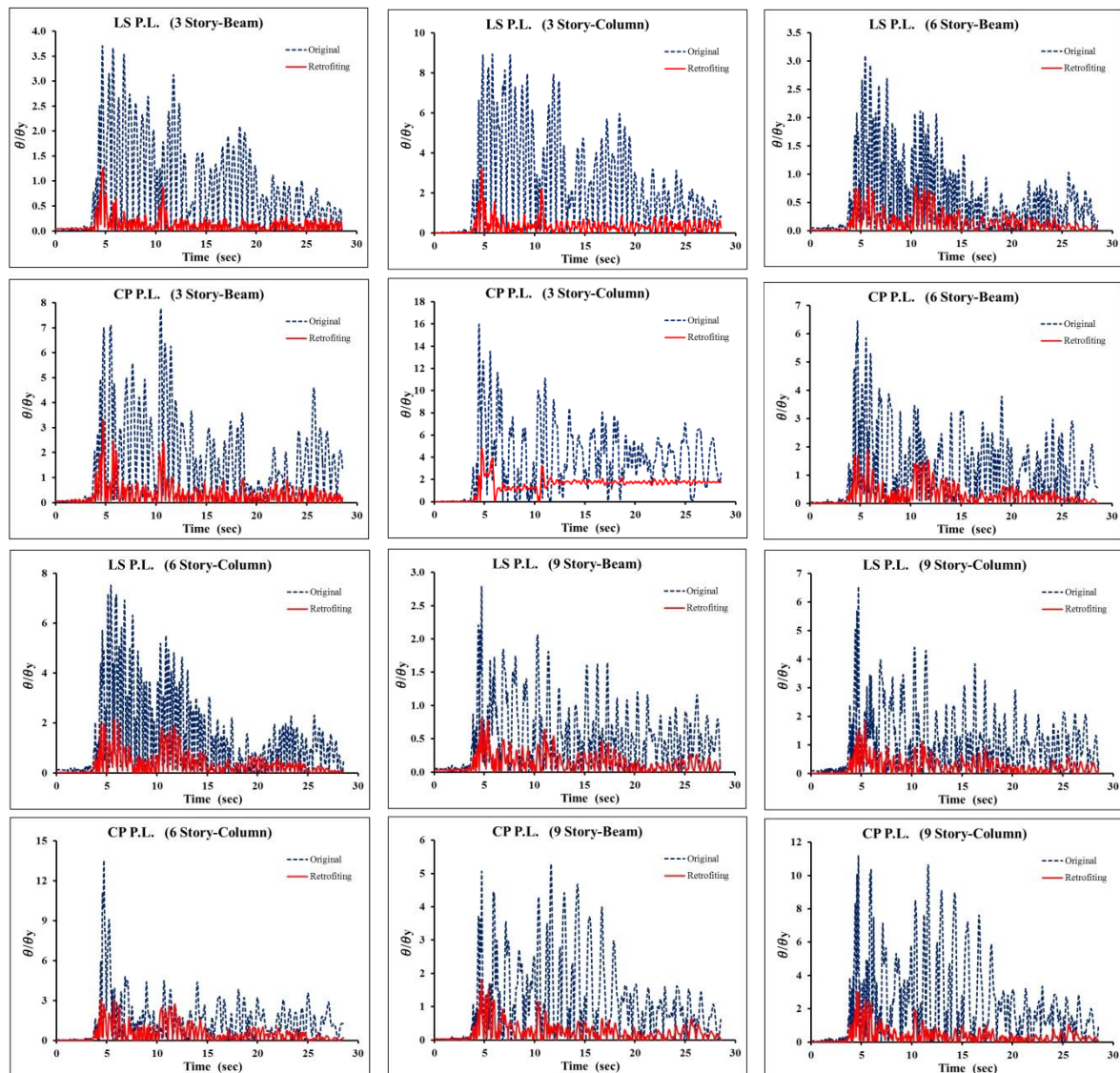
شکل (۴) - مقایسه متوسط جابجایی نسبی طبقات میانی برای قاب‌های مینا و بهسازی شده در سطوح عملکرد LS و CP

نکته قابل توجه دیگر، کاهش تاثیرگذار میزان بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی در صورت استفاده از سیستم بهسازی لرزه‌ای دیوار برشی فولادی نسبت به حالت مینا می‌باشد. بطوریکه بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی برای قاب ۳ طبقه در دو حالت مینا و بهسازی شده در سطح عملکرد LS به ترتیب برابر ۲،۴۳٪ و ۰،۸۸٪، همینطور در سطح عملکرد CP به ترتیب برابر ۴،۸۳٪ و ۱،۷۸٪ می‌باشد. نتایج حاکی از کاهش بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی قاب ۳ طبقه در حالت بهسازی شده نسبت حالت مینا ۶۳،۸٪ و ۶۳،۱٪ به ترتیب در سطوح عملکرد LS و CP می‌باشد. همچنین بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی برای قاب ۶ طبقه در دو حالت مینا و بهسازی شده در سطح عملکرد LS به ترتیب برابر ۲،۶۳٪ و ۰،۴۹٪، در سطح عملکرد CP به ترتیب برابر ۴،۸۲٪ و ۱،۳۴٪ می‌باشد، که نتایج بیانگر کاهش بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی قاب ۶ طبقه در حالت بهسازی شده نسبت حالت مینا ۸۱،۴٪ و ۷۲،۲٪ به ترتیب در سطوح عملکرد LS و CP می‌باشد. در نهایت، بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی برای قاب ۹ طبقه در دو حالت مینا و بهسازی شده در سطح عملکرد LS به ترتیب برابر ۲،۹۲٪ و ۰،۷۷٪، در سطح عملکرد CP به ترتیب برابر ۵،۳۸٪ و ۰،۸۸٪ می‌باشد، که نتایج بیانگر کاهش بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی قاب ۹ طبقه در حالت بهسازی شده نسبت حالت مینا ۷۳،۶٪ و ۸۳،۶٪ به ترتیب در سطوح عملکرد LS و CP می‌باشد. مشخص گردید که قاب‌های بتنی ۳، ۶ و ۹ طبقه مجهز به دیوار برشی فولادی همانند یک سیستم هوشمند با افزایش مقاومت و سختی جانبی قاب‌های حالت مینا، علاوه بر یکنواخت نمودن توزیع جابجایی‌ها در راستای ارتفاع قاب‌ها، قادر به کاهش قابل توجه بیشینه جابجایی نسبی طبقات

میانی در حد بیش از ۷۰ درصد می‌باشد. می‌توان دید که دیوار برشی فولادی توانایی سازگاری بالایی از لحاظ انجام عملکرد سازه‌ای در هر سطح لرزه‌ای خاص همانند سطح لرزه‌ای متوسط (سطح عملکرد LS) و یا شدید (سطح عملکرد CP) را دارد.

۲-۵- مقایسه بیشینه دوران پلاستیک بحرانی

در این قسمت از مقاله، به منظور بررسی بهبود رفتار شکل‌پذیری اعضای بتنی، تیر و ستون بحرانی از طبقه اول قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه را انتخاب نموده و تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله شماره ۱، به مقایسه نسبت دوران مفصل پلاستیک تشکیل شده به دوران حد الاستیک (θ/θ_y) در حالت‌های مینا و بهسازی شده در طول زمان تحلیل تاریخچه زمانی پرداخته می‌شود. همانطور که در شکل (۵) مشخص است، کاهش نسبت بیشینه (θ/θ_y) برای تیر و ستون بحرانی قاب‌های بهسازی شده به‌طور اساسی نسبت به حالت‌های مینا نظیرشان مشاهده می‌گردد. کاهش نسبت بیشینه (θ/θ_y) از حالت مینا به بهسازی برای تیر بحرانی قاب ۳ طبقه به ترتیب برای سطح عملکردهای CP و LS برابر با ۶۶،۰۴٪ و ۵۷،۴۵٪ و همچنین برای ستون بحرانی به ترتیب برابر با ۶۳،۷۶٪ و ۶۹،۸۹٪ می‌باشد. کاهش نسبت فوق برای تیر بحرانی قاب ۶ طبقه به ترتیب برای سطح عملکردهای CP و LS برابر با ۷۳،۸۹٪ و ۷۱،۱۶٪ و همچنین برای ستون بحرانی به ترتیب برابر با ۷۱،۱۸٪ و ۷۷،۲۵٪ گردید. سر انجام برای قاب ۹ طبقه معلوم شده که کاهش نسبت بیشینه (θ/θ_y) از حالت مینا به بهسازی برای تیر بحرانی قاب ۳ طبقه به ترتیب برای سطح عملکردهای CP و LS برابر با ۷۱،۰۸٪ و ۶۵،۷۸٪ و نیز برای ستون بحرانی به ترتیب برابر با ۷۲،۳۷٪ و ۷۲،۹۶٪ است. مشخص گردید که در صورت استفاده از سیستم بهسازی لرزه‌ای دیوار برشی فولادی، کاهش نسبت بیشینه (θ/θ_y) از حالت مینا به بهسازی شده در حدود ۷۰٪ درصد برای تیر و ستون بحرانی قاب‌ها در سطوح عملکرد مختلف می‌باشد. این امر نشان از بهبود قابل توجه رفتار شکل‌پذیر اعضای بتنی قاب‌ها است، زیرا پانل‌های فلزی برشی با جذب نیروهای افقی وارده ناشی از زمین لرزه به میزان قابل توجه‌ای و با داشتن رفتار کاملاً پلاستیک برشی به عنوان یک فیوز برای سازه‌ها عمل نموده و سیستم قاب بتنی بهسازی شده که در آن اعضای بتنی با داشتن میزان دوران پلاستیک مناسب و بدون آسیب لرزه‌ای خاصی به سطح عملکرد هدف مورد نظر می‌رسند. نکته اول از نتایج ذکر شده این است که میزان نسبت (θ/θ_y) در تمامی طول مدت زلزله برای ستون‌های قاب‌ها بیشتر از تیرها گردید که دلیل آن را می‌توان بخاطر کوتاه و میان مرتبه بودن قاب‌های بتنی انتخابی دانست که به موجب آن می‌توان رفتار برشی قابل توجه‌ای با نقش پر رنگ‌تر ستون‌ها برای کل سازه پیش‌بینی نمود. همچنین دانسته شد که با افزایش تعداد طبقات از میزان نسبت بیشینه (θ/θ_y) تیر و ستون بحرانی قاب‌های حالت مینا و هم حالت بهسازی شده کاسته می‌گردد.



شکل (۵) - مقایسه نسبت (θ/θ_y) از تیر و ستون بحرانی برای قاب‌های مبنا و بهسازی شده در سطوح عملکرد LS و CP

۶- نتیجه گیری

در این مقاله با انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به کمک ۷ زمین لرزه انتخابی نزدیک به گسل در نرم افزار اجزای محدود OpenSEES، امکان ارزیابی بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی و بیشینه دوران پلاستیک مفصل بحرانی اجزای بتنی قابهای کوتاه تا میان مرتبه ۳، ۶ و ۹ طبقه در دو حالت مبنا و بهسازی لرزه ای شده با دیوار برشی فولادی در سطوح عملکرد ایمنی جانی (LS) و آستانه فرو ریزش (CP) با محدودیت های دستورالعمل FEMA 356 فراهم می آید. در ادامه به طور خلاصه به ارائه یک سری نتایج کلی استخراج شده از این پژوهش پرداخته می شود.

- قاب های بتنی در حالت مبنا در هر دو سطح عملکرد دارای توزیع کاملاً غیریکنواخت جابجایی نسبی طبقات در راستای ارتفاع سازه می باشد. بنابراین می توان نشان داد که ویژگی رفتار پلاستیک قاب های بتنی که تعیین کننده رفتار هیستریک آن در برابر نیروهای لرزه ای وارده است بصورت غیریکنواخت در راستای ارتفاع قاب ها توزیع گشته است.

- با افزایش تعداد طبقات از ۳ تا ۹ طبقه، طبقاتی که دارای بیشترین جابجایی نسبی می باشند از طبقات ابتدائی به انتهای تغییر یافته و با دارا بودن بیشترین تغییر شکل ها نقش به سزایی در رفتار پلاستیک قاب ها ایفا می کند، این در حالی است که نقش دیگر طبقات در مستهلک نمودن انرژی ورودی به سازه به مراتب کمتر از آن ها می باشد.

- در صورت استفاده از سیستم بهسازی لرزه ای دیوار برشی فولادی، این توزیع غیریکنواخت جابجایی نسبی طبقات میانی در راستای ارتفاع بطور موثری تغییر می کند و همانند یک سیستم هوشمند با افزایش مقاومت و سختی جانبی قاب های حالت مبنا، علاوه بر یکنواخت نمودن توزیع جابجایی ها در راستای ارتفاع قاب ها، قادر به کاهش قابل توجه بیشینه جابجایی نسبی طبقات میانی در حد بیش از ۶۰ درصد می باشد.

- در صورت استفاده از سیستم بهسازی لرزه ای دیوار برشی فولادی، کاهش نسبت دوران مفصل پلاستیک تشکیل شده به دوران حد الاستیک (θ/θ_y) از حالت مبنا به بهسازی شده در حدود ۷۰٪ درصد برای تیر و ستون بحرانی قاب ها در سطوح عملکرد مختلف می باشد.

- کاهش نسبت دوران دوران مفصل پلاستیک تشکیل شده به دوران حد الاستیک (θ/θ_y) از حالت مبنا به بهسازی شده نشان از بهبود قابل توجه رفتار شکل پذیر اعضای بتنی قاب ها است، زیرا نوارهای برشی با جذب نیروهای افقی وارده ناشی از زمین لرزه به میزان قابل توجه ای و با داشتن رفتار کاملاً پلاستیک برشی به عنوان یک فیوز برای قاب های بتنی عمل نموده و در آن اعضای بتنی با داشتن میزان دوران پلاستیک مناسب و بدون آسیب لرزه ای خاصی به سطح عملکرد هدف مورد نظر می رسند.

- با افزایش تعداد طبقات از میزان نسبت بیشینه (θ/θ_y) تیر و ستون بحرانی قاب های حالت مبنا و هم حالت بهسازی شده کاسته می گردد.

منابع و مراجع

- [1] Murty, C.V.R., Greene, M., Jain, S.K., Prasad, N.P., Mehta, V.V., Earthquake rebuilding in Gujarat, India—a recovery reconnaissance report, Earthquake Engineering Research Institute, 2005.
- [2] Hall, J.F., Northridge earthquake—preliminary reconnaissance, Earthquake Engineering Research Institute, 1994.
- [3] Badoux, M., and Jirsa, J.O., "Steel bracing of RC frames for seismic retrofitting", Journal of Structural Engineering, 116(1): pp. 55–74, 1990.
- [4] Bush, T.D., Jones, E.A., Jirsa, O., "Behaviour of RC frame strengthened using structural steel bracing", Journal of Structural Engineering, 117(4): pp. 1115–1126, 1991.
- [5] Rodriguez, M., and Park, R., "Repair and strengthening of reinforced concrete buildings for seismic resistance ", Journal of Earthquake Spectra, 7(3): pp. 439– 459, 1991.
- [6] Maheri, M.R., and Sahebi, A., "Use of steel bracing in reinforced concrete frames", Journal of Engineering Structure, 19(12): pp. 1018-1024, 1997.
- [7] Maheri, M.R., Kousari, R., Razazan, M., "Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames", Journal of Engineering Structure, 25(13): pp. 1697–1705, 2003.
- [8] Ferraioli, M., Avossa, A.M., Malangone, P., "Performance-based assessment of R.C. buildings strengthened with steel braces ", Proceedings of the 2nd International Congress Nalps, Italy, 2006.
- [9] Dicleli, M., and Mehta, A., "Seismic retrofitting of chevron-braced steel frames based on preventing buckling instability of braces ", Journal of Structural Stability and Dynamics, 9(2): pp. 333–356, 2009.
- [10] ACI Standard (ACI 318-99), American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Farmington Hills, Mich, Edition January 1999.
- [11] ETABS2000 (version 9.5), Structural Software for Building Analysis and Design, Computers and Structures, berkeley, CA 94704, 2008.
- [12] OpenSees (OpenSees 2.2.2), "Open system for earthquake engineering simulation", [2010]. Available from: <http://www.opensees.berkeley.edu>.
- [13] FEMA 356, Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, Prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA-356), Washington, D.C., 2000.
- [14] Lee, S.S., Goel, S.C., Chao, S.H. " Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism ", Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 266, 2004.
- [15] استاندارد ملی ایران ۲۸۰۰، طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۴.
- [16] 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, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, 2001.
- [17] Liao, C.W., "Performance-based plastic design of earthquake resistant reinforced concrete moment frames", PHD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, 2010.
- [18] Thorburn, L.J., Kulak, G.L., Montgomery, C.J., "Analysis of steel plate shear walls", Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil Engineering, Universtiy of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1983.
- [19] Qu, B., Bruneau, M., Lin, C.H., Tsai, K.C., "Testing of full-scale two-story steel plate shear wall with reduced beam section connections and composite floors", Journal of Structural Engineering, 134(3): pp. 364–373, 2008.
- [20] Zou, X.K., and Chan, C.M., "Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis", Journal of Engineering Structures, 27(8): pp. 1289-1302, 2005.

- [21] Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M., Seismic design and retrofit of bridges, John Wiley and Sons, New York, 704 pages, 1996.
- [22] Mavroeidis G.P., and Papageorgiou A.S., "A mathematical representation of near-fault ground motions", Bulletin of the Seismological Society of America, 93(3): pp.1099-1131, 2003.