



ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه به روش نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR) (ضریب اصلاح R و ضریب اضافه مقاومت Ω_0)

احمد نیکنام^{*}، مینا فرهنگ دوست، علی مزارعی، مهرداد گنجور

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، تهران، ایران

چکیده: این مقاله بر آن است که پارامترهای لرزه‌ای طراحی قاب‌های فولادی خمشی ویژه ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران را بطور کلی مورد ارزیابی قرار دهد. بدین منظور شانزده قاب (۴، ۶، ۸، ۱۲ طبقه در چهار گروه روی چهار نوع خاک) بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی و با روش دینامیکی افزایشی (IDA) تحلیل غیر خطی انجام و منحنی شکست هر یک تهیه گردیده است. تحلیل‌ها با برنامه کامپیوتری OPENSEES انجام گردیده که در آن اثر زوال سختی و مقاومت اعضا رعایت شده است. از ۲۲ زوج شتاب‌نگاشت کلی حوزه دور ارائه شده توسط FEMA_P695 برای محاسبه میانه شکست قاب‌ها استفاده شده و با ضریب شکل طیفی (SSF) سازگار با زلزله نادر منطقه تدوین شده است. پارامترهای لرزه‌ای شامل ضریب رفتار (R) و ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) با دو روش برای هر گروه محاسبه شده است. یکی با استفاده از ضوابط FEMA_P695 (بر مبنای اینکه اپسیلون به عنوان پارامتر شکل طیفی زلزله است) و روش دیگری بر مبنای تعریف فیزیکی شکل طیفی ارائه شده است. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که هر چهار گروه از دیدگاه ضوابط FEMA_P695 قابل پذیرش ولی گروه‌های ۲ و ۳ (ساخته شده روی خاک‌های بت‌رتیب نوع ۲ و ۳)، با ضوابط روش دیگر قابل قبول نمی‌باشند. امید است تمامی پارامترهای طراحی لرزه‌ای در استاندارد ۲۸۰۰ با روش‌های جاری تحلیلی مورد ارزیابی قرار داده شوند.

تاریخچه داوری:
دریافت: ۱۹ مرداد ۱۳۹۵
بازنگری: ۱۷ آبان ۱۳۹۵
پذیرش: ۲۶ دی ۱۳۹۵
ارائه آنلاین: ۲ اسفند ۱۳۹۵

کلمات کلیدی:
روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)
منحنی شکست
ACMR
ضریب اصلاح R
ضریب اضافه مقاومت Ω_0

۱- مقدمه

کافی بعد از نقطه عملکرد ایمنی جانی (LS) تا فروریزش (CP) داشته باشد. این در حالی است که آیین‌نامه‌ی ایران، طراحی را براساس زلزله با احتمال فراگذشت ده درصد در پنجاه سال توصیه می‌کند که در آن هیچ‌گونه حاشیه‌ی ایمنی و یا احتمال فروریزش پیش‌بینی نشده است. عدم پیش‌بینی حاشیه‌ی ایمنی فروریزش در آیین‌نامه ۲۸۰۰، یکی از عمده نواقصی است که به نظر می‌رسد رفع آن برای حفظ جان بهره‌برداران ضروری باشد. چنین به نظر می‌رسد که انجام تحقیقات جهت دستیابی به میزان حاشیه‌ی ایمنی فروریزش سازه‌هایی که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی می‌شوند (به دلیل نا آگاهی از احتمال فروریزش آنها) مشکلات ضوابط طراحی در ایران را بازتاب می‌دهد. به امید آنکه نسبت به رفع آن‌ها در آینده تلاشی مؤثر صورت گیرد.

فروریزش ساختمان‌ها در زلزله‌های دو دهه‌ی گذشته، موجب بروز خسارت‌های قابل توجهی شده است. زلزله‌های سانفرانسیسکو (۱۹۰۶)، نورتریج (۱۹۹۴)، هکتور ماین (۱۹۹۹) را می‌توان به عنوان نمونه‌ای از آن‌ها برشمرد. اینگونه خسارات، کشورهای پیشرفته را بر آن داشته است تا زلزله‌ی نظیر سطح فروریزش را در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، مدنظر قرار دهند.

آیین‌نامه [ASCE7-10]، بر روی چهار نوع خاک در هر منطقه، طیف شتاب طراحی مربوط به زلزله با احتمال فراگذشت دو درصد در پنجاه سال [$Sa(T_1)$] را ارائه نموده است که دو سوم آن مبنای طراحی در سطح عملکرد ایمنی جانی قرار داده می‌شود. هدف از طراحی لرزه‌ای علاوه بر پیش‌بینی حاشیه‌ی ایمنی (بصورت یک سوم شتاب طیفی) این است که در صورت وقوع زلزله‌های نادر (با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال)، ساختمان در برابر فروریزش با احتمال ۹۰ درصد مقاومت کند، هر چند خسارات قابل توجهی را تجربه نماید. بدیهی است با رعایت این ضابطه، سازه باید مقاومت

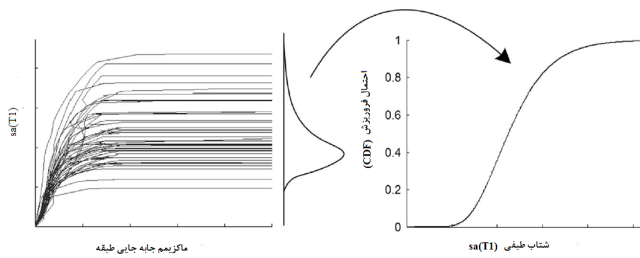
۱-۱ عوامل تأثیرگذار در مسئله

عواملی که در ارزیابی ایمنی فروریزش سازه‌ها نقش تعیین کننده دارند را می‌توان به سه نوع تقسیم نمود:

- 1 Life Safety
- 2 Collapse Prevention

^{*}نویسنده عهده‌دار مکاتبات: a_nicknam@iust.ac.ir

برای یک مجموعه شتاب‌نگاشت که در استاندارد FEMA_P695 آمده است انجام می‌شود. هر رکورد آنچنان مقیاس می‌شود که منجر به فروریزش سازه گردد. با توجه به تبعیت مقادیر شتاب طیفی نظیر فروریزش با توزیع نرمال لگاریتمی، تابع توزیع تجمعی (CDF) بدست می‌آید که بازتاب دهنده منحنی شکنندگی فروریزش سازه خواهد بود [۳] روند تهیه منحنی شکنندگی فروریزش با استفاده از روش آنالیز IDA در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: رابطه بین نتایج فروریزش سازه به روش IDA و منحنی شکنندگی فروریزش [۳]

Fig. 1. Relation between results of IDA method and corresponding CDF curve

بر اساس معیار ATC-63 [۴]، حاشیه ایمنی سازه با در نظر گرفتن مقدار شکل طیفی تعدیل شده (ACMR) در سطح خطر با احتمال فراگذشت ۲ درصد در ۵۰ سال ارزیابی می‌شود. در استاندارد FEMA_P695، ۲۲ زوج شتاب‌نگاشت برای حوزه دور ارائه شده است که باید با منطقه سازگار گردد. سازه ابتدا به وسیله این ۲۲ زوج شتاب‌نگاشت تحلیل دینامیکی افزایشی می‌شود و سپس نتایج آن برای سطح خطر ۲ درصد منطقه مورد نظر با ضریب SSF (ضریب شکل طیفی) اصلاح می‌شود. به این موضوع در بخش‌های بعدی پرداخته خواهد شد.

۱-۴- مروری بر ادبیات

مطالعات یان، کرنل و فوت^۶ (۲۰۰۲) نشان داد که قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده مطابق با ضابطه‌ی NEHRP (۱۹۹۷) و اجرای آن‌ها با استفاده از اتصالات که کیفیت آنها از پیش تایید شده، دارای سطح اطمینان بیش از ۹۰٪ در عملکرد مطلوب سازه هستند [۵]. لی، فوت^۸ (۲۰۰۶) به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی، سه مدل تحلیلی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه، طراحی شده بر اساس ضوابط آیین‌نامه بین‌المللی ساختمان (IBC) و در نظر گرفتن مقادیر مختلف ضریب رفتار (۸، ۹، ۱۰، ۱۱، ۱۲) بر روی خاک از نوع سخت را بررسی کردند. تحقیقات آن‌ها نشان داد برای ساختمان‌های بلند مرتبه با توجه به اعمال اثرات ΔP و یا

الف) پیش‌بینی قابل اعتماد شتاب طیفی در زمان تناوب اول سازه $[Sa(T_1)]$ ، با احتمال فراگذشت دو درصد در پنجاه سال (با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال). دقت این شتاب طیفی منوط به دقت در تهیه‌ی اطلاعات ورودی فرآیند تحلیل خطر شامل امتداد گسل‌ها، اطلاعات در مورد بزرگای زلزله‌های ثبت شده و تاریخی و فاصله‌ی ساختگاه تا گسل‌های فعال به ویژه برای حوزه‌های نزدیک (فاصله کمتر از ۲۰ کیلومتر) دارد.

ب) مدل کامپیوتری دربردارنده‌ی رفتار واقعی سازه برای اعمال زلزله‌های نادر به سازه مورد نظر شامل خصوصیات مصالح مصرفی، جزئیات اجزائی اعضا و نظایر آن.

پ) مدل کردن رفتار دینامیکی به ویژه پاسخ ورای رفتار الاستیک سازه و اثرات زوال مقاومت و سختی. موارد یاد شده در این نوشتار در مدلی که تحلیل آن با برنامه کامپیوتری OPENSEES انجام شده، در نظر گرفته شده است.

۱-۲- ضابطه پذیرش ایمنی فروریزش سازه

تعیین سطح فروریزش سازه‌ها و ارزیابی حاشیه‌ی ایمنی در برابر آن، به عنوان یکی از روش‌های طراحی بر اساس عملکرد سازه‌ها مطرح شده است (FEMA_P695). مطابق با آیین‌نامه FEMA_P695، به منظور تعیین میزان ایمنی لرزه‌ای سازه به صورت عددی، از پارامتری که معرف نسبت حاشیه ایمنی فروریزش تعدیل شده^۱ (ACMR) است استفاده می‌شود [۲]. برای این منظور، لازم است سازه تحت اثر تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی افزایشده^۲ و دینامیکی افزایشی^۳ (IDA) قرار گیرد و نتایج به دست آمده طبق روش‌هایی که خواهد آمد بررسی گردد.

این آئین نامه ایمنی سازه را به درصد احتمال فروریزش سازه در برابر زلزله‌های نادر منطقه مرتبط می‌نماید. مطابق این آئین نامه سازه باید به نحوی طراحی گردد که احتمال فروریزش آن در برابر زلزله با احتمال فراگذشت دو درصد در پنجاه سال (MCE^۴) کمتر از ده درصد باشد.

۱-۳- منحنی شکنندگی

لازمه دستیابی به هدف استاندارد FEMA_P695 تهیه منحنی شکنندگی سازه می‌باشد تا از طریق آن به احتمال فروریزش بتوان دست یافت. منحنی شکنندگی عبارت است از تابع احتمالاتی تجمعی (CDF^۵) که در آن محور قائم میزان احتمال و محور افقی مقادیر شتاب طیفی در پیوند اول سازه مورد نظر $(Sa(T_1))$ می‌باشد.

گام‌های متوالی تهیه منحنی شکنندگی سازه مورد نظر به شرح زیر است. منحنی‌های IDA برای سازه به‌وسیله‌ی آنالیز دینامیکی غیرخطی

- 1 Adjusted collapse margin ratio
- 2 Pushover
- 3 Incremental dynamic analysis
- 4 Maximum Considered Earthquake
- 5 Cumulative Distribution Function

6 Cumulative Distribution Function

7 Yun, Cornell, and Foutch

8 Lee and Foutch

برای مدل کردن شکل طیف می‌باشد و جامعه مهندسی به پارامتر جدیدی که با در نظر گرفتن تمام پیوندهای فعال پاسخ سازه را نمایندگی کند؛ نیاز دارد. از این رو نیکنام و همکارانشان با بررسی اثر هریک از پارامترهای لرزه‌ای و هم چنین در نظر گرفتن اثر شتاب‌های طیفی مربوط به دوره تناوب اول و بهینه سازه $[Sa(2T1), Sa(T1)]$ فرمولی را جهت محاسبه متوسط ظرفیت فروریزش سازه تحت اثر زلزله‌های دور از گسل ارائه دادند [۱۳].

در این مقاله، قاب‌های خمشی فولادی ویژه ۴، ۶، ۸، ۱۲ طبقه، واقع بر روی چهار نوع خاک منطقه شهر تهران، با هدف ارزیابی مناسب بودن ضریب رفتار (R) ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی (C_d) مورد مطالعه قرار داده شده است. در بخش پایانی مقاله ظرفیت فروریزش سازه با استفاده از فرمول ارائه شده توسط نیکنام و همکاران محاسبه شده و با نتایج بدست آمده از روش ضابطه FEMA_P695 مورد مقایسه قرار داده شده است.

۲- ضرائب عملکرد لرزه‌ای (C_d, Ω_0, R)

در اغلب آیین‌نامه‌ها، تخمین نیروی مؤثر ناشی از زلزله بر ساختمان‌ها، بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی خطی می‌باشد. برش پایه نظیر این نیروها به علت آن که سازه‌ها دارای رفتار غیرخطی هستند، با استفاده از ضریب رفتار (R) کاهش داده می‌شوند. ضریب رفتار ارائه شده در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای نشان‌دهنده‌ی توان شکل‌پذیری سازه و مقاومت افزون آن می‌باشد [۶]. جابه‌جایی جانبی غیر خطی (واقعی) سازه ناشی از زلزله‌های شدید را می‌توان با اعمال ضریبی به نام ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی (C_d) ، به جابه‌جایی حاصل شده از تحلیل خطی سازه تحت اثر بارهای جانبی آیین‌نامه‌ای تخمین زد [۱۴].

آنچه مسلم است مقاومت جانبی در رفتار خطی یک سازه، از مقاومت جانبی طراحی سازه به مراتب بیشتر است. ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) بیان‌گر تفاوت بین مقاومت جانبی غیر خطی (واقعی) سازه و مقاومت طراحی آن می‌باشد. ضریب اضافه مقاومت به عواملی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر رفتار غیرخطی یا خطی اعضا، سخت‌شدگی کرنشی و از همه مهم‌تر تیپ کردن اعضا سازه بستگی دارد.

ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل‌پذیری برای تحقیقاتی شبیه آن چه در دست تهیه است با استفاده از آنالیز استاتیکی غیر خطی پوش‌آور محاسبه گردیده است. در شکل ۲ ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب شکل‌پذیری (μ) نشان داده شده‌اند. یادآوری می‌شود که استاندارد ASCE-41-13 [۱۵] ضریب شکل‌پذیری را به شکل خاصی تعریف کرده که خارج از بحث این مقاله می‌باشد.

ضریب رفتار $(R=8)$ ، اطلاعات مطلوبی (از ناپایداری این گونه ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های شدید) در اختیار قرار می‌دهند [۶].

گروه مشاوره‌ای NEHRP (۲۰۱۰)، عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه را با هدف بهبود ضوابط، روش طراحی و با استفاده از روش ارائه شده در آیین‌نامه‌ی FEMA_P695 مورد بررسی قرار دادند. بدین منظور قاب‌های خمشی مورد مطالعه با استفاده از دو روش استاتیکی معادل (ELF) و طیفی (RSA) و با توجه به آیین‌نامه‌های ASCE7-05 و AISC341-05 طراحی شدند. بررسی‌ها نشان داد، به استثنای قاب‌های خمشی فولادی ویژه ساختمان‌های بلند واقع در نواحی با لرزه‌خیزی زیاد، تمام قاب‌های خمشی فولادی ویژه طراحی شده مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌های یاد شده آمریکا، حاشیه ایمنی قابل‌قبولی را بازتاب می‌دهند [۷].

در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه، پارامترهای لرزه‌ای نظیر بزرگا (M)، فاصله‌ساختگاه از امتداد گسل (R)، اپسیلون (ε) (نماینده اثر شکل طیف) از عوامل تأثیرگذار در محاسبه‌ی ظرفیت فروریزش سازه می‌باشند. با توجه به تحقیقات انجام شده توسط بیکر و کرنل [۸ و ۹]، گولت [۱۰]، هاسلستون [۱۱]، از بین پارامترهای لرزه‌ای، تأثیر شکل طیف در دوره تناوب اول سازه، در برآورد ظرفیت فروریزش سازه‌ها بسیار چشمگیر بوده است بطوریکه در نظر گرفتن اثر شکل طیف، سبب تغییر قابل توجهی در ظرفیت فروریزش سازه می‌شود. هم‌چنین مطالعات آقایان بیکر و هاسلستون [۱۲] نشان داد که میانه ظرفیت فروریزش سازه در حالتی که شتاب‌نگاشت‌ها با در نظر گرفتن مقدار اپسیلون در زمان تناوب مد اول (T_1) انتخاب شوند، ۴۵ درصد بیش از حالتی است که در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها از مقدار اپسیلون صرف نظر شود علاوه بر این در نظر گرفتن مقدار اپسیلون در $2T_1$ (نزدیک به T_{col})، سبب افزایش ۲۵ درصدی میانه ظرفیت فروریزش سازه نسبت به حالتی می‌شود که مقدار اپسیلون نادیده گرفته می‌شود. به بیان دیگر، لحاظ نمودن شکل طیفی از زمان تناوب‌های T_1 تا $2T_1$ (دوره تناوب مؤثر) باعث پیش‌بینی دقیق‌تری از ظرفیت فروریزش سازه می‌گردد.

با توجه به مطالب یاد شده، در شبیه‌سازی‌های دینامیکی انجام شده، معیار مقیاس شتاب رکورد زلزله‌ها، شتاب طیفی مربوط به دوره تناوب در اول سازه $Sa(T_1)$ بوده است و اثری از شتاب طیفی مربوط به دوره تناوب مؤثر $Sa(2T_1)$ دیده نمی‌شود. روش ارائه شده در FEMA_P695، پارامتر شکل طیف با پارامتر اپسیلون نمایندگی می‌شود. ایدز [۲۰۱۳] در فصل پنجم پایان‌نامه خود در شکل ۲۶،۵ نشان می‌دهد که شتاب‌نگاشت‌های متفاوت می‌توانند در پریرود غالب سازه دارای اپسیلون برابر ولی دارای شکل طیف‌های متفاوتی باشند. ایدز به خوبی نشان داده است که اپسیلون دارای ضعف‌هایی

- 1 National Earthquake Hazards Reduction
- 2 Equivalent Lateral Force
- 3 Equivalent Lateral Force
- 4 Baker and Cornell
- 5 Goulet
- 6 Haselton
- 7 Eads

T با توجه به رابطه ۶ محاسبه می‌شود. در رابطه مذکور h_x ارتفاع سازه و ضرائب C_u ، C_t ، C_d با توجه به بخش ۲-۸-۱۲ آیین‌نامه ASCE/SEI 7-05 تعیین می‌شوند.

$$T = C_u C_t h_x \quad (۶)$$

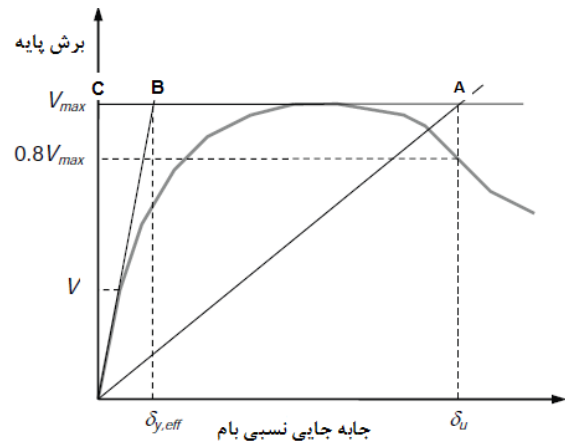
۳- روش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه به روش نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR)

مطابق با دستورالعمل FEMA_P695، به منظور ارائه میزان ایمنی لرزه‌ای فروریزش سازه به صورت عددی، کمیته تحت عنوان نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR) تعریف شده است. در روند ارزیابی عملکردی، ساختمان‌های مورد مطالعه گروه‌بندی می‌شوند به گونه‌ای که هرگروه خصوصیات عملکردی مشابهی داشته باشند. مدل‌های غیرخطی هر یک از ساختمان‌ها تهیه و رفتار لرزه‌ای آن‌ها با استفاده از آنالیزدینامیکی غیر خطی افزایشی (IDA) مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

ضریب رفتار (R) یکی از ضرائب عملکرد لرزه‌ای می‌باشد که به صورت قابل توجهی بر روی طراحی و در نتیجه عملکرد سازه تأثیر می‌گذارد. از آنجایی که مقادیر ضریب رفتار تاکنون به صورت خبرگی و قضاوت مهندسی و بدون توجه به خصوصیات پاسخ لرزه‌ای انتخاب شده‌اند، ارزیابی محاسباتی مقادیر ضریب رفتار برای سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای از جمله قاب‌های خمشی فولادی ویژه از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. از این رو در این مقاله، عملکرد پارامترهای لرزه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه که با توجه به مبحث دهم مقررات ملی [۱۶] و استاندارد ۲۸۰۰۰ [۱۷] طراحی شده‌اند، مورد ارزیابی قرار گرفته است.

بطور کلی ارزیابی ضریب رفتار با نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده ساختمان (ACMR)، با توجه به اثر شکل طیف (SSF^2) و مقدار قابل قبول آیین‌نامه‌ای (وابسته به کیفیت اطلاعات استفاده شده در تعریف سیستم، عدم قطعیت سیستم و محدودیت‌های احتمال فروریزش) انجام می‌گیرد. به‌طور خلاصه روند ارزیابی عملکرد به روش نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده (ACMR) شامل مراحل زیر می‌باشد:

- ۱) انجام آنالیز استاتیکی غیر خطی پوش‌آور با هدف محاسبه‌ی ضریب اضافه مقاومت سیستم (Ω) و شکل‌پذیری سازه (μ_T)، همانطور که در شکل ۲ نشان داده شده ضریب شکل‌پذیری نسبت جابه‌جایی حداکثر سازه با توجه به افت ۲۰ درصدی مقاومت جانبی به جابه‌جایی نظیر خطی است.
- ۲) انجام آنالیز دینامیکی افزایشی با هدف تهیه منحنی شکنندگی و محاسبه‌ی ضریب نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR) نظیر میانه منحنی شکنندگی.



شکل ۲: نحوه محاسبه ضریب شکل‌پذیری ($\mu_T=AC/BC$)

Fig. 2. Calculation of ductility coefficient

تعاریف پارامترهای لرزه‌ای طبق استاندارد FEMA_P695 به شرح زیر می‌باشد. ضریب اضافه مقاومت برابر با نسبت مقاومت برش پایه ماکزیمم (V_{max}) به برش پایه طراحی (V) می‌باشد.

$$\Omega = V_{max}/V \quad (۱)$$

ضریب شکل‌پذیری سازه (μ_T) برابر با نسبت جابه‌جایی نهایی بام (δ_u) به جابه‌جایی تسلیم مؤثر بام ($\delta_{y,eff}$) می‌باشد.

$$\mu_T = \delta_u / \delta_{y,eff} \quad (۲)$$

جابه‌جایی نهایی بام مربوط به زمانی است که سازه ۲۰٪ از مقاومت جانبی خود را از دست می‌دهد. ضریب رفتار با توجه به شکل ۳ و رابطه ۴ محاسبه می‌شود. ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی (C_d) با توجه به میزان میرایی در سازه و مقدار ضریب رفتار و با استفاده از رابطه ۵ محاسبه می‌شود.

$$C_s = V/W \quad (۳)$$

$$S_{MT}/C_s = 1.5 R \quad (۴)$$

$$C_d = R/B_1 \quad (۵)$$

که در روابط بالا، V برش پایه طراحی، W وزن لرزه‌ای سازه، S_{MT} شتاب طیفی متناظر با زلزله با احتمال فراگذشت دو درصد در پنجاه سال (MCE)، C_s ضریب زلزله، R ضریب رفتار، C_d ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی، و B_1 ضریبی که بر اساس میرایی مؤثر β_1 و دوره تناوب (T) سازه تعیین می‌شود و مقدار آن برای سازه‌های معمول برابر با واحد می‌باشد [۲].

نظر به اینکه در نظر است که نتایج این مطالعه با مقادیر نظیر FEMA_P695 مقایسه گردد، الزاماً پارامترهای مورد بحث مطابق با روش FEMA_P695 محاسبه می‌گردد. مطابق با دستورالعمل FEMA_P695، دوره تناوب

1 Adjusted Collapse Margin Ratio
2 Spectral shape factor
3 Collapse Margin Ratio

نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده برای هر یک از ساختمان‌ها منحصرأ با محاسبه نسبت حاشیه ایمنی اصلاح شده فروریزش ($ACMR_i$) و مقایسه با مقادیر نظیر ۲۰٪ انجام می‌گیرد. مقدار نسبت حاشیه ایمنی اصلاح شده فروریزش برای هر گروه عملکردی به صورت متوسط محاسبه و با مقادیر نظیر ۱۰ درصد مقایسه می‌گردد ($ACMR_i$).

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه، عملکرد لرزه‌ای مطلوب سازه با برقراری شرط‌های زیر حاصل می‌شود.

$$\begin{aligned} S_{MT} &\leq Sa_{1.0\%} \\ ACMR_i &\geq ACMR_{1.0\%} \\ ACMR_i &\geq ACMR_{7.0\%} \end{aligned}$$

که در آن S_{MT} شتاب طیفی زلزله‌ی با احتمال فراگذشت دو درصد در پنجاه سال (MCE) در زمان تناوب اصلی سازه $Sa_{1.0\%}$ ، (T_1) شتاب طیفی متناظر با احتمال فروریزش ۱۰ درصد سازه می‌باشند.

(۷) محاسبه‌ی ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای (Ω_0): ضریب اضافه مقاومت که در طراحی باید مدنظر قرار گیرد برابر با بزرگ‌ترین مقدار متوسط ضریب اضافه مقاومت در بین گروه‌های عملکردی می‌باشد ($FEMA_P695$).

محاسبه‌ی ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی (C_d) با استفاده از رابطه (۵) ($C_d = R/B$)

مطابق با ضوابط $FEMA_P695$ اگر با بررسی شرایط بند ۶ مناسب بودن ضرائب عملکرد لرزه‌ای منجر به نتیجه مطلوب نشود، آن‌گاه فرآیند طراحی و ارزیابی عملکرد سیستم با توجه به مقدار جدید ضرائب عملکردی (R) باید تکرار شود. به بیان دیگر باید روند ارزیابی عملکرد تکرار گردد تا مقدار بهینه (قابل قبول) ضرائب عملکرد لرزه‌ای سیستم مورد نظر به دست آید [۲].

۴- ضریب خطر یکنواخت ($R_{UR10\%}$)

طبق دستورالعمل $FEMA_P695$ ، یکی از معیارهای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه، مقایسه متوسط حاشیه نسبت فروریزش اصلاح شده ($ACMR_i$) به مقدار نسبت حاشیه ایمنی فروریزش متناظر با احتمال فروریزش ۱۰ درصد ($ACMR_{10\%}$) می‌باشد. به منظور کاهش اختلاف بین $ACMR_i$ و $ACMR_{10\%}$ و بهینه سازی روند طراحی سازه نیاز به ارائه ضریب رفتار نظیر احتمال فروریزش ۱۰ درصد سازه تحت عنوان ضریب خطر یکنواخت ($R_{UR10\%}$) می‌باشد. ضریب خطر یکنواخت ($R_{UR10\%}$) متناظر با هر گروه عملکردی با استفاده از رابطه ۱۲ محاسبه می‌شود.

$$R_{UR10\%} = [(S_{MT} / 1.5) / (V / W)] [ACMR_i / ACMR_{10\%}] \quad (12)$$

(۳) نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR) بیانگر نسبت شتاب طیفی متناظر با میانه ظرفیت فروریزش سازه با میرایی ۵٪ (S_{CT}) است که از منحنی شکنندگی بدست می‌آید به شتاب طیفی زلزله‌ی با احتمال دودرصد در پنجاه سال (MCE) با میرایی ۵٪ (S_{MT}) می‌باشد.

$$CMR = \hat{S}_{CT} / S_{MT} \quad (7)$$

(۴) محاسبه‌ی نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده ($ACMR$): روابط ۸ و ۹ و ۱۰ نحوه محاسبه $ACMR$ را نشان می‌دهد که در آن β_1 پارامتری است که ضریب شکل‌پذیری را به ضریب شکل طیفی (SSF) ارتباط می‌دهد. با استفاده از ضریب شکل طیفی (SSF) که خود وابسته به پیروید اصلی و شکل‌پذیری سازه است [۲].

$$\beta_1 = 0.14 (\mu_T - 1)^{0.42} \quad \mu_T \leq 8 \quad (8)$$

$$SSF = \exp[\beta_1 (\bar{\epsilon}_0(T) - \bar{\epsilon}_0(T)_{records})] \quad (9)$$

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (10)$$

که μ_T ضریب شکل‌پذیری سازه، $\bar{\epsilon}_0(T)$ اسیلون هدف (متوسط اسیلون‌های نظیر دو درصد در پنجاه سال) که با توجه به تفکیک خطر لرزه‌ای ساختمان تعیین می‌شود، $\bar{\epsilon}_0(T)_{records}$ اسیلون متوسط مجموعه ۲۲ جفت رکورد زلزله انتخاب شده، SSF ضریب شکل طیفی، CMR نسبت حاشیه ایمنی فروریزش و $ACMR$ نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده می‌باشد.

(۵) محاسبه‌ی عدم قطعیت‌های فروریزش کلی سیستم (β_{tot}) با توجه به سطح کیفیت ضوابط طراحی و داده‌های آزمایش که از رابطه ۱۱ بدست می‌آید.

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (11)$$

β_{tot} : عدم قطعیت فروریزش کل (مقادیر بین ۰/۲۷۵ و ۰/۹۵)
 β_{RTR} : عدم قطعیت فروریزش رکورد به رکورد (مقادیر بین ۰/۲ و ۰/۴)
 β_{DR} : عدم قطعیت فروریزش مربوط به ضوابط طراحی (مقادیر بین ۰/۱ و ۰/۵)
 β_{TD} : عدم قطعیت فروریزش تعیین شده از طریق داده‌های آزمایش (مقادیر بین ۰/۱ و ۰/۵)
 β_{MDL} : عدم قطعیت فروریزش مربوط به مدل سازی (مقادیر بین ۰/۱ و ۰/۵)

(۶) محاسبه‌ی مقادیر قابل قبول نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده ($ACMR_{1.0\%}$ ، $ACMR_{7.0\%}$) با توجه به عدم قطعیت کلی (β_{tot}):

انجام شده است.

برای انجام تحلیل‌های غیرخطی که ابزاری برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها می‌باشد، نیاز به مدلی است که بتواند رفتار سازه را به درستی شبیه‌سازی کند. در حالت کلی اثر وجود نامنظمی در پلان و پیش‌ساخته‌های سازه‌ای، در آنالیز دو بُعدی در نظر گرفته نمی‌شود، از این رو با توجه به منظم بودن ساختمان‌های مورد بررسی در پلان و ارتفاع، مدل دو بُعدی انتخاب شده است. به منظور مدل‌سازی سازه‌ها در نرم‌افزار OPENSEES، از مدل پلاستیسیته متمرکز (مفصل پلاستیک) استفاده شده است تا مدهای مهم مانند زوال سختی و مقاومت در نظر گرفته شود. در مدل‌سازی غیر خطی سازه‌ها به روش مفصل پلاستیک، از روابط پیشنهادی ایبارا و کراوینگر^۱ استفاده شده است [۲۰ و ۱۹].

در مدل پلاستیسیته متمرکز، المان‌های تیر و ستون به صورت المان‌های الاستیک که در دو انتهای آن مفصل پلاستیک وجود دارد مدل شده‌اند. برای مدل کردن مفصل پلاستیک از فرم‌های دورانی استفاده میشود و پارامترهای مربوط به فرم‌های دورانی با توجه به منحنی‌های سه خطی اعضا^۲ و مطالعات آزمایشگاهی به دست می‌آید [۲۱].

تغییر شکل‌های برشی چشمه برشی^۳ اتصال تأثیر قابل توجهی بر جابه‌جایی‌های نسبی خطی و غیر خطی طبقات قاب فولادی دارد. برای مدل کردن چشمه برشی اتصال از هشت المان صلب الاستیک استفاده می‌شود که توسط چهار مفصل در گوشه‌ها به هم متصل شده‌اند. به منظور مدل کردن سختی و مقاومت چشمه برشی اتصال از یک یا دو فنر دورانی در گوشه‌های آن و یا یک فنر انتقالی واقع بر قطر چشمه برشی به‌گونه‌ای که دو گوشه مقابل آن را به هم وصل کند، استفاده می‌شود [۲۲].

پلان ساختمان‌های مورد مطالعه در شکل ۶ نشان داده شده است. بارگذاری ثقلی سازه در جدول ۱ نشان داده شده است.

جدول ۱: بارگذاری ثقلی سازه

Table 1. Gravity loads of structure

	بار مرده (kg/m ²)	بار زنده (kg/m ²)
بام	۶۰۰	۱۵۰
طبقات	۶۲۰	۲۰۰

با توجه به تقارن سازه، تحلیل غیرخطی بر روی قاب میانی جهت X، انجام شده است. مشخصات قاب‌های خمشی فولادی ویژه مدل شده با استفاده از نرم‌افزار OPENSEES، در جدول ۲ نشان داده شده است.

قسمت اول عبارت فوق ضریب رفتار در نظر گرفته شده در طراحی و قسمت دوم عبارت به منظور اصلاح ضریب رفتار برای سطح فروریزش ده درصد می‌باشد. نکته قابل اهمیت اینکه رابطه‌ی ۱۲، برای کشور آمریکا بر اساس شتاب طیفی ریسک محور می‌باشد. با توجه به اینکه استاندارد ۲۸۰۰ بصورت خطر لرزه‌ای و بدون ریسک ارائه شده، رابطه ۱۲ برای طیف در ایران که بر اساس احتمال فراگذشت ده درصد در سال تهیه شده و در مناطقی از ایران متناسب با پارامتر ۱/۵ نیست (پارامتر ۱/۵ برای مناطق مختلف ایران صادق نیست) بصورت رابطه (۱۲a) قابل ارائه می‌باشد.

$$R_{UR10\%} = (R_{2800}) \left[\overline{ACMR}_i / ACMR_{10\%} \right] \quad (12a)$$

در این مقاله از رابطه (۱۲a) برای ارزیابی ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.

در رابطه ۱۲، [۱۸، معادله ۱-۲] مقدار $ACMR_{10\%}$ مقدار CMR تعدیل شده نظیرمیانه ظرفیت فروریزش با احتمال فروریزش ده درصد ناشی از زلزله نادر (MCE) است. به بیان دیگر اگر (\overline{ACMR}_i) محاسبه شده با $ACMR_{10\%}$ برابر باشد اولاً ضریب رفتار انتخاب شده درست است و دقیقاً سازه را به شرایطی می‌رساند که در برابر زلزله نادر ده درصد احتمال فروریزش دارد.

به بیان دیگر کمتر بودن مقدار (\overline{ACMR}_i) از $ACMR_{10\%}$ نشان دهنده‌ی این مطلب است که احتمال فروریزش شتاب طیفی سطح MCE بیش از ۱۰٪ می‌باشد. این رخداد باعث کاهش مقدار ضریب رفتار در نظر گرفته شده در طراحی و بیش تر شدن مقدار (\overline{ACMR}_i) از $ACMR_{10\%}$ نشان دهنده احتمال فروریزش شتاب طیفی سطح MCE کمتر از ۱۰٪ و به تبع آن در نظر گرفتن مقدار ضریب رفتار بیش تر در طراحی سازه می‌باشد [۱۸].

۵- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه

به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه و صحت سنجی مقدار ضریب رفتار (R) بکار رفته و تعیین ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی (C_d) در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، تعداد ۱۶ قاب خمشی فولادی ویژه مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ایران طراحی شد. تمامی ضرائب برای طراحی، در ابتدا مقادیر پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شده است ($C_d=5.5$, $R=7.5$). برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه چهار گروه عملکردی در نظر گرفته شده است. گروه عملکردی‌های در نظر گرفته شده، شامل ساختمان‌های ۴، ۶، ۸، ۱۲ طبقه واقع بر روی چهار نوع خاک می‌باشد.

۵-۱- مدل‌سازی سازه

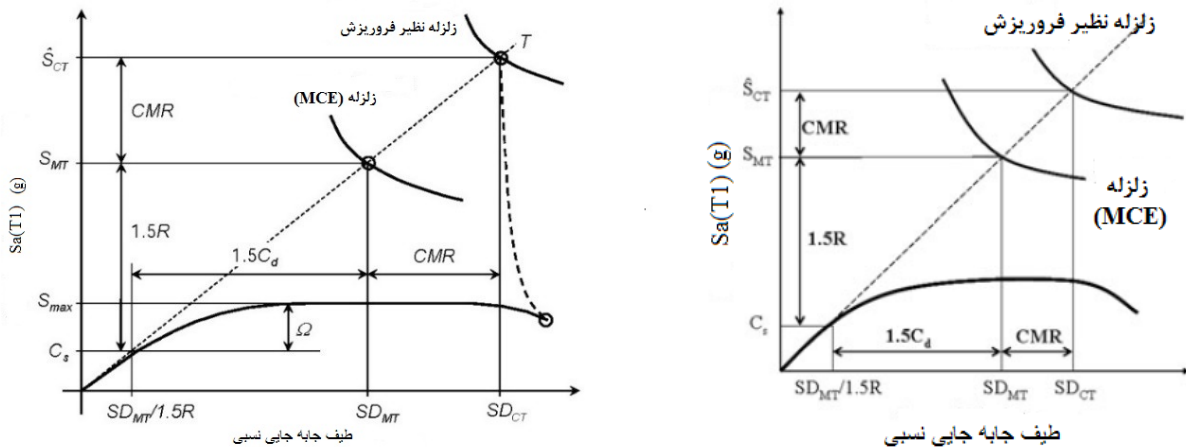
تحلیل و طراحی خطی ساختمان‌های مورد بررسی، با استفاده از نرم‌افزار ETABS و تحلیل غیر خطی آن‌ها با استفاده از نرم‌افزار OPENSEES

1 Ibarra and Krawinkler
2 Backbone curve
3 Panel Zone

جدول ۲: مشخصات قاب‌های خمشی فولادی ویژه

Table 2. Specification for steel special moment frames

نوع خاک	شماره	تعداد طبقات	ارتفاع (m)	برش پایه طراحی (KN)	بارگذاری زلزله	پریود تجربی (ثانیه)
۱	۱	۴	۱۲	۲۳۷/۰۸	استاتیکی معادل	۰/۵۲
	۲	۶	۱۸	۲۳۷/۸۱	استاتیکی معادل	۰/۶۹
	۳	۸	۲۴	۲۶۴/۹۹	استاتیکی معادل	۰/۸۷
	۴	۱۲	۳۶	۳۱۲/۲۴۲	استاتیکی معادل	۱/۱۸
۲	۵	۴	۱۲	۲۴۸/۲۱	استاتیکی معادل	۰/۵۲
	۶	۶	۱۸	۲۹۴/۲	استاتیکی معادل	۰/۶۹
	۷	۸	۲۴	۳۱۵/۵۶	استاتیکی معادل	۰/۸۷
	۸	۱۲	۳۶	۳۷۹/۳۴	استاتیکی معادل	۱/۱۸
۳	۹	۴	۱۲	۲۸۸/۱	استاتیکی معادل	۰/۵۲
	۱۰	۶	۱۸	۴۳۳/۵۱	استاتیکی معادل	۰/۶۹
	۱۱	۸	۲۴	۴۸۶/۹	استاتیکی معادل	۰/۸۷
	۱۲	۱۲	۳۶	۵۹۵/۱۳	استاتیکی معادل	۱/۱۸
۴	۱۳	۴	۱۲	۲۸۹/۹	استاتیکی معادل	۰/۵۲
	۱۴	۶	۱۸	۴۴۷/۱	استاتیکی معادل	۰/۶۹
	۱۵	۸	۲۴	۶۰۲/۸۳	استاتیکی معادل	۰/۸۷
	۱۶	۱۲	۳۶	۸۲۹/۲۶	استاتیکی معادل	۱/۱۸

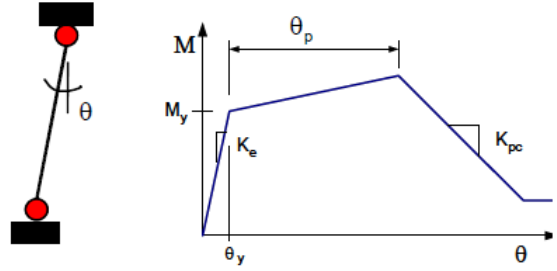


شکل ۳: محاسبه ضریب رفتار مطابق با دستورالعمل FEMA_P695

Fig. 3. Calculation of response modification factor based on FEMA_P695 method

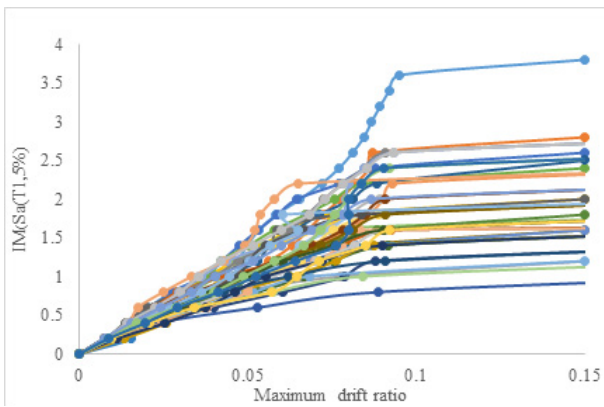
۵-۲- نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

بطوریکه قبلاً اشاره شد جهت انجام آنالیز دینامیکی افزایشی، ۲۲ شتاب‌نگاشت زوج مؤلفه زلزله‌های دور از گسل FEMA_P695 به قاب‌های خمشی فولادی ویژه مدل شده با نرم افزار OPENSEES، اثر داده شد (شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های ذکر شده، از سایت PEER [۲۳] استخراج شده است). با توجه به ظرفیت فروریزش به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی شکست سازه برآورد شده است [۲۴]. به عنوان نمونه منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی فولادی ویژه ۴ طبقه واقع بر روی خاک نوع ۲ و منحنی‌های شکست برآورد شده قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی هر چهار نوع خاک به ترتیب در شکل‌های ۷ و ۸ تا ۱۱ نشان داده شده است.



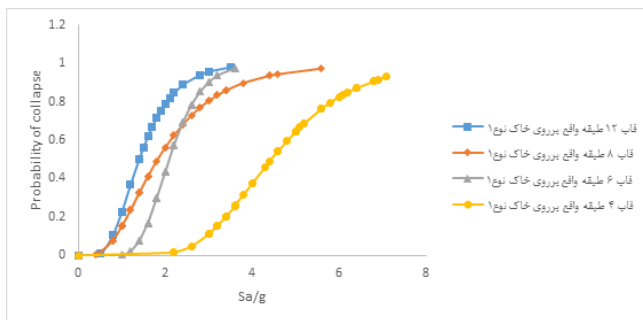
شکل ۴: المان با مفصل پلاستیک و منحنی سه خطی

Fig. 4. An element with plastic hinge and backbone curve



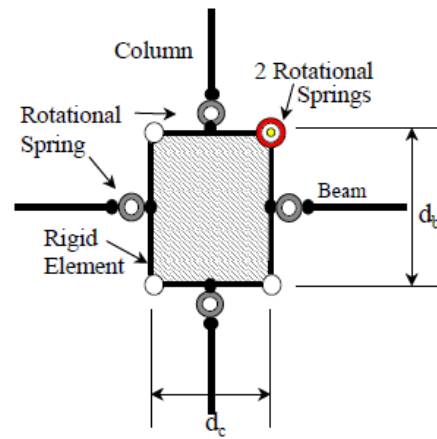
شکل ۷: منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی فولادی ویژه ۴ طبقه واقع بر روی خاک نوع ۲

Fig. 7. IDA curve of 4-story structure for soil type 2



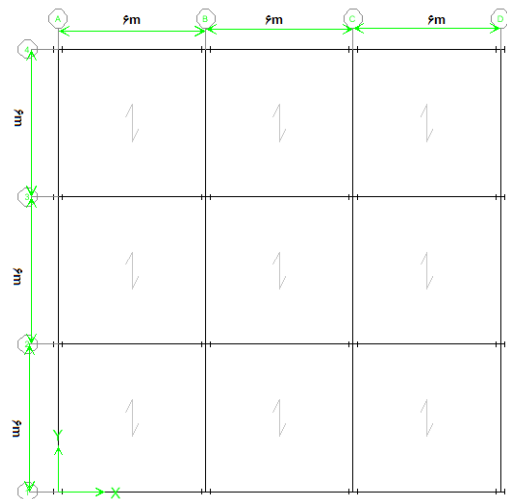
شکل ۸: منحنی شکست قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۱

Fig. 8. CDF curve of steel special moment frame for soil type 1



شکل ۵: مدل تحلیلی چشمه‌ی برشی اتصال

Fig. 5. Analytical model of shear connection panel zone



شکل ۶: پلان ساختمان‌های مورد مطالعه (دارای دهانه‌های ۶ متری در هر دو جهت x و y)

Fig. 6. Building plan view of model in this study

نتایج حاصل شده از تحلیل دینامیکی افزایشی در جدول ۳ نشان داده شده است.

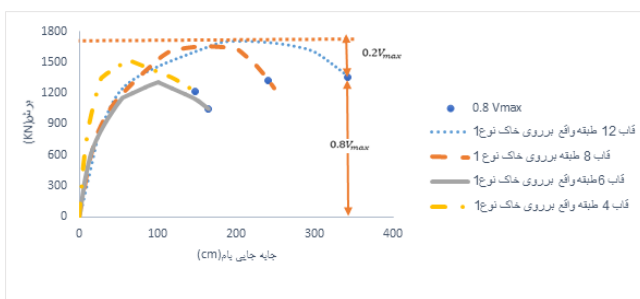
با توجه به جدول ۳، مقدار شتاب طیفی سطح خطر با احتمال فراگذشت دو درصد در پنجاه سال (S_{MT}) (MCE)، تمام قاب‌های طراحی شده، کم‌تر از شتاب فروریزش اصلاح شده متناظر با احتمال فروریزش ۱۰٪ است. بنابراین با توجه مقدار ضریب رفتار (R) ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰، با توجه به ضوابط FEMA_P695 قابل قبول می‌باشد.

همچنین، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده $(ACMR_i)$ هر یک از قاب‌های طراحی شده از مقدار قابل قبول آیین‌نامه‌ای $ACMR_{20\%}$ و مقدار میانگین نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده $ACMR_i$ هر یک از گروه‌های عملکردی از مقدار قابل قبول آیین‌نامه‌ای $ACMR_{10\%}$ بیشتر شده است، بنابراین مطابق با ضابطه‌ی FEMA_P695، تمامی قاب‌های خمشی فولادی ویژه طراحی شده، حاشیه ایمنی قابل قبولی را در برابر زلزله نادر (MCE) تأمین می‌کنند و دارای عملکرد لرزه‌ای مطلوب هستند. به بیان دیگر اگر ایرادی را که بر اسپیلن (ε) به عنوان فاکتور شکل طیفی از فرایند فوق چشم پوشی شود طراحی این سازه‌ها با ضوابط موجود قابل پذیرش هستند.

۵-۳- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور

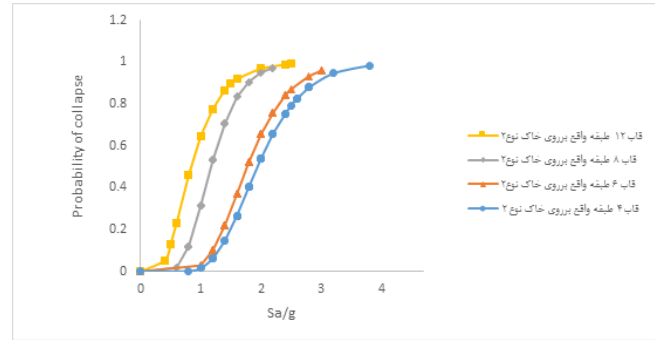
در آنالیز بار افزون، سازه تحت اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار طبق ترکیب بار $1/0.5D + 0/25L$ و بارهای استاتیکی جانبی می‌باشد. توزیع عمودی بار جانبی F_x در هر طبقه x ، متناسب با شکل مود اصلی سازه مورد نظر می‌باشد [۲].

نمودارهای تحلیل پوش آور در شکل ۱۲ تا ۱۵ نشان داده شده است. به طوریکه در اشکال پیدا است تحلیل بار افزون تا ۲۰ درصد افت مقاومت ادامه و از آن به بعد قطع شده است (بر اساس ضابطه FEMA_P695)



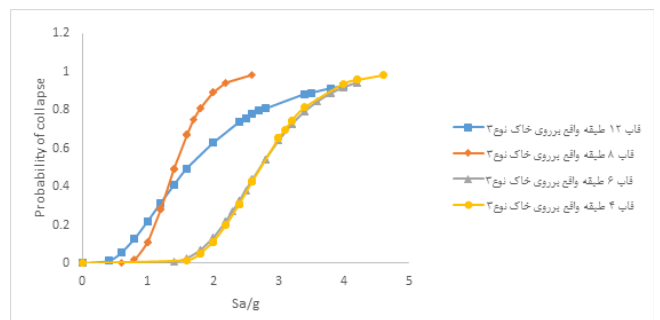
شکل ۱۲: نمودار پوش آور قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۱

Fig. 12. Pushover curve of steel special moment frame for soil type 1



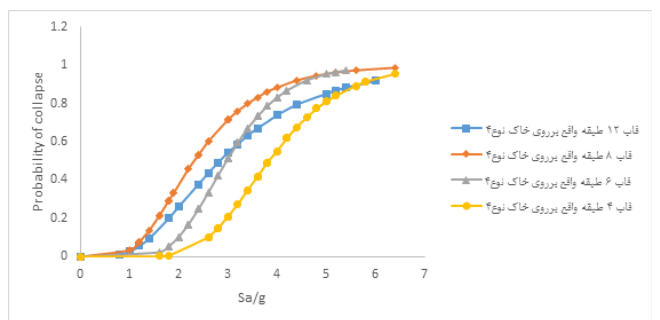
شکل ۹: منحنی شکست قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۲

Fig. 9. CDF curve of steel special moment frame for soil type 2



شکل ۱۰: منحنی شکست قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۳

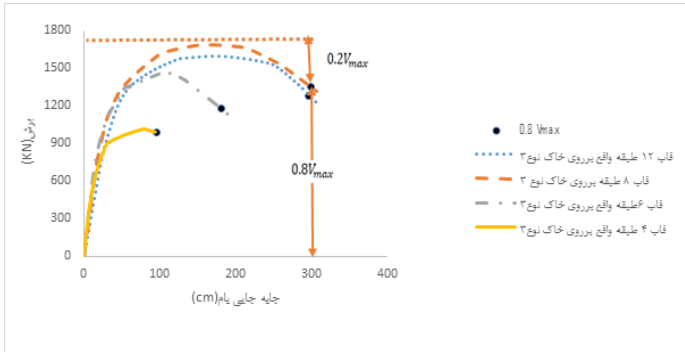
Fig. 10. CDF curve of steel special moment frame for soil type 3



شکل ۱۱: منحنی شکست قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۴

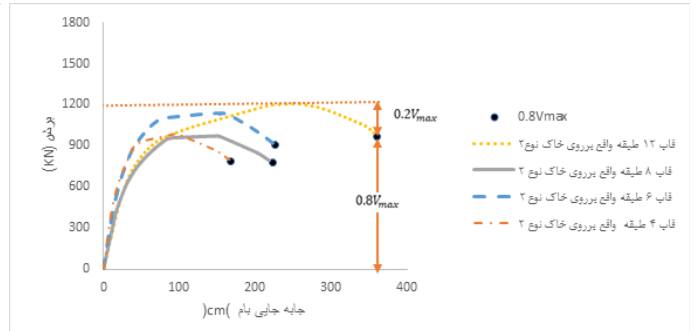
Fig. 11. CDF curve of steel special moment frame for soil type 4

با توجه به میانه ظرفیت فروریزش به دست آمده از منحنی‌های شکست (S_{CT}) و طیف طرح شتاب متناظر با سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال (S_{MT}) ، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده سازه $(ACMR)$ با استفاده از رابطه ۱۰ محاسبه شده است.



شکل ۱۴: نمودار پوشش آور قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۳

Fig. 14. Pushover curve of steel special moment frame for soil type 3



شکل ۱۳: نمودار پوشش آور قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۲

Fig. 13. Pushover curve of steel special moment frame for soil type 2

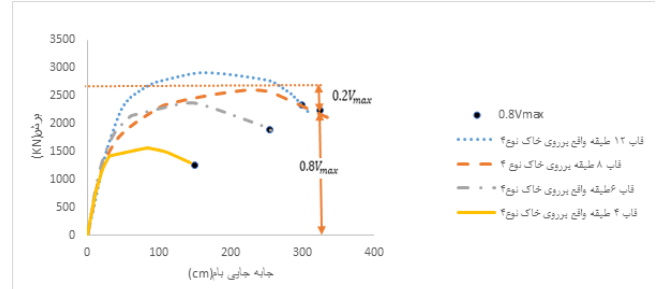
جدول ۳: نسبت حاشیه ایمنی فروریزش قاب‌های خمشی فولادی ویژه (CMR) و اصلاح شده آن نظیر ده درصد و بیست درصد $(ACMR_{10\%}, ACMR_{20\%})$

Table 3. Collapse margin ratio and its corresponding $ACMR_{10\%}$ and $ACMR_{20\%}$ applied for steel special moment frames

نوع خاک	تعداد طبقات	$T=C_u \cdot C_t \cdot h_x^x$	S_{CT}	$S_{MT}(T)$	Sa (%۱۰)	CMR	SSF	SSF*Sa (%۱۰)	ACMR	$ACMR_{(20\%)}$	Pass/Fail
۱	۴	۰/۷۴	۴/۵g	۱/۶g	۲/۸۵g	۲/۸۱	۱/۵۷	۴/۴۷g	۴/۴۲	۱/۵۶	P
	۶	۱/۰۲۳	۲/۱g	۱/۳g	۱/۴۵g	۱/۶۲	۱/۶	۲/۳۲g	۲/۵۸	۱/۵۶	P
	۸	۱/۲۸۸	۱/۸g	۰/۹g	۰/۸۵g	۲	۱/۵	۱/۲۷۵g	۳	۱/۵۶	P
	۱۲	۱/۷۸	۱/۴g	۰/۵g	۰/۸g	۲/۸	۱/۴۱	۱/۱۲۸g	۳/۹۵	۱/۵۶	P
میانگین گروه عملکردی ۱									$ACMR_{10\%}=1/96$	۳/۴۹	P
۲	۴	۰/۷۴	۱/۹۶g	۱/۷g	۱/۳g	۱/۱۵	۱/۵۸	۲/۰۵۴g	۱/۸۲	۱/۵۶	P
	۶	۱/۰۲۳	۱/۷۷g	۱/۴۹g	۱/۱۸g	۱/۱۹	۱/۵۷	۱/۸۵g	۱/۸۸	۱/۵۶	P
	۸	۱/۲۸۸	۱/۱۷g	۱g	۰/۷۵g	۱/۱۷	۱/۴۶	۱/۰۹۵g	۱/۷۱	۱/۵۶	P
	۱۲	۱/۷۸	۰/۸۶g	۰/۵g	۰/۵g	۱/۷۲	۱/۴۲	۰/۷۱g	۲/۴۴	۱/۵۶	P
میانگین گروه عملکردی ۲									$ACMR_{10\%}=1/96$	۱/۹۶	P
۳	۴	۰/۷۴	۲/۷g	۱/۷g	۱/۹۵g	۱/۵۹	۱/۴۵	۲/۸۳g	۲/۳	۱/۵۶	P
	۶	۱/۰۲۳	۲/۶۷g	۱/۳g	۱/۸۵g	۲/۰۵	۱/۶۵	۳/۰۵g	۳/۳۹	۱/۵۶	P
	۸	۱/۲۸۸	۱/۴g	۰/۹g	۱g	۱/۵۶	۱/۶۵	۱/۶۵g	۲/۵۷	۱/۵۶	P
	۱۲	۱/۷۸	۱/۶g	۰/۶g	۰/۷۲g	۲/۶۷	۱/۴۶	۱/۰۵g	۳/۸۹	۱/۵۶	P
میانگین گروه عملکردی ۳									$ACMR_{10\%}=1/96$	۳/۰۴	P
۴	۴	۰/۷۴	۳/۸g	۱/۵g	۲/۶g	۲/۵۳	۱/۵۵	۴/۰۳g	۳/۹۳	۱/۵۶	P
	۶	۱/۰۲۳	۲/۹۸g	۱/۵g	۲g	۱/۹۹	۱/۷۶	۳/۵۲g	۳/۵	۱/۵۶	P
	۸	۱/۲۸۸	۲/۳g	۱/۲g	۱/۲۵g	۱/۹۲	۱/۶۵	۲/۰۶g	۳/۱۶	۱/۵۶	p
	۱۲	۱/۷۸	۲/۸۵g	۰/۷۵g	۱/۴۵g	۳/۸	۱/۴۸	۲/۱۴۶g	۵/۶	۱/۵۶	P
میانگین گروه عملکردی ۴									$ACMR_{10\%}=1/96$	۴/۰۵	P

نتایج حاصل شده از تحلیل استاتیکی غیر خطی پوش آور در جدول ۴ نشان داده است.

با توجه به نتایج نشان داده شده در جدول ۴ و ضابطه FEMA_P695، ضریب اضافه مقاومت که در طراحی باید مدنظر قرارگیرد برابر با بزرگترین مقدار متوسط در گروه‌های عملکردی است [۲]. گروه عملکردی کنترل کننده ضریب اضافه مقاومت (Ω_0)، گروه عملکردی ۱ می‌باشد زیرا دارای مقدار متوسط ضریب اضافه مقاومت بیش تری است. بنابراین این مطالعه مقدار عددی $\Omega_0/8$ به عنوان ضریب اضافه مقاومت قاب‌های خمشی فولادی ویژه را بازتاب می‌دهد.



شکل ۱۵: نمودار پوش آور قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۴

Fig. 15. Pushover curve of steel special moment frame for soil type 4

جدول ۴: نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی پوش آور

Table 4. Results of nonlinear static analysis-pushover

نوع خاک	تعداد طبقات	وزن لرزه‌ای W(KN)	برش پایه ماکزیمم V_{max} (KN)	$0.8V_{max}$	برش پایه- طراحی V(KN)	جابه جایی نهایی δ_u (cm)	جابه جایی تسلیم $\delta_{y,eff}$ (cm)	ضریب شکل پذیری μ_T	ضریب اضافه مقاومت Ω
۱	۴	۲۲۲۸/۲	۱۵۱۶/۱۹۴	۱۲۱۲/۹۵۵	۲۳۷/۰۸	۱۴۸	۱۸	۸/۲	۶/۳
	۶	۳۳۴۹/۴۴	۱۳۰۶/۶۲۶	۱۰۴۵/۳۰۱	۲۳۷/۸۱	۱۶۵	۲۵	۶/۶	۵/۴
	۸	۴۴۹۱/۳۶	۱۶۵۴/۶۲۳	۱۳۲۳/۶۹۸	۲۶۴/۹۹	۲۴۰	۴۰	۶	۶/۲
	۱۲	۶۷۸۷/۸۷	۱۷۰۰/۷۶۱	۱۳۶۰/۶۰۹	۳۱۲/۲۴۲	۳۴۲	۵۰	۶/۸۴	۵/۴
									میانگین
۲	۴	۲۱۹۶/۳۹	۹۸۸/۰۸	۷۹۰/۴۹	۲۴۸/۲۱	۱۶۷/۴	۲۲/۹	۷/۳۲	۳/۹
	۶	۳۳۸۱/۷۲	۱۱۳۵	۹۰۸/۰۱	۲۹۴/۲	۲۲۵/۸	۳۴/۳	۶/۵۸	۳/۸
	۸	۴۳۸۲/۷۴	۹۷۱/۸۵	۷۷۷/۴۶	۳۱۵/۵۶	۲۲۳/۵	۳۸/۱	۵/۸۶	۳/۰۸
	۱۲	۶۷۷۴/۲	۱۲۰۴/۷۶	۹۶۳/۸	۳۷۹/۳۴	۳۵۹/۹	۵۴/۶	۶/۵۹	۳/۱۷
									میانگین
۳	۴	۲۲۱۶/۷	۱۰۱۵/۹	۹۸۸/۵۲	۲۸۸/۲	۹۶	۱۷/۸	۵/۴	۳/۵۳
	۶	۳۳۸۶/۸	۱۴۷۲/۹	۱۱۷۸/۳۴	۴۳۳/۵۱	۱۸۲	۲۵	۷/۲۸	۳/۳۹
	۸	۴۵۵۲/۳	۱۶۹۱/۷	۱۳۵۳/۳	۴۸۷/۳	۲۹۹/۸	۳۹/۱	۷/۶۶	۳/۴۷
	۱۲	۷۰۸۴/۹	۱۶۰۰/۳۲	۱۲۸۰/۲۶	۵۹۵/۱۳	۲۹۷/۲	۴۸/۳	۶/۱۵	۲/۶۹
									میانگین
۴	۴	۲۲۳۰	۱۵۶۹/۳۶۱	۱۲۵۵/۴۹	۲۸۹/۹	۱۵۰	۲۲/۸۶	۶/۵۶	۵/۴
	۶	۳۴۶۵/۵۲۶	۲۳۷۶/۶۱۲	۱۹۰۱/۲۹	۴۴۷/۱	۲۵۵	۳۰	۸/۵	۵/۳۱
	۸	۴۶۷۳/۰۷۴	۲۶۱۳/۴۸۱	۲۰۹۰/۷۸۴	۶۰۲/۸۳	۳۲۵	۳۸	۸/۵۵	۴/۳
	۱۲	۷۲۹۹/۷۹۴	۲۹۲۰/۰۳۷	۲۳۳۶/۰۲۹	۸۲۹/۲۶	۲۹۹/۷۲	۴۸	۶/۲۴	۳/۵
									میانگین

در رابطه فوق T_1 زمان تناوب اول سازه، $Sa_{col-cap}(T_1)$ ظرفیت فروریزش سازه، $RDR_{ult-str}$ ماکزیمم جابه‌جایی نسبی بام در زمان کاهش ۲۰٪ مقاومت جانبی سازه، $Sa_{GM-MCE}(T_1)$ شتاب متناظر با MCE در زمان تناوب اول (T_1) ، $Sa_{MCE-GM}(2T_1)$ شتاب همزمان $2T_1$ با MCE در زمان تناوب (T_1) می‌باشند.

جدول ۵ و ۶ به ترتیب نشان دهنده ظرفیت فروریزش محاسبه شده با استفاده از رابطه ۱۳ و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه با توجه به دستورالعمل FEMA_P695 و ضریب خطر یکنواخت $(R_{U10\%})$ محاسبه شده برای هر گروه عملکردی می‌باشد.

۶- مقایسه ظرفیت فروریزش سازه با استفاده از متوسط ظرفیت باربری سازه بر مبنای شکل طیفی [۱۳]

در این بخش به محاسبه و مقایسه‌ی ظرفیت فروریزش سازه با استفاده از رابطه‌ای که بر اساس پارامتر شکل طیفی برای زلزله‌های دور از گسل ارائه شده [۱۳] پرداخته می‌شود. فرمول مذکور با معادله ۱۳ نشان داده شده است.

$$Sa_{col-cap}(T_1) = Sa_{GM-MCE}(T_1) [3.86 ((2Sa_{MCE-GM}(T_1) + Sa_{MCE-GM}(2T_1)) / (Sa_{MCE-GM}(T_1) \times Sa_{MCE-GM}(2T_1))) e^{(0.528/T_1)} RDR_{ult-str}^2 + 1.629] \quad (13)$$

جدول ۵: ظرفیت فروریزش محاسبه شده با استفاده از رابطه (۱۳)

Table 5. Collapse capacity value calculated from Equation (13)

نوع خاک	طبقات	$Sa_{GM-MCE}(T_1)$	$Sa_{MCE-GM}(2T_1)$	$RDR_{ult-str}$	$Sa_{col-cap}(T_1)$	$ACMR_{this\ study} / (Sa_{col-cap}(T_1) / S_{MT})$	$ACMR_{FEMA} / (S_{CT} / S_{MT})$	$ACMR_{this\ study} / ACMR_{FEMA}$
۱	۴	g/۲۱	g ۰/۱۴	۰/۱۲	g ۴/۰۶	۲/۵۳	۴/۴۲	۰/۵۷
۶	۶	g ۰/۸۳	g ۰/۱۲	۰/۰۹	g ۲/۰۹	۱/۶۱	۲/۵۸	۰/۶۲
۸	۸	g ۰/۵	g ۰/۰۶	۰/۱	g ۱/۸	۲	۳	۰/۶۷
۱۲	۱۲	g ۰/۳	g ۰/۰۳	۰/۰۹۵	g ۱/۴۴	۲/۸۸	۳/۹۵	۰/۷۳
۲	۴	g ۱/۰۳	g ۰/۲۱	۰/۱۴	g ۳/۰۴	۱/۷۹	۱/۸۲	۰/۹۸
۶	۶	g ۰/۷	g ۰/۰۸	۰/۱۲۵	g ۲/۷۵	۱/۸۴	۱/۸۸	۰/۹۸
۸	۸	g ۰/۴۳	g ۰/۰۶	۰/۰۹۳	g ۱/۳۴	۱/۶۸	۱/۷۱	۰/۹۸
۱۲	۱۲	g ۰/۳۴	g ۰/۰۶	۰/۱	g ۱/۱۱	۲/۲۳	۲/۴۴	۰/۹۱
۳	۴	g ۰/۹۷	g ۰/۳	۰/۰۸	g ۱/۸۹	۱/۱۱	۲/۳	۰/۴۸
۶	۶	g ۰/۸۴	g ۰/۲	۰/۱	g ۱/۹۵	۱/۶۳	۳/۳۹	۰/۴۸
۸	۸	g ۰/۵۸	g ۰/۲۲	۰/۱۲۵	g ۱/۴۹	۱/۶۶	۲/۵۷	۰/۶۵
۱۲	۱۲	g ۰/۳۲	g ۰/۱۴	۰/۰۸۲	g ۰/۷	۱/۶	۳/۸۹	۰/۴۱
۴	۴	g ۱/۱۴	g ۰/۶۲	۰/۱۲۵	g ۲/۳۷	۱/۵۸	۳/۹۳	۰/۴
۶	۶	g ۱/۱۸	g ۰/۴۳	۰/۱۴۲	g ۲/۷۹	۱/۸۶	۳/۵	۰/۵۳
۸	۸	g ۱/۲۲	g ۰/۲۸	۰/۱۳۵	g ۳/۰۶	۲/۵۵	۳/۱۶	۰/۸۱
۱۲	۱۲	g ۱/۰۱	g ۰/۱۹	۰/۰۸۳	g ۲/۱	۲/۸	۵/۶	۰/۵

جدول ۶: نمایش مقادیر ACMR به روش FEMA_P695 و رابطه ۱۳ و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه با توجه به دستورالعمل FEMA_P695 و رابطه ۱۳، و ضریب خطر یکنواخت هر گروه عملکردی ($R_{UR10\%}$)

Table 6. ACMR value and Seismic evaluation of steel special moment frame calculated from FEMA_P695 and Equation (13), and corresponding $R_{UR10\%}$

نوع خاک	طبقات	$ACMR_{this\ study} = (S_{a_{col-cap}}(T_1)) / (S_{MT})$	$ACMR_{FEMA} = (S_{CT} / S_{MT})$	$ACMR_{20\%}$	Pass/Fail $ACMR_{this\ study}$	Pass/Fail $ACMR_{FEMA}$
۱	۴	۲/۵۳	۴/۴۲	۱/۵۶	P	P
	۶	۱/۶۱	۲/۵۸	۱/۵۶	P	P
	۸	۲	۳	۱/۵۶	P	P
	۱۲	۲/۸۸	۳/۹۵	۱/۵۶	P	P
میانگین گروه عملکردی ۱		۲/۲۶	۳/۴۹	$ACMR_{10\%}=1/96$	P	P
$R_{UR10\%}$	۸/۶	۱۳/۳				
۲	۴	۱/۷۹	۱/۸۲	۱/۵۶	P	P
	۶	۱/۸۴	۱/۸۸	۱/۵۶	P	P
	۸	۱/۶۸	۱/۷۱	۱/۵۶	P	P
	۱۲	۲/۲۳	۲/۴۴	۱/۵۶	P	P
میانگین گروه عملکردی ۲		۱/۸۹	۱/۹۶	$ACMR_{10\%}=1/96$	F	P
$R_{UR10\%}$	۷/۲	۷/۵				
۳	۴	۱/۱۱	۲/۳	۱/۵۶	F	P
	۶	۱/۶۳	۳/۳۹	۱/۵۶	P	P
	۸	۱/۶۶	۲/۵۷	۱/۵۶	P	P
	۱۲	۱/۶	۳/۸۹	۱/۵۶	P	P
میانگین گروه عملکردی ۳		۱/۵	۳/۰۴	$ACMR_{10\%}=1/96$	F	P
$R_{UR10\%}$	۵/۷	۱۱/۶				
۴	۴	۱/۵۸	۳/۹۳	۱/۵۶	P	P
	۶	۱/۸۶	۳/۵	۱/۵۶	P	P
	۸	۲/۵۵	۳/۱۶	۱/۵۶	P	P
	۱۲	۲/۸	۵/۶	۱/۵۶	P	P
میانگین گروه عملکردی ۴		۲/۲	۴/۰۵	$ACMR_{10\%}=1/96$	P	P
$R_{UR10\%}$	۸/۴	۱۵/۴				

(LS) مسکوت است.

اینکه با استفاده از ضوابط FEMA_P695 پارامترهای لرزه‌ای سازه‌هایی که بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند به لحاظ ایمنی فروریزش کنترل شوند امری بسیار سودمند است زیرا بالاخره ارزش جان کسانی که در این سازه‌ها سکونت دارند کم‌تر از دیگران نیست. و بالاخره اینکه از ضوابطی کاملتر از ضوابط FEMA_P695 [۱۳] که در آن شکل طیفی به صورت فیزیکی تعریف شده است چشم انداز امیدبخشی به طراحان می‌دهد که امیدوار است دستیابی به آن امکان‌پذیر باشد.

۹- نتیجه‌گیری

۱. مطابق ضابطه FEMA_P695 و نتایج بدست آمده از روش نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR)، تمامی قاب‌های خمشی فولادی ویژه مورد بررسی عملکرد لرزه‌ای مطلوبی دارند، در حالیکه استفاده از رابطه ۱۳ در محاسبه‌ی ظرفیت فروریزش سازه، نتیجه دیگری به دنبال دارد. بطور فشرده در صورت استفاده از رابطه مذکور، عملکرد لرزه‌ای گروه‌های عملکردی ۲ و ۳ (قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۲ و ۳) تایید نمی‌شود و این پرسش را ایجاد می‌کند که آیا ضوابط FEMA_P695 به دلیل قبول اپسیلون به‌عنوان شکل طیفی سؤال برانگیز نیست؟
 ۲. مطابق ضوابط مرجع [۱۳] ضریب خطر یکنواخت ($R_{U10\%}$) گروه‌های عملکردی ۲ و ۳ از ضریب رفتار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ($R=7/5$) کم‌تر می‌باشد و این می‌تواند ناشی از خطا در اختصاص مقدار ضریب رفتار ۷/۵ در طراحی قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۲ و ۳ می‌باشد. این رابطه ضریب رفتار (R) قاب‌های خمشی مذکور برابر با ۵/۷ توصیه می‌کند.
 ۳. ضریب خطر یکنواخت ($R_{U10\%}$) گروه‌های عملکردی ۱ و ۴ در تمامی شرایط از ضریب رفتار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ($R=7/5$) بیش‌تر می‌باشد مقدار ضریب رفتار ۷/۵ در طراحی قاب‌های خمشی فولادی ویژه قابل اعتماد است.
 ۴. نشان داده شد که مطابق با ضابطه‌ی FEMA_P695 مقدار عددی ۵/۸ به عنوان ضریب اضافه مقاومت قاب‌های خمشی فولادی ویژه پیشنهاد می‌شود.
 ۵. با توجه به نتایج حاصل از رابطه ۱۳ و جواب ندادن تعدادی از قاب‌های خمشی فولادی ویژه، مقادیر ضریب رفتار (R) و ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی (Cd) برای اینگونه سیستم‌ها نیاز به بررسی بیشتری دارند.
- در پایان امیدوار است در مورد استاندارد ۲۸۰۰ ایران نیز همسو با دیگر استانداردها در جهت رفع نقیصه‌های موجود، گام‌های انسانی در آینده نه چندان دور برداشته شود.

با توجه به در نظر گرفتن پارامترهای لرزه‌ای تأثیرگذار بر مقاومت فروریزش سازه در رابطه ۱۳، نظیر شکل طیفی، اضافه مقاومت، و زمان تناوب اصلی سازه در مدلسازی، نسبت ظرفیت فروریزش بدست آمده از رابطه مذکور به ظرفیت فروریزش محاسبه شده از روش FEMA_P695- که اپسیلون را نماینده شکل طیف میداند- برای تمامی قاب‌های خمشی فولادی کمتر از یک می‌باشد.

همان‌طور که در جدول نشان داده شده برخلاف نتایج بدست آمده از روش FEMA_P695، فرمول ۱۳ منجر به ظرفیت فروریزش سازه‌ای با عملکرد لرزه‌ای نامطلوب گروه‌های عملکردی ۲ و ۳ (قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۲ و ۳) و نامناسب بودن ضریب رفتار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) می‌شود.

ضریب خطر یکنواخت ($R_{U10\%}$) گروه‌های عملکردی ۲ و ۳ از ضریب رفتار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ($R=7/5$) کم‌تر می‌باشد و این موید آن است که مقدار ضریب رفتار در طراحی قاب‌های خمشی فولادی ویژه کمتر از ۷/۵ انتخاب گردد. این مقدار کاهش ضریب رفتار (R) ۵/۷ برای طراحی قاب‌های خمشی فولادی ویژه واقع بر روی خاک نوع ۲ و ۳ قابل تقلیل است گویا اینکه نیاز به تحلیل روی تعداد زیادی سازه دارد.

ضریب خطر یکنواخت ($R_{U10\%}$) گروه‌های عملکردی ۱ و ۴ از ضریب رفتار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ($R=7/5$) بیش‌تر می‌باشد، از این رو جهت بهینه‌سازی روند طراحی پیشنهاد می‌شود که از مقدار ضریب رفتار بیشتر از ۷/۵ ($R=8/4$) در طراحی قاب‌های خمشی فولادی ویژه اشاره شده استفاده شود.

۷- ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی

مطابق با ضوابط FEMA_P695، ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی با توجه به میزان میرایی در سازه‌ها و مقدار ضریب رفتار محاسبه می‌شود. در سازه‌های معمول، مقدار ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی تقریباً برابر با ضریب رفتار توصیه شده است [۲].

۸- بحث پیرامون نتایج

نکات زیر در مورد ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ شامل ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب تبدیل جابه‌جایی خطی به غیرخطی (Cd) که در یک فرآیند تحلیل غیرخطی انجام شده است، قابل بحث می‌باشد. فارغ از هرگونه نتایج باید اقرار شود که ۱۶ قاب خمشی فولادی ویژه در گروه‌های چهارتایی روی چهار نوع خاک برای داوری و اتخاذ تصمیم بسیار کم است.

اینکه از ضوابط FEMA_P695 که بر اساس ظرفیت فروریزش (براساس احتمال فروریزش سازه در برابر زلزله دو درصد در پنجاه‌سال) برای ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شود پرسش برانگیز است زیرا اصولاً استاندارد ۲۸۰۰ در مورد رفتار بعد از سطح عملکرد ایمنی جانی

- [13] A. Nicknam, et al, "A Three Elements Vector Valued Structure's Ultimate Strength-Strong Motion-Intensity Measure" World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Civil and Environmental Engineering, 2(11) (2015).
- [14] C.M. Uang, Establishing R (or R_w) and Cd Factor for Building Seismic Provision, Structural Engineering, 117(1) (1991) 19-28.
- [15] ASCE41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, 2012.
- [16] IRAN Building National Code No.10, design and construction of steel buildings, 1392.
- [17] Standard No.2800, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings-4th edition, 1393.
- [18] NIST, Tentative Framework for Development of Advanced Seismic Design Criteria for New Buildings, National Institute of Standards and Technology NIST GCR, 2012.
- [19] D. Lignos, H. Krawinkler, Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading, Structural Engineering, 137(11) (2011) 1291-1302.
- [20] L.F. Ibarra, H. Krawinkler, Global collapse of frame structures under seismic excitations, Rep. No.TB 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ., Stanford, CA, 2005.
- [21] <http://dimitrioslignos.research.mcgill.ca/databases/component/>, 2015.
- [22] PEER/ATC-1-72, Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, 2010.
- [23] <http://peer.berkeley.edu/ngawes2/databases/>, 2015.
- [24] J.W. Baker, Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, Earthquake Spectra, 31(1) (2014) 579-599.
- [25] N. Jayaram, T. Lin, J.W. Baker, A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance, Earthquake Spectra, 27(3) (2011) 797-815.
- [1] ASCE7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2010.
- [2] FEMA P695, Quantification of Building Seismic Performance Factors, Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [3] A. Hardyniec, F. Charney, A new efficient method for determining the collapse margin ratio using parallel computing, Computers and Structures, 148 (2015) 14–25.
- [4] ATC 63, Recommended Methodology for Quantification of Building System Performance and Response Parameter, Applied Technology Council, 2007.
- [5] S.Y. Yun, C.A. Cornell, D.A. Foutch, Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames, Structural Engineering, 128(4) (2002) 534-545.
- [6] K. Lee, D. Fouth, Seismic Evaluation of Steel Moment Frame Buildings Designed Using Different R-Values", Structural Engineering, 132(9) (2006) 1461-1472.
- [7] NIST, Evaluation of the FEMA P695 methodology for quantification of building seismic performance factors, Rep NIST GCR 10- 10-917-8, prepared by the NEHRP Consultants Joint Venture for the National Institute of Standards and Technology, 2010.
- [8] J.W. Baker, Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis, Ph.D. dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA, 2005.
- [9] J.W. Baker, C.A. Cornell, Spectral shape, epsilon and record selection, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35(9) (2006) 1077–1095.
- [10] C.A. Goulet, C.B. Haselton, J. Mitrani-Reiser, J.L. Beck, G.G. Deierlein, K.A. Porter, J.P. Stewart, Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building—from seismic hazard to collapse safety and economic losses, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 36(13) (2007) 1973-1997.
- [11] C.B. Haselton, Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings, Ph.D. dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA, 2007.
- [12] C.B. Haselton, J.W. Baker, Ground motion intensity measures for collapse capacity prediction: Choice of optimal spectral period and effect of spectral shape, Paper orally presented at 8NCEE, San Francisco, California, 2006.

مقاطع تیر و ستون قاب خمشی فولادی ویژه ۴ طبقه

Frame sections of 4-story steel special moment frame

نوع خاک	شماره طبقات	تیر	ستون میانی	ستون کناری
۱	۱	W۱۴x۴۸	W۱۸x۱۰.۶	W۱۸x۱۰.۶
	۲	W۱۴x۴۸	W۱۶x۱۰.۰	W۱۶x۱۰.۰
	۳	W۱۴x۴۸	W۱۴x۱۲	W۱۴x۱۲
	۴	W۱۲x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸
۲	۱	W۱۰x۴۵	W۱۲x۹۶	W۱۲x۹۶
	۲	W۱۰x۴۵	W۱۲x۹۶	W۱۲x۹۶
	۳	W۱۰x۳۹	W۱۲x۴۵	W۱۲x۴۵
	۴	W۱۰x۳۰	W۱۰x۴۵	W۱۰x۴۵
۳	۱	W۱۰x۴۵	W۱۴x۱۲	W۱۴x۱۲
	۲	W۱۰x۴۵	W۱۴x۱۲	W۱۴x۱۲
	۳	W۱۰x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸
	۴	W۱۰x۳۰	W۱۴x۴۸	W۱۴x۴۸
۴	۱	W۱۰x۴۵	W۱۴x۱۳.۲	W۱۴x۱۳.۲
	۲	W۱۰x۴۵	W۱۴x۱۳.۲	W۱۴x۱۳.۲
	۳	W۱۰x۴۵	W۱۸x۱۰.۶	W۱۸x۱۰.۶
	۴	W۱۰x۳۰	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸

مقاطع تیر و ستون قاب خمشی فولادی ویژه ۶ طبقه
Frame sections of 6-story steel special moment frame

نوع خاک	شماره طبقات	تیر	ستون میانی	ستون کناری
۱	۱	W۱۴x۴۸	W۲۱x۱۳۲	W۲۱x۱۳۲
	۲	W۱۴x۴۸	W۲۱x۱۱۱	W۲۱x۱۱۱
	۳	W۱۴x۴۸	W۱۸x۱۰۶	W۱۸x۱۰۶
	۴	W۱۲x۴۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۸۲
	۵	W۱۲x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸
	۶	W۱۲x۴۵	W۱۲x۵۰	W۱۲x۵۰
۲	۱	W۱۰x۴۵	W۱۴x۱۳۲	W۱۴x۱۳۲
	۲	W۱۰x۴۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۱۳۲
	۳	W۱۰x۴۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۱۳۲
	۴	W۱۰x۴۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۱۳۲
	۵	W۱۰x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۸۲
	۶	W۱۰x۳۰	W۱۴x۴۸	W۱۴x۴۸
۳	۱	W۱۴x۴۸	W۱۸x۱۰۶	W۱۸x۱۰۶
	۲	W۱۴x۴۸	W۱۸x۱۰۶	W۱۸x۱۰۶
	۳	W۱۴x۴۸	W۱۸x۱۰۶	W۱۸x۱۰۶
	۴	W۱۲x۴۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۸۲
	۵	W۱۲x۴۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۸۲
	۶	W۱۲x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸
۴	۱	W۱۴x۶۸	W۱۴x۱۹۳	W۱۴x۱۹۳
	۲	W۱۴x۶۸	W۱۴x۱۹۳	W۱۴x۱۹۳
	۳	W۱۴x۶۸	W۱۴x۱۵۹	W۱۴x۱۵۹
	۴	W۱۴x۶۸	W۱۴x۱۵۹	W۱۴x۱۵۹
	۵	W۱۰x۴۵	W۱۴x۱۳۲	W۱۴x۱۳۲
	۶	W۱۰x۳۰	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸

مقاطع تیر و ستون قاب خمشی فولادی ویژه ۸ طبقه

Frame sections of 8-story steel special moment frame

نوع خاک	شماره طبقات	تیر	ستون میانی	ستون کناری
۱	۱	W۱۴x۴۸	W۲۴x۱۴۶	W۲۴x۱۴۶
	۲	W۱۴x۴۸	W۲۴x۱۴۶	W۲۴x۱۴۶
	۳	W۱۴x۴۸	W۱۸x۱۴۳	W۱۸x۱۴۳
	۴	W۱۲x۴۵	W۱۸x۱۱۹	W۱۸x۱۱۹
	۵	W۱۲x۴۵	W۱۸x۹۷	W۱۸x۹۷
	۶	W۱۲x۴۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۸۲
	۷	W۱۲x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸
	۸	W۱۲x۴۵	W۱۲x۵۰	W۱۲x۵۰
۲	۱	W۱۰x۴۵	W۱۸x۱۰۶	W۱۸x۱۰۶
	۲	W۱۰x۴۵	W۱۸x۱۰۶	W۱۸x۱۰۶
	۳	W۱۲x۴۵	W۱۶x۸۹	W۱۶x۸۹
	۴	W۱۰x۴۵	W۱۶x۸۹	W۱۶x۸۹
	۵	W۱۰x۴۵	W۱۶x۷۷	W۱۶x۷۷
	۶	W۱۰x۳۹	W۱۶x۷۷	W۱۶x۷۷
	۷	W۱۰x۳۹	W۱۴x۵۳	W۱۴x۵۳
	۸	W۱۰x۳۰	W۱۲x۴۵	W۱۲x۴۵
۳	۱	W۱۶x۵۷	W۱۴x۱۵۹	W۱۴x۱۵۹
	۲	W۱۶x۵۷	W۱۴x۱۴۵	W۱۴x۱۴۵
	۳	W۱۶x۵۷	W۱۴x۱۳۲	W۱۴x۱۳۲
	۴	W۱۴x۵۳	W۱۴x۱۳۲	W۱۴x۱۳۲
	۵	W۱۴x۴۸	W۱۴x۱۳۲	W۱۴x۱۳۲
	۶	W۱۲x۴۵	W۱۴x۱۰۹	W۱۴x۱۰۹
	۷	W۱۰x۴۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۸۲
	۸	W۱۰x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸
۴	۱	W۱۸x۹۷	W۱۴x۱۹۳	W۱۴x۱۹۳
	۲	W۱۸x۹۷	W۱۴x۱۹۳	W۱۴x۱۹۳
	۳	W۱۴x۸۲	W۱۴x۱۹۳	W۱۴x۱۹۳
	۴	W۱۴x۸۲	W۱۴x۱۵۹	W۱۴x۱۵۹
	۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۱۳۲	W۱۴x۱۳۲
	۶	W۱۴x۶۸	W۱۴x۱۳۲	W۱۴x۱۳۲
	۷	W۱۰x۴۵	W۱۴x۱۳۲	W۱۴x۱۳۲
	۸	W۱۰x۳۰	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸

مقاطع تیر و ستون قاب خمشی فولادی ویژه ۱۲ طبقه
Frame sections of 12-story steel special moment frame

نوع خاک	شماره طبقات	تیر	ستون میانی	ستون کناری
۱	۱	W۱۴x۶۸	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۶۲
	۲	W۱۴x۶۸	W۲۴x۱۴۶	W۲۴x۱۴۶
	۳	W۱۴x۶۸	W۱۸x۱۴۳	W۱۸x۱۴۳
	۴	W۱۴x۶۸	W۱۸x۱۴۳	W۱۸x۱۴۳
	۵	W۱۴x۶۸	W۱۸x۱۴۳	W۱۸x۱۴۳
	۶	W۱۴x۴۸	W۱۸x۱۱۹	W۱۸x۱۱۹
	۷	W۱۴x۴۸	W۱۸x۹۷	W۱۸x۹۷
	۸	W۱۴x۴۸	W۱۸x۹۷	W۱۸x۹۷
	۹	W۱۲x۴۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۸۲
	۱۰	W۱۲x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸
	۱۱	W۱۲x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸
	۱۲	W۱۲x۴۵	W۱۲x۵۰	W۱۲x۵۰
۲	۱	W۱۴x۵۳	W۱۸x۱۴۳	W۱۸x۱۴۳
	۲	W۱۴x۵۳	W۱۸x۱۳۰	W۱۸x۱۳۰
	۳	W۱۴x۵۳	W۱۸x۱۱۹	W۱۸x۱۱۹
	۴	W۱۴x۵۳	W۱۸x۱۱۹	W۱۸x۱۱۹
	۵	W۱۴x۵۳	W۱۸x۱۱۹	W۱۸x۱۱۹
	۶	W۱۲x۴۵	W۱۶x۱۰۰	W۱۶x۱۰۰
	۷	W۱۲x۴۵	W۱۶x۸۹	W۱۶x۸۹
	۸	W۱۲x۴۵	W۱۴x۸۲	W۱۴x۸۲
	۹	W۱۰x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸
	۱۰	W۱۰x۴۵	W۱۴x۶۱	W۱۴x۶۱
	۱۱	W۱۰x۴۵	W۱۴x۵۳	W۱۴x۵۳
	۱۲	W۱۰x۳۰	W۱۲x۵۰	W۱۲x۵۰
۳	۱	W۱۶x۵۷	W۱۴x۱۵۹	W۱۴x۱۵۹
	۲	W۱۶x۵۷	W۱۴x۱۵۹	W۱۴x۱۵۹
	۳	W۱۶x۵۷	W۱۴x۱۵۹	W۱۴x۱۵۹
	۴	W۱۶x۵۷	W۱۴x۱۵۹	W۱۴x۱۵۹
	۵	W۱۶x۵۷	W۱۴x۱۴۵	W۱۴x۱۴۵
	۶	W۱۶x۵۷	W۱۴x۱۴۵	W۱۴x۱۴۵
	۷	W۱۴x۴۸	W۱۴x۱۴۵	W۱۴x۱۴۵
	۸	W۱۴x۴۸	W۱۴x۱۴۵	W۱۴x۱۴۵
	۹	W۱۴x۴۸	W۱۴x۱۳۲	W۱۴x۱۳۲
	۱۰	W۱۰x۴۵	W۱۴x۱۳۲	W۱۴x۱۳۲
	۱۱	W۱۰x۴۵	W۱۴x۶۸	W۱۴x۶۸
	۱۲	W۱۰x۴۵	W۱۲x۵۰	W۱۲x۵۰

۴	۱	W18x97	W14x283	W14x283
	۲	W18x97	W14x283	W14x283
	۳	W18x97	W14x283	W14x283
	۴	W18x97	W14x283	W14x283
	۵	W18x97	W14x283	W14x283
	۶	W18x97	W14x283	W14x283
	۷	W18x97	W14x283	W14x283
	۸	W18x97	W14x233	W14x233
	۹	W18x97	W14x193	W14x193
	۱۰	W14x48	W14x193	W14x193
	۱۱	W14x48	W14x132	W14x132
	۱۲	W10x30	W14x68	W14x68

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

A. Nicknam, M. Farhangdoust, A. Mazarei, M. Ganjvar, Seismic Design Parameters Assessment of Special Steel Moment Resisting Frames Using the Collapse Margin Ratio (CMR) Method, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 50(2) (2018) 335-354.

DOI: 10.22060/ceej.2017.11866.5091

