

اثر روش های مقیاس کردن رکوردهای جنبش زمین بر توزیع تغییر مکان نسبی قابهای خمشی فولادی طراحی شده به روش پلاستیک مبتنی بر عملکرد

بهنود گنجوی^{۱*}، امیرعلی هادی نژاد^۲، ابوالفضل غلامرضا تبار^۳، مجید برارنیا^۴

- ۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه مازندران
- ۲- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه مازندران
- ۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی علوم و فناوری آریان
- ۴- دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شهید بهشتی تهران

*b.ganjavi@umz.ac.ir

تاریخ پذیرش ۹۷/۰۳/۲۱

تاریخ دریافت ۹۶/۱۱/۰۵

چکیده

در این پژوهش، اثر شش روش مقیاس کردن رکوردهای جنبش زمین بر پاسخ بیشینه تغییر مکان غیرالاستیک قابهای خمشی فولادی طراحی شده به روش پلاستیک تحت دو طیف هدف بیشینه زلزله محتمل و طیف طرح مورد مطالعه قرار گرفته است. در این روش از یک دریافت هدف و سازوکار تسلیم از پیش تعیین شده به عنوان حالت حدی عملکردی استفاده می‌شود. برای رسیدن به این هدف سه قاب ۴، ۸ و ۱۶ طبقه که براساس روش فوق طراحی شده‌اند، تحت ۴۲ رکورد حوزه دور که با ۶ روش مقیاس شده‌اند، تحلیل دینامیکی غیرخطی شده‌اند و توزیع بیشینه تغییر مکان غیر الاستیک در ارتفاع محاسبه شد. هدف از این مطالعه، ارزیابی دقت و پراکندگی روش‌های مختلف مقیاس کردن جنبش زمین در محاسبه بیشینه تغییر مکان غیرالاستیک قاب‌های خمشی و تعیین مناسب‌ترین روش با توجه به کارایی و دقت آنها به صورت پارامتریک است. نتایج حاکی از آنست که روش مقیاس کردن آیین‌نامه‌ای برای تخمین پاسخ غیرخطی سازه‌های طراحی شده به روش پلاستیک با توجه به حساسیت زیاد به رکوردهای زلزله مناسب نیست. همچنین در بین روش‌های بررسی شده، بسته به تعداد طبقات سازه، سه روشی که اثر مودهای بالاتر در آن لحاظ شده است به همراه روش مقیاس به بیشینه شتاب زمین، پاسخ‌های مناسب‌تری برای تخمین بیشینه نیاز لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه داشته‌اند.

کلیدواژه‌گان: مقیاس کردن جنبش زمین، تغییر مکان غیرالاستیک، طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد، تحلیل دینامیکی غیرخطی، قاب خمشی فولادی

۱- مقدمه

چالش‌ها برای مهندسين، مقیاس کردن زلزله‌ها برای انجام تحلیل تاریخیچه زمانی است. تحلیل تاریخیچه زمانی اغلب به مقیاس زلزله‌های ورودی بسیار حساس است. بنابراین روش‌های

تحلیل تاریخیچه زمانی یکی از مهم‌ترین ابزار تحلیل در طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد است. یکی از مهمترین

متناوب، شوند و به تبع آن توزیع نامناسبی از تغییر شکل های پلاستیک در اعضاء سازه ایجاد شود. همچنین توزیع نیروی برشی تحت جنبش واقعی زمین می تواند کاملاً با آنچه که در آیین نامه ها به دست می آید، متفاوت باشد. برای دستیابی به هدف طراحی لرزه ای مبتنی بر عملکرد که پاسخ سازه ای مطلوب و قابل پیش بینی داشته باشد، بسیار مهم است که رفتار غیرخطی سازه را به طور مستقیم در فرآیند طراحی در نظر بگیریم. تحلیل های الاستیک و روشهای طراحی استفاده شده در آیین نامه های حاضر همراه با طراحی الاستیک توزیع نیروی برشی، نمی تواند به خوبی این هدف را برآورده کند [6]. برای حل این مسئله لیلاتاویوات⁶ [7]، یک روش طراحی جدید بر اساس تحلیل پلاستیک مبتنی بر عملکرد و کنترل تغییر مکان، برای قاب های خمشی فولادی با استفاده از مفهوم تعادل انرژی برای یک سازوکار تسلیم از پیش تعیین شده و دارای مقاومت و شکل پذیری کافی، به کار گرفت. این روش طراحی پیشنهادی که بر اساس معیار طراحی حدی عملکردی است، بر دو پارامتر تغییر مکان نسبی هدف و سازوکار تسلیم از پیش تعیین شده، بنیان گذاری شده است. در مطالعات لیلاتاویوات، پارامترهای فاکتور بزرگنمایی و کاهش نیرو، ظرفیت اتلاف انرژی مانند اضافه مقاومت که نقش مهمی را در طراحی لرزه ای ایفا می کند، لحاظ نشده است. به همین دلیل این روش، طراحی محافظه کارانه ای برای سازه های با پیوندهای بلند و غیرمحافظه کارانه برای سازه های کوتاه بود [7]. گوئل و لی⁸ [8] مدل لیلاتاویوات را اصلاح و بهبود بخشیدند و روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد (PBPD)⁴ را پیشنهاد دادند. آنها معادله ی تعادل انرژی را اصلاح کردند و با استفاده از یک ضریب اصلاح، برش پایه طراحی بزرگتر در ناحیه شتاب طیف طراحی و برش پایه طراحی کوچکتر در ناحیه سرعت و جابجایی طیف پاسخ را ایجاد نمودند. ایشان نشان دادند که معادله تعادل انرژی اصلاح شده می تواند مانع از طراحی محافظه کارانه برای سازه های پیوند بلند شود [8].

مقیاس کردن متفاوتی تاکنون پیشنهاد شده است. شدت یک زمین لرزه اغلب به وسیله معیار شدت¹ (IM) تعیین می شود، مانند معیار شدت بیشینه شتاب زمین² (PGA) و یا شتاب طیفی در پیوند مد اول سازه³ $S_a(T_1)$. شتاب طیفی پیوند مد اول، اساس روش های طراحی نیروی جانبی معادل است و اغلب به عنوان پارامتر مقیاس کردن شدت زمین لرزه برای تحلیل های تاریخیچه زمانی استفاده می شود. در حالی که شتاب طیفی مد اول یک شاخص دقیق برای سازه هایی که به صورت الاستیک پاسخ می دهند، است، اما این پارامتر خیلی از جنبه های زمین لرزه ها را که روی کاهش مقاومت و سختی اثر می گذارند، منعکس نمی کند [1].

لوکو و کرنل³ اثر روش های مختلف معیار شدت را برای سازه های با پیوند متوسط تا بلند، با استفاده از مفهوم کارایی و کفایت، بررسی کردند [2]. در یک مطالعه مرتبط دیگر توسط بیکر و کرنل⁴، بردار معیار شدت معرفی شد که شامل دو یا سه پارامتر است و از معیار شدت اسکالر، که فقط یک پارامتر را شامل می شود، متفاوت است [3]. در ادامه، یکی از جامع ترین مطالعات روی شدت زمین لرزه توسط یه و همکاران⁵ در سال ۲۰۱۳ انجام شد که در آن مجموع ۳۰ معیار شدت زمین لرزه با استفاده از ۶۰ رکورد زلزله و پاسخ های لرزه ای سیستم های یک درجه و چند درجه آزاد الاستو پلاستیک، ارزیابی شدند [4]. انتخاب معیار شدت زمین لرزه پژوهشگران را به چالش می کشد زیرا یک معیار شدت مناسب می تواند به طور ویژه ای منجر به ارزیابی قابل اطمینان تری از پاسخ لرزه ای ساختمان ها شود [5]. بسیاری از مطالعات انجام گرفته نشان می دهد که سازه های طراحی شده بر اساس روش های نوین طراحی لرزه ای، هنگامی که در معرض زلزله های بزرگ قرار می گیرند قادرند تغییر شکل های چرخه ای بزرگ را در محدوده پلاستیک تحمل کنند، این در حالیست که بسیاری از آیین نامه های طراحی سازه ها، همچنان به روش های الاستیک است و این روش ها ممکن است منجر به نتایج نامطلوبی در پاسخ لرزه ای سازه ها تحت زلزله های

1 Intensity Measure
2 Peak Ground acceleration
3 Luco and Cornell
4 Baker and Cornell
5 Ye et al

6 Leelataviwat
7 Goel and Lee
8 Performance -Based Plastic Design

که در آن M وزن کل سیستم، E_e و E_p مولفه‌های انرژی الاستیک و پلاستیک مورد نیاز برای رساندن (پوش) سازه تا تغییر مکان هدف است. همچنین S_p طیف شبه سرعت و S_a طیف شبه شتاب، γ فاکتور اصلاح انرژی است که وابسته به فاکتور شکل پذیری (μ_s) و فاکتور ضریب رفتار شکل پذیری (R_μ) است که با توجه به شکل (۱ الف) می‌تواند به صورت زیر به دست بیاید [8]:

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

مطابق معادله (۲) ضریب اصلاح انرژی تابعی از ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب شکل پذیری سازه است. با استفاده از روش‌های مختلفی که پژوهشگران در طی سالهای گذشته ارائه کرده‌اند می‌توان ارتباط بین R_μ ، μ_s را به دست آورد. در این پژوهش از طیف پیشنهادی نیومارک- هال برای این منظور استفاده شده است [9]. شکل (۱-ب) ارتباط بین R_μ ، μ_s و پیوند سازه را نشان می‌دهند. با استفاده از سازوکار تسلیم انتخابی و تساوی انرژی پلاستیک E_p با کار خارجی انجام شده توسط نیروی جانبی طراحی داریم:

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p \quad (3)$$

بر اساس روابط قبل رابطه کار- انرژی را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\frac{1}{2} \left(\frac{W}{g} \right) \times \left(\frac{T}{2\pi} \times \frac{V_y}{W} g \right)^2 + V_y \left(\sum_{i=1}^n \lambda_i h_i \right) \theta_p = \frac{1}{2} \gamma \left(\frac{W}{g} \right) \times \left(\frac{T}{2\pi} S_a \cdot g \right)^2 \quad (4)$$

با حل و ساده سازی معادلات قبل برحسب برش، معادله برش پایه به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (5)$$

که در آن α پارامتر بدون بعد بوده و به صورت زیر تعیین می‌گردد

$$\alpha = \left(h^* \times \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (6)$$

در رابطه بالا θ_p بیانگر دوران پلاستیک در دررفت هدف است و h^* نیز به صورت $\sum_{i=1}^n \lambda_i h_i$ است.

در این مطالعه با استفاده از ۶ روش متداول مقیاس کردن و انتخاب ۴۲ رکورد جنبش زمین دور از گسل و فاقد پالس، به بررسی دررفت ماکزیمم حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌های طراحی شده مبتنی بر عملکرد پلاستیک و انتخاب روش مناسب مقیاس کردن برای این سازه‌ها می‌پردازیم. این مطالعه، به عنوان اولین پژوهش پارامتریک مرتبط با اثر روش‌های مقیاس کردن جنبش زمین بر پاسخ سازه‌های طراحی شده به روش پلاستیک مبتنی بر عملکرد است که می‌تواند سنگ بنای مطالعات آتی قرار گیرد.

۲- مبانی روش پلاستیک مبتنی بر عملکرد

روش PBPD، با استفاده از بیشینه تغییر مکان نسبی (دررفت) هدف در طبقات و سازوکار تسلیم از پیش تعیین شده که مستقیماً به توزیع و سطح خسارت سازه‌ای مربوط است، را کنترل می‌کند. برای تعیین برش پایه طراحی برای یک سطح خطر خاص، از تساوی کار مورد نیاز برای پوش سازه به صورت یکنواخت تا رسیدن به تغییر مکان هدف با انرژی مورد نیاز برای رساندن سازه یک درجه آزاد معادل به همان تغییر مکان هدف، استفاده می‌شود. همچنین توزیع نیروی جانبی در ارتفاع سازه براساس برش نسبی طبقه تعیین می‌شود به گونه‌ای که تا حد امکان با نتایج تحلیل‌های دینامیکی هماهنگی داشته باشد. در نهایت طراحی پلاستیک براساس سازوکار تسلیم از پیش تعیین شده انجام می‌گیرد.

۲-۱- برش پایه طراحی

برش پایه یکی از فاکتورهای کلیدی در طراحی به روش پلاستیک است که مقدار آن براساس تساوی کار مورد نیاز برای پوش سازه تا تغییر مکان هدف به صورت یکنواخت با انرژی مورد نیاز برای رساندن سازه یک درجه آزاد معادل به همان تغییر مکان هدف به دست می‌آید [8].

برای رفتار ایده‌آل الاستیک- پلاستیک کامل و با استفاده از روابط شبه سرعت و شبه شتاب، انرژی کل برابر خواهد بود با:

$$E_e + E_p = \gamma E = \gamma \left(\frac{1}{2} M S_v^2 \right) = \gamma \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} S_a \cdot g \right)^2 \quad (1)$$

۳-۲- روش طراحی پلاستیک

هدف اولیه طراحی پلاستیک این است که اعضا طوری طراحی شوند که مقاومت کافی را همراه با اطمینان از شکل‌گیری مفصل پلاستیک در دو انتهای عضو داشته باشند. برای قاب‌های خمشی به عنوان نمونه، حالت مطلوب، تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر و ستون‌های تراز پایه مانند شکل (۲-الف) است [8]. چنانچه سازوکار جاری شدن مطابق شکل (۲-الف) در نظر گرفته شود و برای قاب خمشی، تیرها به عنوان اعضای جاری شونده لحاظ شوند، از تساوی کار نیروی داخلی و خارجی می‌توان نوشت:

$$\sum_{i=1}^n 2\beta_i M_{pbr} + 2M_{pc} = \sum_{i=1}^n F_i h_i = \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i F_n \quad (9)$$

$$M_{pc} = \frac{1.1Vh_1}{4} \quad (10)$$

در رابطه فوق M_{pbr} لنگر مقاوم مورد نیاز در تراز بالایی و تراز i ام است و M_{pc} لنگر پلاستیک ستون است که مطابق شکل (۲-ب)، قابل محاسبه است. در رابطه فوق V برش کل، h_1 ارتفاع طبقه اول و فاکتور $1/1$ ضریب اضافه بار نیروی طراحی است. قاب‌های طراحی شده در این مطالعه شامل سه قاب ۴، ۸ و ۱۶ طبقه با پریود مد اول به ترتیب ۰٫۷۶، ۱٫۲۶ و ۲٫۱۴ ثانیه، که دارای مشخصات مطابق جدول (۱) و شکل (۳) است [8].

قابل ذکر است که این قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار Opensees [10] مدلسازی شده‌اند و در انتها با کمک نرم‌افزار MATLAB [11] پردازش صورت گرفته است.

جدول ۱ پارامترهای طراحی قاب‌ها، تغییر مکان هدف ۲ درصد

Story	T(S)	C_e	yield drift	θ_p	α	γ	Design V/W
4	0.76	0.94	0.01	0.01	2.04	0.75	0.283
8	1.26	0.66	0.01	0.01	1.38	0.75	0.207
16	2.13	0.47	0.01	0.01	0.97	0.75	0.146

Table 1 designed frames parameters- target drift 2 %

شکل ۱. الف. پاسخ ایده‌آل سازه و مفاهیم تعادل انرژی

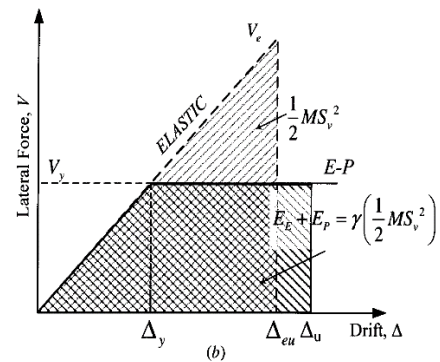


Fig. 1.a. Structural Idealized Response-Application to the Principle of Energy Conservation

شکل ۱. ب طیف غیرالاستیک ایده‌آل برای سیستم یک درجه آزاد

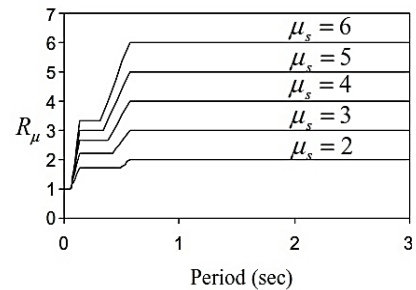


Fig. 1.b. Idealized inelastic spectra by Newmark and Hall (1982) for EP-SDOF

۲-۲- الگوی توزیع بار جانبی

نیروهای جانبی طراحی با استفاده از ضریب توزیع نیروی جانبی (β_i) با انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی در ارتفاع سازه‌ها به صورت زیر به دست آمد:

$$\beta_i = \left(\frac{V_i}{V_n}\right)^\alpha = \left(\frac{\sum_{j=1}^n w_j h_j}{w_n h_n}\right)^{0.75T^{0.2}} V_y \quad (7)$$

در رابطه فوق V_i و V_n به ترتیب برش طبقات در تراز طبقه i و تراز طبقه آخر است. β_i فاکتور تناسب برش در تراز طبقه i بوده و w وزن و h ارتفاع در بالای تراز است. همچنین V_y بیانگر برش پایه طراحی و T دوره تناوب سازه است. بر این اساس مقدار نیرو در تراز طبقه i یعنی F_i به صورت زیر محاسبه می‌شود [8]:

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1})V_n \quad (8)$$

۳- روش‌های متداول مقیاس کردن رکوردهای زلزله

به منظور استفاده از رکوردهای انتخاب شده زلزله در تحلیل تاریخیچه زمانی و میانگین‌گیری از نتایجی که وابسته به شدت جنبش زمین هستند، لازم است که رکوردها مقیاس شوند. انتخاب یک معیار شدت^۱ مناسب می‌تواند زمان انجام تحلیل برای تخمین پارامترهای پاسخ لرزه‌ای را به طور چشمگیری کاهش دهد و منجر به برآورد قابل اعتمادتری از رفتار لرزه‌ای سازه‌ها شود. یک معیار شدت مناسب، کمینه پراکندگی (ضریب تغییرات) در پاسخ‌های لرزه‌ای را نشان می‌دهد و در نتیجه تعداد رکوردهای مورد نیاز برای تحلیل دینامیکی غیرخطی را کاهش می‌دهد. در این مطالعه از ۶ روش مقیاس کردن به صورت زیر استفاده شده است:

۱. $M1$ ، ماکزیمم جنبش زمین^۳: شدت زلزله به صورت تابعی از ماکزیمم جنبش زمین (شتاب یا سرعت) در نظر گرفته شده است.

$$SM1 = S_a(T = 0) \quad (11)$$

۲. $SM2$ ، شتاب طیفی متناظر با پیوند ارتعاشی مد اول سازه: در بسیاری از پژوهش‌ها به عنوان پارامتر مقیاس شدت زلزله برای تحلیل‌های تاریخیچه زمانی مورد استفاده قرار گرفته است.

$$SM2 = S_a(T_1) \quad (12)$$

۳. $SM3$ ، معیار شدت کوردوا^۴: برای منظور نمودن اثر افزایش پیوند ناشی از رفتار غیرخطی سازه، کوردوا و همکاران [1] پارامترهای شدت ثانویه‌ای که بیانگر شکل طیفی باشد، معرفی نمودند. پارامترهای پیشنهادی، نسبتی از شتاب‌های طیفی در دو پیوند سازه‌ای متفاوت است.

$$SM3 = \sqrt{S_a(T_1)S_a(2T_1)} \quad (13)$$

1 Intensity Measure
2 Scaling Method
3 Peak Ground Motion
4 Cordova

شکل ۲. الف. قاب با سازوکار جاری شدن هدف با مفاصل پلاستیک تیرها و ستون‌ها

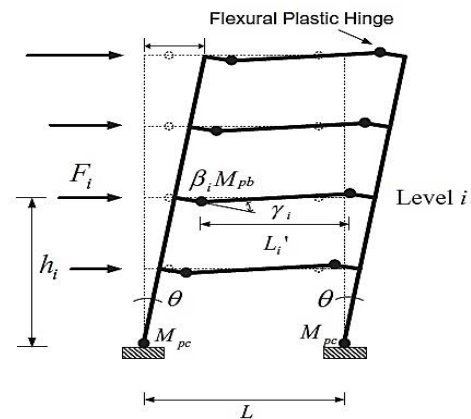


Fig. 2.a. One-Bay Frame with Selected Mechanism and Plastic hinges of beams and columns

شکل ۲. ب. قاب یک دهانه با طبقه نرم

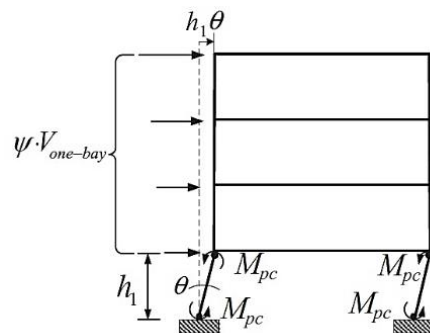


Fig. 2.b. One-Bay Frame with Frame with Soft-Story Mechanism

شکل ۳. قاب‌های ۴ و ۸ و ۱۶ طراحی شده براساس روش PBPD

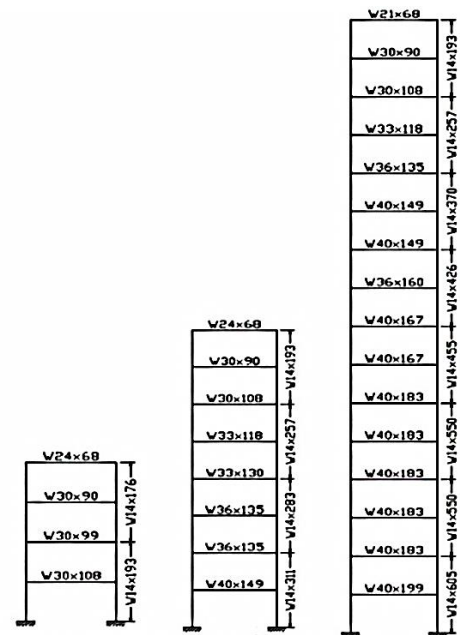


Fig. 3. Sample of 4-, 8-, 16-Story frames, designed based on PBPD

مناسب خواهد بود. از سوی دیگر هنگامی که موده‌های بالاتر تاثیرگذار باشند، ممکن است به کارگیری تنها یک مقدار طیفی کافی نباشد. براین اساس، این پژوهشگران، استفاده از معیار شدت مبتنی بر سه شتاب طیفی را پیشنهاد نمودند:

$$SM5 = \sqrt[3]{S_a(\tau_a)S_a(\tau_b)S_a(\tau_c)} \quad (18)$$

که τ_a ، τ_b و τ_c پریودهای اختیاری است که در این مطالعه به ترتیب T_1 ، T_2 و $1.5T_1$ در نظر گرفته شده اند.

۶. $SM6$ ، روش مقیاس آیین‌نامه‌ای: مقیاس کردن

زمین‌لرزه‌ها براساس آیین‌نامه‌های لرزه‌ای (NEHRP, 2015) [15]، است. در این مورد هریک از زمین لرزه‌ها برای هر پریود در بازه $0.2T_1$ و $1.0T_1$ مقیاس می‌شوند، متوسط طیف پاسخ با میرایی ۵ درصد برای مجموعه زلزله‌ها نباید کمتر از جهت متناظر طیف پاسخ هدف باشد.

۴- انتخاب رکوردها و طیف هدف

به منظور به کارگیری هر یک از روش های مطرح شده برای مقیاس کردن رکوردها و انجام تحلیل دینامیکی سازه‌ها، یکی از پارامترهای مورد نیاز، مقادیر شتاب طیفی متناظر با یک یا چند پریود مورد نظر، $k_a(T_1)$ است که از یک طیف هدف محاسبه می‌شود. در این مطالعه از دو طیف پاسخ طراحی ۱۰ درصد در ۵۰ سال ($2/3 MCE$) و طیف بیشینه زلزله محتمل^۳، ۲ درصد در ۵۰ سال (MCE) برای منطقه ریورساید^۴ کالیفرنیا، مطابق با شکل ۴. که از سایت USGS^۵ مطابق با خاک منطقه انتخاب شده‌اند، استفاده شده است. از آنجایی که معمولاً تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی زمان بر است، فراهم آوردن شرایطی که بتوان با استفاده از تعدادی محدود از رکوردها به نتایج قابل اعتماد دست یافت، می‌تواند بسیار مطلوب باشد. بنابراین لازم است رکوردهای مورد استفاده به گونه‌ای انتخاب شود که در کاربرد همزمان با معیار شدت انتخاب شده، منجر به نتایج قابل اعتماد شوند. در این مطالعه مجموعه ای از ۴۲ رکورد جنبش زمین از پایگاه داده‌های لرزه‌ای مرکز تحقیقات مهندسی زلزله

۴. $SM4$ ، معیار شدت لوکو و کرنل^۱: معیار شدت دیگری توسط لوکو و کرنل [12] پیشنهاد شد. این معیار شدت علاوه بر مود اول، مشارکت مود دوم و افزایش پریود ناشی از عملکرد غیرخطی سازه را لحاظ می‌نماید.

$$SM4 = \frac{S_a^l(T_1, \xi_1, d_y)}{S_a(T_1, \xi_1)} \sqrt{\left[PF_1^{[2]} S_a(T_1, \xi_1)\right]^2 + \left[PF_2^{[2]} S_a(T_2, \xi_2)\right]^2} \quad (14)$$

در رابطه فوق $S_a^l(T_1, \xi_1, d_y)$ تغییر مکان طیفی غیرالاستیک متناظر با پریود مود اول سازه و $S_a(T_1, \xi_1)$ تغییر مکان طیفی الاستیک متناظر با پریود مود اول سازه است. $PF_1^{[k]}$ ضریب مشارکت مد k ام، متناظر با k مود اول سازه است. برای پرهیز از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی سیستم چند درجه آزادی، تغییر مکان طیفی غیرالاستیک مورد نیاز را می‌توان با استفاده از سیستم یک درجه آزادی خطی معادل به دست آورد. در این حالت، برای تعیین پریود و میرایی سیستم یک درجه آزادی از روابط ارائه شده توسط FEMA440 [13] استفاده خواهد شد:

$$\text{for } 1 < \mu < 4 \quad (15) \\ \left\{ \begin{array}{l} T_{eq} = T_1 [1 + 0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3] \\ \xi_{eq} = (100\xi_1 + 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3)/100 \end{array} \right\}$$

در استفاده از این روش، لازم است طیف طرح نیز برای میرایی معادل، ξ_{eq} ، محاسبه شود. برای این منظور نیز می‌توان از روابط ارائه شده توسط FEMA 440 استفاده کرد:

$$(S_a)_\xi = \frac{(S_a)_{5\%}}{B(\xi)} \quad (16)$$

$$B(\xi) = \frac{4}{5.6094 - \ln(\xi \times 100)} \quad (17)$$

۵. $SM5$ ، معیار شدت واموتسیکس و کرنل^۲: مطالعات و

پژوهش های این پژوهشگران [14] نشان می‌دهد، استفاده از یک مقدار طیفی خاص مانند $S_a(T_1)$ ، برای سازه‌های متاثر از مود اول ارتعاش سودمند است. برای چنین سازه‌هایی، تعیین پریودی که آثار غیرخطی شدن سازه را لحاظ نماید، نسبتاً آسان به نظر می‌رسد، به طوریکه معمولاً مقدار افزایش یافته پریود مد اول

3 Maximum credible earthquake

4 Riverside

5 United States Geological Survey

1 Luco and Cornell

2 Vamvatsikos and Cornell

زمین به سازه را می‌توان دلیل آن دانست. اما در سازه‌های ۸ و ۱۶ طبقه همه روش‌های مقیاس کردن به جز SM-3 میانگین بیشینه تغییر مکان نسبی کمتری را در مقایسه با مقدار تغییر مکان هدف نشان می‌دهند. این بیانگر اینست که پاسخ غیر خطی سازه‌های طراحی شده به روش پلاستیک مبتنی بر عملکرد هم می‌تواند تا حد قابل ملاحظه‌ای متاثر از روش مقیاس کردن رکورد زلزله باشد.

دانشگاه برکلی^۱ انتخاب شده است که دارای نزدیک‌ترین فاصله گسیختگی $13km \leq R_r \leq 40km$ و بزرگای $6 \leq M_w \leq 7$ و بدون ویژگی‌های پالس گونه است. تمامی زلزله‌ها در هر دو جهت افقی قوی و ضعیف در نظر گرفته شده‌اند. برخی از مشخصات این زلزله‌ها در جدول (۲) نشان داده شده است.

شکل ۴. الف طیف هدف

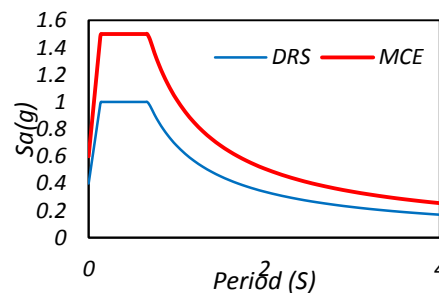


Fig. 4. Target Spectrum

شکل ۵. مقایسه توزیع میانگین بیشینه دریفیت طبقات قاب تحت ۶

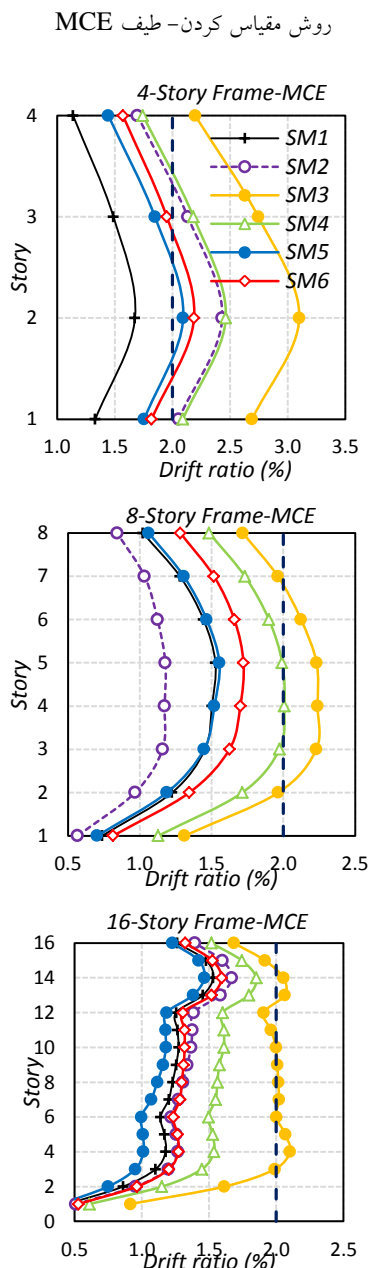


Fig. 5. Height-wise distribution of mean inert-story drift ratio obtained from 6 different scaling methods-MCE Spectrum

۵- توزیع میانگین بیشینه تغییر مکان و برش در ارتفاع سازه‌ها

برای بررسی اثر معیارهای مقیاس مختلف، سازه‌های انتخاب شده تحت ۴۲ رکورد توسط دو نمودار طیف هدف ذکر شده در روش مختلف مقیاس شده‌اند، تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی شدند. شکل (۵) برای مقایسه SM ها برای طیف هدف MCE رسم شده است. نتایج حاصل از این شکل‌ها بیانگر اینست که بیشترین نیاز تغییر مکان نسبی بین طبقات قاب ۴ و ۸ طبقه تحت رکوردهای مذکور در همه روش‌های مقیاس کردن، در طبقات پایینی سازه رخ می‌دهد، و با افزایش پریرود سازه، این نیاز به سمت طبقات بالایی حرکت می‌کند. در سازه ۱۶ طبقه به جز روش SM-3 مابقی روش‌ها بیشترین نیاز تغییر مکان نسبی را در طبقات بالایی نشان می‌دهند که دلیل آن را می‌توان اثر مدهای بالاتر در سازه‌های بلندتر دانست. در سازه ۴ طبقه، به جز روش مقیاس SM-1 مابقی روش‌ها میانگین بیشینه تغییر مکان نسبی بیشتر از مقدار تغییر مکان هدف نشان می‌دهند که قرار گرفتن سازه در ناحیه شتاب ثابت و افزایش شتاب منتقله از

1 <http://peer.berkeley.edu/nga>

جدول ۲ لیست زلزله های انتخاب شده در این مطالعه

Sequence Number	Earthquake	Station	Year	M_w	Closet Dist. (Km)	V_{s30} (m/s)	PGA V_1	PGA V_2
20	Northern Calif-03	Ferndale City Hall	1954	6.5	27.02	219.31	0.16	0.2
68	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	1971	6.61	22.77	316.46	0.22	0.19
169	Imperial Valley-06	Delta	1979	6.53	22.03	242.05	0.24	0.35
175	Imperial Valley-06	El Centro Array #12	1975	6.53	17.94	196.88	0.14	0.12
266	Victoria, Mexico	Chihuahua	1980	6.33	18.96	242.05	0.15	0.1
322	Coalinga-01	Cantua Creek School	1983	6.36	24.02	274.73	0.23	0.29
345	Coalinga-01	Park field - Fault Zone 7	1983	6.36	31.21	297.46	0.12	0.12
549	Chalfant Valley-02	Bishop - LADWP South St	1986	6.19	17.17	303.47	0.25	0.18
721	Superstition Hills-02	El Centro Imp. Co. Cent	1987	6.54	18.2	192.05	0.36	0.26
728	Superstition Hills-02	Westmorland Fire Sta	1987	6.54	13.03	193.67	0.17	0.21
737	Loma Prieta	Agnews State Hospital	1989	6.93	24.57	239.69	0.17	0.16
776	Loma Prieta	Hollister - South & Pine	1989	6.93	27.93	282.14	0.37	0.18
777	Loma Prieta	Hollister City Hall	1989	6.93	27.6	198.77	0.25	0.22
778	Loma Prieta	Hollister Differential Array	1989	6.93	24.82	215.54	0.27	0.28
786	Loma Prieta	Palo Alto - 1900 Embarc.	1989	6.93	30.81	209.87	0.21	0.2
1100	Kobe, Japan	Abeno	1995	6.9	24.85	256	0.22	0.23
1104	Kobe, Japan	Fukushima	1995	6.9	17.85	256	0.18	0.22
1110	Kobe, Japan	Morigawachi	1995	6.9	24.78	256	0.21	0.13
1113	Kobe, Japan	OSAJ	1995	6.9	21.35	256	0.08	0.07
1121	Kobe, Japan	Yae	1995	6.9	27.77	256	0.16	0.15
2467	Chi-Chi, Taiwan-03	CHY036	1999	6.2	36.4	233.14	0.08	0.1

Table 2 List of record used in this study

پارامترهای بدون بعدی مانند V_i/V_n بی تاثیر است و در همه روش ها نسبت برش پایه طبقات به بام، تقریباً نزدیک به یکدیگر به دست می آید. همچنین همانطور که انتظار می رود با افزایش پیوند سازه، شاهد افزایش نسبت برش پایه طبقات به برش پایه بام هستیم که امری کاملاً طبیعی است.

با توجه به شکل (۶) کاملاً مشخص است که تمامی روش های مقیاس کردن SM-1 تا SM-6 در نتیجه به دست آمده برای نسبت برش پایه طبقات به برش پایه بام، تقریباً یکسان و شاید در بعضی نقاط اختلاف بسیار جزئی داشته باشند. دلیل آن را می توان این دانست که روش های مقیاس کردن روی

شکل (۷) به بررسی اختلاف تغییر مکان‌های حداکثر هر روش در هر یک از سازه‌ها پرداخته است و کاملاً مشخص است که بیشترین میانگین بیشینه تغییر مکان مربوط به روش SM-3 است که اثر دو برابر پریرود مد اول در آن تاثیر گذار است. با توجه به نمودارهای میله‌ای شکل (۸) مشخص است که و کمترین تغییر مکان مربوط به سازه ۱۶ طبقه است.

شکل ۶. مقایسه نسبت برش طبقات به برش بام شش روش مقیاس کردن - طیف هدف MCE

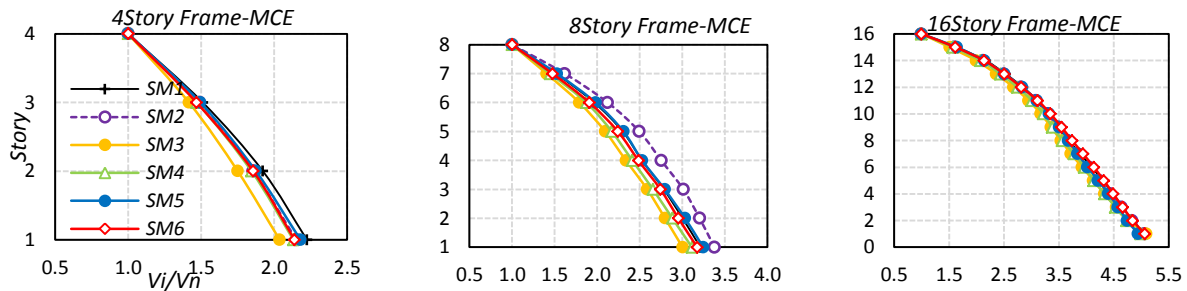


Fig. 6. Comparison of story shear strength normalized by roof shear strength along the height of the structure resulted from six scaling methods-MCE Spectrum

شکل ۷. مقایسه میانگین حداکثر دررفت طبقات قاب با شش روش مقیاس کردن - طیف هدف MCE

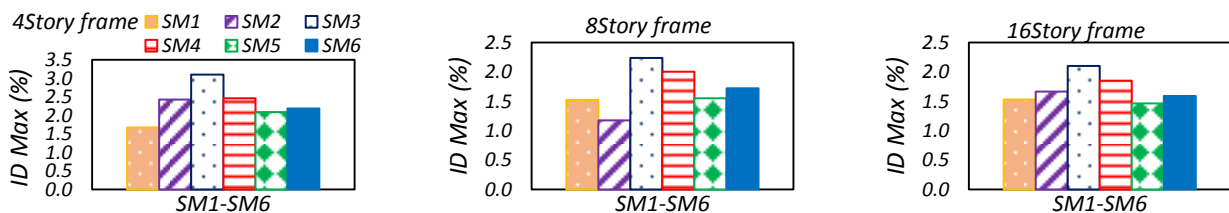


Fig. 7. Comparison of mean maximum inter-story drift resulted from six scaling methods MCE target Spectrum

شکل ۸. مقایسه حداکثر دررفت هر سازه در همه شش روش مقیاس کردن - طیف هدف MCE

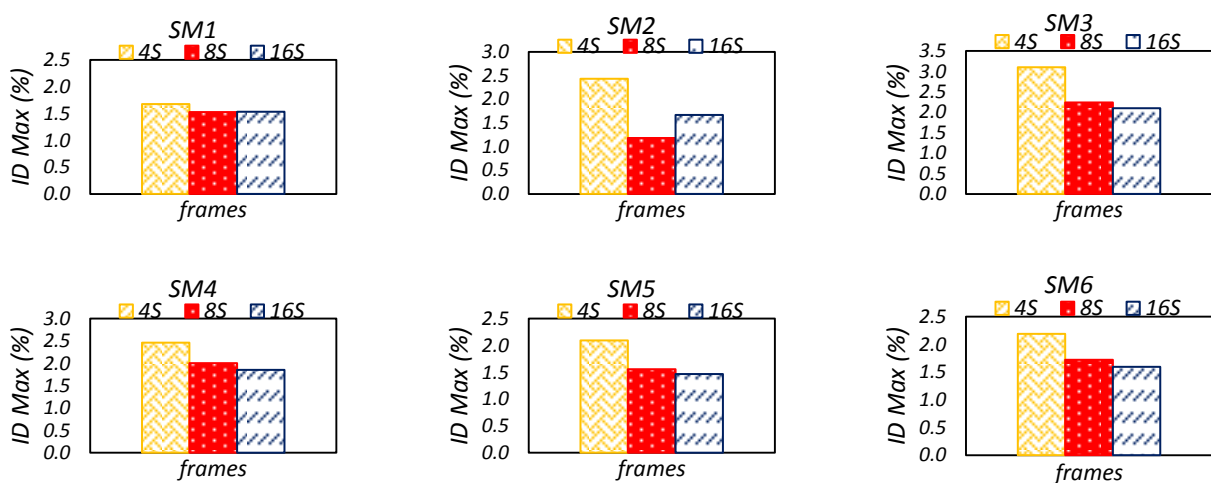


Fig. 8. Comparison of mean maximum inter-story drift for different frames resulted from six scaling methods MCE target Spectrum

شکل ۹. مقایسه توزیع میانگین حداکثر دریفت طبقات قاب تحت ۶

روش مقیاس کردن - طیف DRS

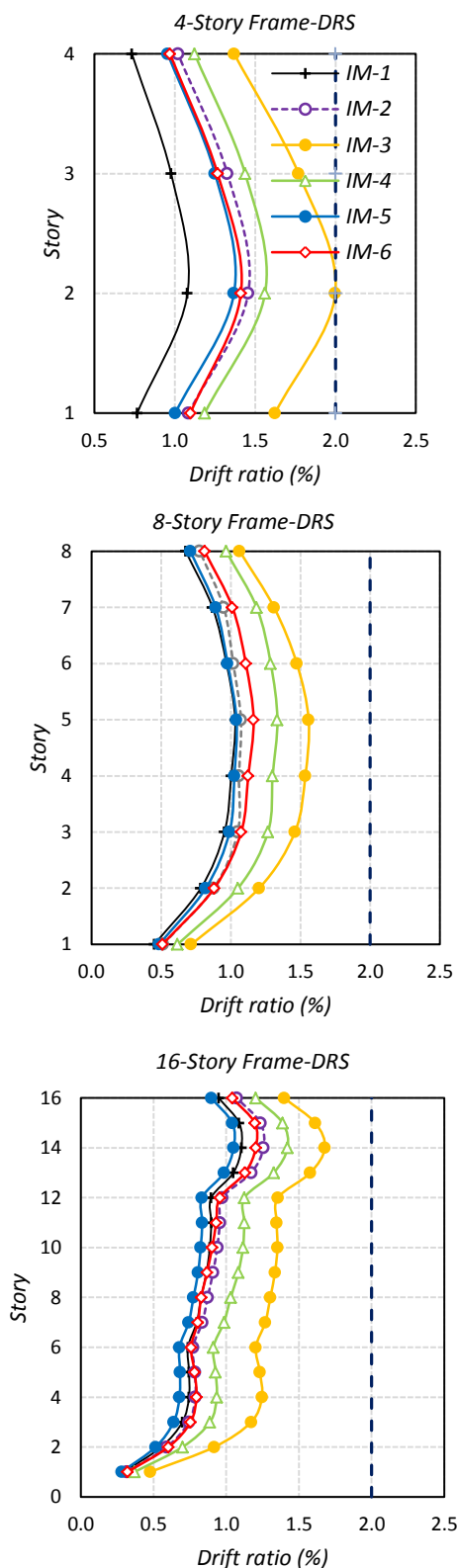


Fig. 9. Height-wise distribution of mean inert-story drift ratio obtained from 6 different scaling methods -DRS Spectrum

شکل (۹) روش های مختلف مقیاس کردن در سطح خطر کمتر را نشان می دهد و همانطور که انتظار می رفت رکوردهای مقیاس شده با طیف پاسخ طراحی (DRS) مقادیر کوچکتری نسبت به طیف MCE از خود نشان می دهند. در سازه ۴ طبقه همه روش های مقیاس کردن متناظر با طیف هدف DRS مقادیر بیشینه تغییر مکان نسبی کوچکتری از تغییر مکان هدف را تجربه می کنند در صورتی که در طیف MCE مقادیر تغییر مکان بیشتر روش های مقیاس کردن بزرگتر از تغییر مکان هدف بود.

همچنین در سازه ۴ و ۸ طبقه بیشترین میانگین تغییر مکان نسبی حداکثر، مربوط به طبقات پایینی است و با افزایش پیوند در سازه ۱۶ طبقه بیشترین نیاز تغییر مکان نسبی به سمت طبقات بالایی حرکت میکند. با توجه به شکل (۱۰) همانطور که در طیف هدف MCE نیز مشاهده شد، در طیف هدف DRS نیز روش های مقیاس کردن بر پارامتر بدون بعد برش پایه طبقات به برش پایه بام بی تاثیر است و فقط با افزایش ارتفاع سازه، توزیع برش در طبقات افزایش یافته و مقدار این نسبت نیز افزایش می یابد.

در نمودار میله ای شکل (۱۱) بیشترین تغییر مکان همچنان مربوط به روش مقیاس SM-3 است اما فقط در سازه ۴ طبقه این مقدار در SM-3 نزدیک به تغییر مکان هدف است و در سایر سازه ها تمامی مقادیر در همه مقیاس ها کمتر از تغییر مکان هدف است.

با توجه به نمودارهای میله ای شکل (۱۲) تقریباً در همه روش های مقیاس کردن طیف هدف DRS بیشترین تغییر مکان نسبی مربوط به سازه ۴ طبقه است و با افزایش ارتفاع سازه در اکثر روش ها از میزان حداکثر تغییر مکان کاسته می شود.

شکل ۱۰. مقایسه نسبت برش طبقات به برش بام شش روش مقیاس کردن - طیف هدف DRS

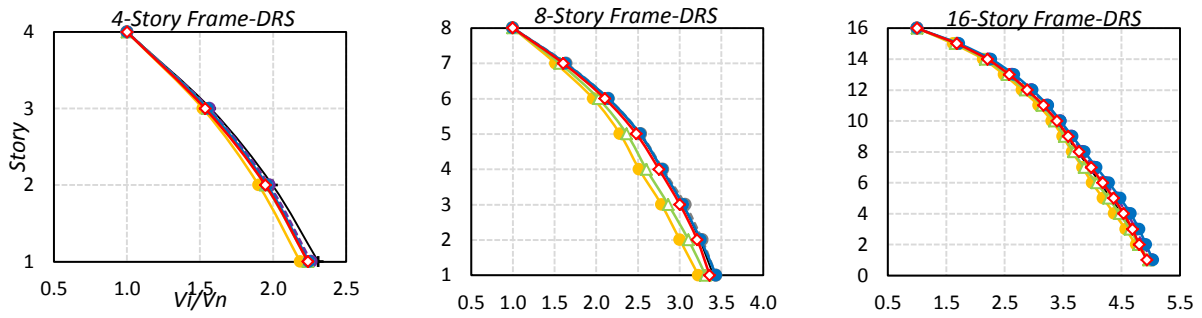


Fig. 10. Comparison of story shear strength normalized by roof shear strength along the height of the structure resulted from six scaling methods -DRS Spectrum

شکل ۱۱. مقایسه میانگین حداکثر دریفت طبقات قاب با شش روش مقیاس کردن - طیف هدف DRS

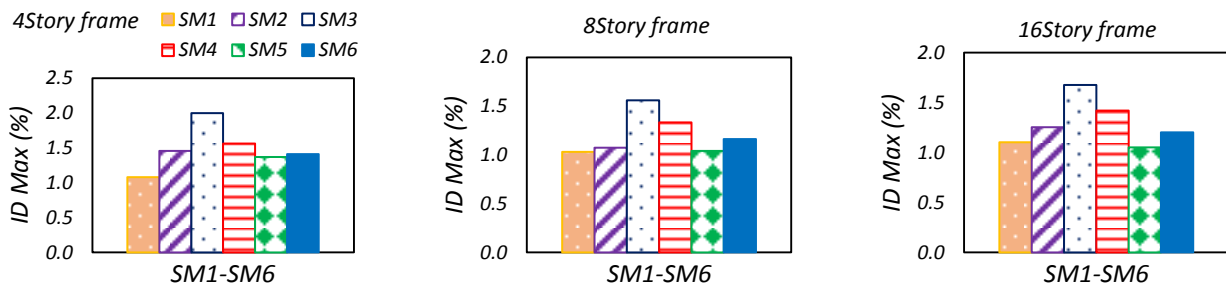


Fig. 11. Comparison of mean maximum inter-story drift resulted from six scaling methods -DRS target Spectrum

شکل ۱۲. مقایسه حداکثر دریفت هر سازه در همه شش روش مقیاس کردن - طیف هدف DRS

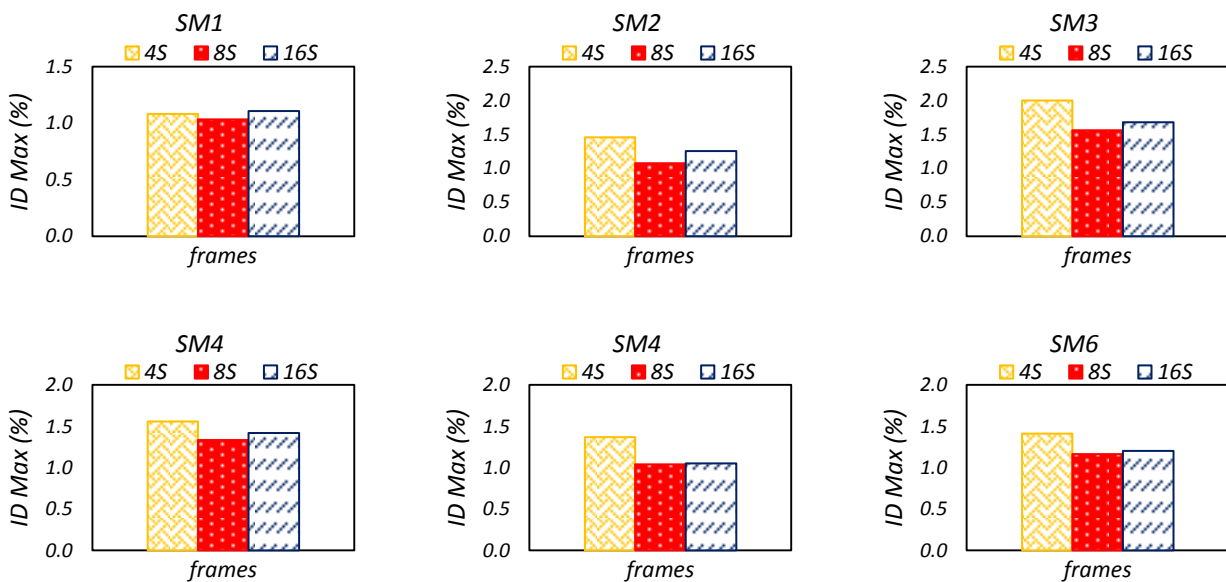


Fig. 12. Comparison of mean maximum inter-story drift for different frames resulted from six scaling methods -DRS target Spectrum

۶- بررسی ضریب تغییرات در دو سطح خطر و روش های مختلف مقیاس

در این بخش به بررسی میانگین ضریب تغییرات بیشینه دریافت متناظر با دو سطح طیف هدف MCE و DRS می‌پردازیم. بنا به تعریف ضریب تغییرات برابر است با:

$$COV(\%) = \frac{STD}{Mean} \times 100 \quad (19)$$

که در آن STD مقدار انحراف معیار و Mean مقدار میانگین حداکثر دریافت در ۴۲ زلزله استفاده شده است. شکل (۱۳). مقادیر پراکندگی را برای رکوردهای ذکر شده که دو طیف هدف MCE و DRS با ۶ روش مختلف مقیاس شده‌اند را نشان می‌دهد. میزان پراکندگی تغییر مکان نسبی بیشینه برای سازه ۴ طبقه در روش‌های SM-1 و SM-5 کمترین مقدار است و همچنین پراکندگی در طیف هدف MCE بیشتر از پراکندگی طیف هدف DRS است، بدین معنی که افزایش سطح خطر موجب افزایش پراکندگی پاسخ‌ها خواهد شد.

با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های ۸ و ۱۶ طبقه میزان پراکندگی در طیف MCE کاهش پیدا می‌کند و از مقدار طیف DRS کمتر می‌شود. در سازه ۸ طبقه کمترین پراکندگی مربوط به روش‌های SM-1 و SM-3 است. در سازه ۱۶ طبقه نیز مانند سازه ۸ طبقه مقدار پراکندگی طیف MCE کمتر از طیف DRS است و کمترین میزان پراکندگی مربوط به روش‌های SM-1 و SM-4 است. همچنین با افزایش طبقات سازه شاهد کاهش میزان پراکندگی از سازه ۴ به ۱۶ طبقه در هر دو طیف هدف MCE و DRS می‌باشیم و مشخص است که پراکندگی‌ها با افزایش ارتفاع به مقدار مطلوب تری نزدیک می‌شود.

با مراجعه به مقادیر میانگین و پراکندگی به دست آمده در جداول (۳ و ۴) برای هر دو سطح خطر می‌توان مشاهده کرد که در همه سازه‌ها، بهترین روش مقیاس کردن از نظر پراکندگی، روش PGA است اما اگر بخواهیم بصورت جداگانه و با توجه به میانگین حاصل از ۴۲ رکورد بهترین مقیاس را از نظر پراکندگی پاسخ‌ها انتخاب کنیم، می‌توان گفت در سازه ۸ طبقه پس از SM-1 بهترین روش SM-3, SM-5 است که دارای

پراکندگی کمتری هستند. در سازه ۱۶ طبقه نیز SM-4 جایگاه دوم را دارد. می‌توان این طور نتیجه گرفت که با افزایش ارتفاع سازه اثر مدهای بالاتر در روش‌هایی که این آثار را در نظر گرفته‌اند بیشتر مشاهده شده و پراکندگی‌های کمتری را نشان می‌دهد. همچنین کاملاً مشخص است که پراکندگی روش مقیاس کردن آیین‌نامه‌ای SM-6 بسیار زیاد است و مقادیری بیشتر از تغییر مکان هدف را نتیجه می‌دهد. نتایج حاکی از آنست که این روش به شدت به رکورد جنبش زمین حساس است و می‌تواند با انتخاب دسته‌ای دیگر از رکوردها نتایج متفاوتی را انتظار داشت پس منجر به نتایج قابل اطمینانی نخواهد شد.

شکل ۱۳. مقایسه ضریب تغییرات میانگین حداکثر دریافت SM1-SM6

برای دو سطح خطر

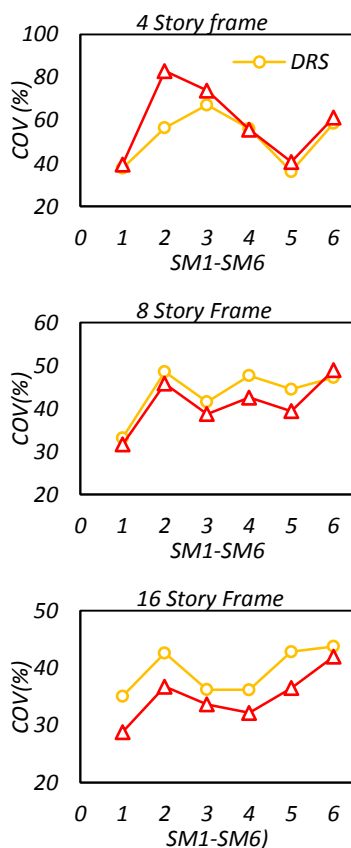


Fig. 13. COV for maximum drift corresponding to SM1-SM6 for two levels of risk

در مطالعه‌ای که توسط عابدی نیک و خشنودیان [5] برای سازه‌های قاب برشی با سازوکار تیر قوی و ستون ضعیف، برای دو حالت پایه ثابت و اندرکنشی انجام شد، نتیجه گرفتند که

سازه‌های طراحی شده مبتنی بر عملکرد پلاستیک و انتخاب روش مناسب مقیاس کردن برای این سازه‌ها به صورت پارامتریک پرداخته شد. با بررسی سه سازه ۴، ۸، و ۱۶ طبقه طراحی شده براساس طراحی مبتنی بر عملکرد پلاستیک، با پیوندهای ۰/۷۶، ۱/۲۶ و ۲/۱۴ با استفاده از ۶ روش مقیاس کردن با دو طیف هدف MCE و DRS، نتایج زیر قابل ارائه است:

- بیشترین نیاز تغییر مکان سازه‌های ۴ و ۸ طبقه تحت رکوردهای مذکور در همه ی روش‌های مقیاس کردن، تحت هر دو طیف هدف، در طبقات پایینی سازه رخ می‌دهد، و با افزایش پیوند سازه، در سازه ۱۶ طبقه، این نیاز تغییر مکان حداکثر به سمت طبقات بالا حرکت می‌کند. این پدیده را میتوان ناشی از اثر مدهای بالاتر دانست که با افزایش پیوند سازه قابل ملاحظه خواهد بود.
- با افزایش ارتفاع سازه، نسبت برش پایه طبقات به برش پایه بام افزایش می‌یابد. هرچند که اختلاف جزئی در مقادیر حاصل شده از روش‌های SM-1 تا SM-6 نشان دهنده تاثیر ناچیز روش‌های مقیاس کردن بر این نسبت در یک سازه ی مشخص است.
- در حالت کلی بهترین روش مقیاس کردن برای سازه‌های طراحی شده به روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد تحت اثر زمین لرزه‌های دور از گسل، روش SM-1 یا همان PGA است و همچنین روشی که مدهای بالاتر را در نظر می‌گیرد (SM-3 و SM-5) در همه سازه‌ها ضریب پراکندگی کمتری از خود نشان می‌دهند. هر چند که برای زمین لرزه‌های نزدیک گسل پالس گونه و دارای اثر جهت پذیری نتایج می‌تواند متفاوت باشد که نیاز به مطالعه‌ای جداگانه دارد. این مطالعه، اولین پژوهش پارامتریک مرتبط با اثر روش‌های مقیاس کردن جنبش زمین بر پاسخ سازه های طراحی شده به روش پلاستیک مبتنی بر عملکرد است.

بهترین روش مقیاس کردن سازه‌های مذکور روش SM-3 و SM-5 است. یکی از دلایل متفاوت برای آنچه که در این مطالعه به دست آمد را می‌توان نوع سازه دانست. همانطور که مشخص است سازه طراحی شده به روش PBPD از فلسفه تیر ضعیف-ستون قوی تبعیت می‌کند که رفتار آن به سازه‌های واقعی نزدیک تر و در نتیجه پاسخ‌ها نیز می‌توانند متفاوت باشند.

جدول ۳ مقادیر میانگین و ضریب تغییرات ماکزیمم دررفت سازه‌ها برای

		طیف هدف MCE					
MCE	Story	SM 1	SM 2	SM 3	SM4	SM5	SM6
Mean	4S	1.7	2.5	3.2	2.5	2.1	2.2
COV		39.5	83.0	73.9	55.7	40.7	61.3
Mean	8S	1.7	1.3	2.5	2.2	1.7	1.9
COV		31.6	45.7	38.7	42.5	39.4	48.9
Mean	16S	1.7	1.8	2.5	2.1	1.6	1.7
COV		28.8	36.7	33.6	32.1	36.4	41.9

Table 3 Values of mean and COV of maximum drift for MCE Spectrum

جدول ۴ مقادیر میانگین و ضریب تغییرات ماکزیمم دررفت سازه ها برای

		طیف هدف DRS					
DRS	Story	SM1	SM2	SM3	SM4	SM5	SM 6
Mean	4S	1.1	1.5	2.0	1.6	1.4	1.4
COV		37.8	56.5	67.2	56.2	36.3	58.6
Mean	8S	1.1	1.2	1.7	1.5	1.1	1.2
COV		33.2	48.5	41.6	47.7	44.5	47.2
Mean	16S	1.2	1.3	1.8	1.5	1.1	1.3
COV		35.1	42.6	36.2	36.2	42.8	43.8

Table 4 Values of mean and COV of maximum drift for DRS Spectrum

۷- نتیجه گیری

در این مطالعه با استفاده از ۶ روش متداول مقیاس کردن و انتخاب ۴۲ رکورد جنبش زمین دور از گسل و فاقد پالس، به بررسی دررفت ماکزیمم حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی

References

- [7] Leelataviwat, S., Goel, S.C. and Stojadinovic, B., 1998. *Drift and yield mechanism based seismic design and upgrading of steel moment frames* (Vol. 98, No. 29). University of Michigan.
- [8] Lee, S.S., 2002. *Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism* (Doctoral dissertation).
- [9] Newmark, N.M. and Hall, W.J., 1982. Earthquake Spectra and Design: Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design, and Strong Motion Records. *Earthquake Engineering Research Institute Monograph, Berkeley, CA*.
- [10] OPENSEES, OpenSees command language manual. Open system for earthquake engineering simulation, 2016. <http://opensees.berkeley.edu/>
- [11] MATLAB. The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, United States, 2014
- [12] Luco, N., Mai, P.M., Cornell, C.A. and Beroza, G.C., 2002. Probabilistic seismic demand analysis, SMRF connection fractures, and near-source effects.
- [13] FEMA, A., 2005. 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. *FEMA-440, Redwood City*.
- [14] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), pp.491-514.
- [15] Building Seismic Safety Council (BSSC), 2015a. NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Volume 1: Part 1 Provisions, Part 2 Commentary, *FEMA P-1050-1*, Washington, D.C., 555 pp.
- [1] Cordova, P.P., Deierlein, G.G., Mehanny, S.S. and Cornell, C.A., 2000, September. Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure. In *The Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures* (pp. 187-206).
- [2] Luco, N. and Cornell, C.A., 2007. Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. *Earthquake Spectra*, 23(2), pp.357-392.
- [3] Baker, J.W. and Allin Cornell, C., 2005. A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(10), pp.1193-1217.
- [4] Ye, L., Ma, Q., Miao, Z., Guan, H. and Zhuge, Y., 2013. Numerical and comparative study of earthquake intensity indices in seismic analysis. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(4), pp.362-381.
- [5] Abedi-Nik, F. and Khoshnoudian, F., 2014. Evaluation of ground motion scaling methods in soil-structure interaction analysis. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(1), pp.54-66.
- [6] Chao, S.H., Goel, S.C. and Lee, S.S., 2007. A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures. *Earthquake Spectra*, 23(3), pp.547-569.

Effect of Ground Motion Scaling Methods on Inter-story drift Distribution of Steel-Moment Frames Designed Based on Performance-Based Plastic Method

Behnoud Ganjavi^{1*}, Amirali Hadinejad², Abolfazl Gholamrezatabar³, Majid Bararnia

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran.

2- M.Sc, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

3- Assistant Professor, Department of Engineering, Aryan Institute of Science and Technology, Babol, Iran

4- PhD. Department of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

*b.ganjavi@umz.ac.ir

Abstract:

In seismic resistant design of structures, seismic demands are mainly governed by three factors including the peak value of ground motion, the characteristic of earthquake spectrum and duration. An earthquake intensity index of ground motions is normally used as a scaling parameter that is critical for seismic analysis and design. A number of researchers have, from their own perspective, proposed various intensity indices. However, due to the complexity and randomness of earthquake motion, it has been a difficult task to accurately evaluate the applicability of various existing intensity indices. In addition, there is a lack of quantitative methods in the evaluation of the applicability of such indices. This has been a challenging issue in seismic engineering research and has become a fundamental problem in performance-based seismic design. Nonlinear structural response is often highly sensitive to the scaling of input ground motions. Thus, many different ground motion scaling methods have been proposed. The “severity” of an earthquake ground motion is often quantified by an intensity measure, IM, such as peak ground acceleration, PGA, or spectral acceleration at a given period. The PGA of a record was a commonly used IM in the past. More recently, spectral response values such as spectral acceleration at the fundamental period of vibration have been used as IM. Scaling of ground motions to a given spectral level at the fundamental period of vibration significantly decreases the variability in the maximum demand observed in the structural system. However, it is widely known that for records with the same spectral acceleration at the fundamental period of vibration value, spectral shape will affect the response of multi-degree-of-freedom (MDOF) and nonlinear structures, because spectral values at other periods affect the response of higher modes of the structure as well as nonlinear response when the structure’s effective period has lengthened. Previous studies have focused on evaluation of different ground motion scaling methods in SDOF and buildings with shear-type behavior or common steel-moment frame structures. However, over the last decade, the performance-based seismic design (PBSD) philosophy has emerged as a promising and efficient seismic design approach. The novel Performance-based plastic design (PBPD) approach explicitly accounts for the inelastic behavior of a structural system in the design process itself. PBSD approaches based on plastic analysis and design concepts were recently developed for different lateral load resisting systems such as steel moment resisting frames, steel braced frames, etc. The analytical validation of these methods showed that structures designed using these methods were very effective in achieving the pre-selected performance objectives. Considering a gradual shift towards PBSD, this study is aimed at examining the effects of six different IMs on the estimation and distribution of the maximum inter-story drift for three short, moderate, and long-period steel-moment resisting frames designed with PBPD method. An ensemble of 42 far-filed earthquake ground motions without pulse characteristics were used and scaled based on two target spectrum MCE and Design Response Spectrum to conduct nonlinear dynamics analyses by using OPENSEES. Results indicate that, the cod-compliant scaling method was not reliable for nonlinear dynamic analyses of structures designed by PBPD method, and could be very sensitive to the ground motion characteristics. Among them, depending on the number of stories, the three scaling methods including scaling ground motions to a given PGA and those that take into account for periods of higher modes generally decrease the variability in the maximum demand observed in the structural systems.

Keywords: Ground motion scaling; Inelastic drift; Performance-based plastic design; Nonlinear dynamic analysis; Steel frame