

# ارزیابی ضریب رفتار و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان جانبی قاب‌های خمشی فولادی متوسط

سامان باقری\* (دانشیار)

فرشاد طیاری (کارشناس ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۳۹۶)  
دوره ۲، شماره ۲/۲، ص. ۱۱۹-۱۲۸، (پاداشت فنی)

در نوشتار حاضر، ضریب رفتار و عوامل تأثیرگذار آن و همچنین ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان جانبی به‌کار رفته در ویرایش چهارم استاندارد  $28^\circ$  ایران برای قاب‌های خمشی فولادی متوسط ارزیابی شده است. برای تعیین پارامترهای مؤثر در ضرایب مذکور، علاوه بر روش ارائه شده در استاندارد  $28^\circ$ ، از رویکرد جدیدتر FEMA-P695 نیز استفاده شده است. نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بر روی مدل‌هایی با تعداد طبقات مختلف نشان داده است، که متوسط ضریب مقاومت افزون برای مدل‌های مختلف براساس روش دوخطی کردن استاندارد  $28^\circ$  و روش FEMA-P695 به ترتیب  $1.78$  و  $2.37$  است. همچنین مقادیر متوسط ضریب رفتار محاسبه شده در حد مقاومت براساس دو روش مذکور به ترتیب  $3.98$  و  $5.26$  است، در حالی که مقادیر پیشنهادی ضریب مقاومت افزون و ضریب رفتار حد مقاومت برای قاب‌های خمشی متوسط در ویرایش چهارم استاندارد  $28^\circ$  به ترتیب  $3$  و  $5$  هستند. بنابراین روش پیشنهادی در FEMA-P695 برای ارزیابی پارامترهای عملکردی سازه، تطابق بهتری با ضریب رفتار ذکر شده در استاندارد  $28^\circ$  برای قاب‌های خمشی فولادی متوسط دارد. همچنین متوسط ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان جانبی  $3.67$  به دست آمده است، که اندکی کمتر از مقدار متناظر به‌کار رفته در استاندارد  $28^\circ$  برابر با  $4$  است.

واژگان کلیدی: ضریب رفتار، ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان، تحلیل استاتیکی غیرخطی، قاب خمشی فولادی.

s.bagheri@tabrizu.ac.ir  
farshad.tayyari@tabrizu.ac.ir

## ۱. مقدمه

ضریب رفتار با ۳ عامل عمده‌ی شکل‌پذیری، مقاومت‌افزون و نامعینی مرتبط شده است. تاکنون پژوهشگران زیادی، روش‌های متفاوتی برای محاسبه‌ی ضریب رفتار ارائه کرده‌اند. از متداول‌ترین این روش‌ها می‌توان به روش طیف ظرفیت فریمن<sup>[۱]</sup> و روش ضریب شکل‌پذیری یانگ<sup>[۲]</sup> اشاره کرد. طبق بررسی‌های فریمن، ضریب رفتار سازه تحت تأثیر پارامترهای متعددی از قبیل سیستم سازه‌ی، ترکیب بارها، درجه‌ی نامعینی، میرایی، ویژگی‌های رفتار غیرخطی سازه، خصوصیات مصالح، نسبت ابعاد سازه، مکانیزم خرابی، و پارامترهای مؤثر دیگری است. همچنین یانگ در بررسی‌های خود فقط عواملی را که نقش اساسی‌تری دارند، در رابطه‌ی پیشنهادی برای ضریب رفتار ارائه کرده است. براساس روش مذکور، ضریب رفتار بر حسب عامل مقاومت‌افزون، عامل شکل‌پذیری، و عامل نامعینی تعریف شده است. یکی از راهکارهای متداول برای اخذ مقادیر عددی عوامل مؤثر در ضریب رفتار و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان، استفاده از منحنی بارافزون سازه حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی است. برای استخراج عوامل تشکیل‌دهنده‌ی ضرایب ذکر شده،

فلسفه‌ی حاکم بر آیین‌نامه‌های موجود دنیا به طراح این اجازه را می‌دهد که سازه‌های معمول را طوری طراحی کند که هنگام ارتعاشات شدید زمین، وارد محدوده‌ی رفتار غیرارتجاعی شوند. در واقع، نیروهای طراحی به دلیل قابلیت اتلاف انرژی سازه، بسیار کوچک‌تر از مقادیر لازم برای حفظ سازه در محدوده‌ی خطی و ارتجاعی هنگام وقوع زلزله هستند. از طرفی بهره‌گیری از ظرفیت رفتار غیرارتجاعی سازه‌ها در روند طراحی مستلزم تحلیل غیرخطی است. با توجه به زمان‌بر و پرحجم بودن این‌گونه تحلیل‌ها، بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی از یک ضریب کاهش نیرو به نام ضریب رفتار و یک ضریب افزایش جابه‌جایی به نام ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان جانبی برای تخمین رفتار واقعی سازه از طریق تحلیل‌های ارتجاعی متناظر استفاده می‌کنند. در سال ۱۹۹۵، پژوهش‌های ATC-۱۹ و ATC-۳۴ که به صورت هم‌زمان پیگیری می‌شدند، تعریف جامعی از ضریب رفتار ارائه کردند.<sup>[۱،۲]</sup> در مطالعات مذکور،

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۳/۱۱، اصلاحیه ۱۳۹۴/۹/۷، پذیرش ۱۳۹۴/۹/۱۴.

منجر شود. در نوشتار حاضر، هدف اصلی مقایسه‌ی رویکرد FEMA-P695 در اخذ نتایج از منحنی بارافزون برای ارزیابی ضریب مقاومت افزون، ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی قاب‌های خمشی فولادی با روش‌های مبتنی بر خطی‌سازی منحنی بارافزون است.

در نوشتار حاضر، برای رسیدن به هدف مذکور، ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی قاب‌های خمشی فولادی متوسط با تعداد طبقات مختلف (۳، ۵، ۷، ۹، ۱۱ و ۱۳) براساس عوامل مؤثر ذکر شده توسط پانگ محاسبه شده است. برای این منظور از تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌ها در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده و عوامل مؤثر در ضرایب مذکور، از روش FEMA-P695 و روش ارائه شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ استخراج شده است. در انتها نتایج به دست آمده براساس پارامتر ارتفاع سازه و روش‌های ارزیابی منحنی ظرفیت، با یکدیگر و همچنین با مقادیر پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ ایران مقایسه شده‌اند.

## ۲. عوامل مؤثر در ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی

### جایه جایی

گسترده‌گی عوامل مؤثر در تعیین ضریب رفتار چنان است که به‌سختی می‌توان در ساختمان با ضرایب رفتار یکسان یافت. به عبارت دیگر، هر ساختمان ویژگی‌های منحصر به فرد و مخصوص به خود دارد. از این رو در روش پانگ، فقط عواملی که نقش اساسی‌تری دارند، در رابطه‌ی ضریب رفتار وارد شده است.<sup>[۴]</sup> براساس روش مذکور، ضریب رفتار به صورت حاصل ضرب ۳ ضریب طبق رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود، که در آن  $R_{\mu}$  ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری،  $R_s$  ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون، و  $R_r$  ضریب کاهش ناشی از نامعینی است:

$$R = R_{\mu} \cdot R_s \cdot R_r \quad (1)$$

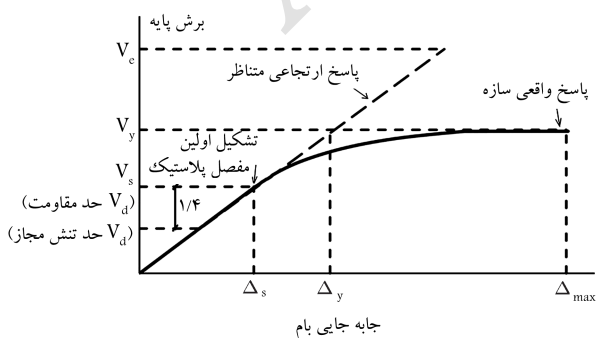
شکل ۱، منحنی ظرفیت سازه را نشان می‌دهد، که با توجه به آن می‌توان هر یک از عوامل تشکیل‌دهنده‌ی ضریب رفتار و همچنین شکل‌پذیری کلی سازه ( $\mu$ ) و ضریب بزرگنمایی جایه جایی ( $C_d$ ) را مطابق روابط ۲ الی ۵ استخراج کرد:

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2)$$

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (3)$$

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (4)$$

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} \quad (5)$$



شکل ۱. شکل شماتیک منحنی ظرفیت سازه.

روش‌های مختلفی عنوان شده است، که از پرکاربردترین آنها می‌توان به روش ارائه شده در ATC-19،<sup>[۱]</sup> FEMA-356،<sup>[۵]</sup> ATC-40،<sup>[۶]</sup> و اخیراً FEMA-P695.<sup>[۷]</sup> اشاره کرد. در بیشتر مراجع موجود همانند ATC-19، FEMA-356 و ATC-40 براساس دستورالعمل‌هایی، منحنی بارافزون به حالت ایده‌آل و ساده‌شده‌ی دو یا چند خطی تبدیل می‌شود و سپس عوامل موردنیاز از منحنی ایده‌آل‌شده‌ی مذکور به دست می‌آید. استاندارد ۲۸۰۰ ایران<sup>[۸]</sup> نیز در پیوست ۲ ویرایش چهارم، مشابه با روش FEMA-356 با استفاده از دستورالعملی، منحنی ظرفیت سازه را برای ارزیابی عددی به مدل ایده‌آل‌شده‌ی خطی تبدیل می‌کند.

در حالی که رویکرد FEMA-P695 برای ارزیابی عددی پارامترهای عملکردی سازه‌ها نظیر ضریب رفتار براساس نتایج اخذ شده مستقیماً از منحنی بارافزون و بدون دوخطی کردن آن است. با توجه به اینکه فرضیات صورت‌گرفته برای دوخطی کردن منحنی بارافزون معمولاً در مراجع مختلف متنوع هستند و به نتایج متفاوت‌تری نیز منجر می‌شوند، به نظر می‌رسد استفاده از رویکرد FEMA-P695 به نتایج واقعی‌تری منجر شود.

لازم به ذکر است که در سال‌های اخیر پژوهش‌های زیادی برای تعیین ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان سیستم‌های مختلف سازه‌ی انجام شده است، که اکثراً از رویکرد خطی‌سازی منحنی ظرفیت برای اخذ نتایج عددی استفاده کرده‌اند. به عنوان نمونه می‌توان به مطالعاتی در مورد: بررسی ضریب رفتار قاب‌های بتنی با مهاربند فولادی،<sup>[۹]</sup> ضریب کاهش نیرو ناشی از مقاومت افزون و شکل‌پذیری برای قاب‌های با مهاربند شورون و ضربدری،<sup>[۱۰]</sup> ضریب رفتار قاب‌های با مهاربند کمانش‌تاب در سه حالت مختلف قرارگیری مهاربند، به صورت شورون، شورون معکوس، و ضربدری؛<sup>[۱۱]</sup> و همچنین در مورد ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش‌تاب با مقطع کاهش یافته اشاره کرد.<sup>[۱۲]</sup> در تمامی موارد بالا و برخی مطالعات دیگر،<sup>[۱۳-۱۵]</sup> نوعی از مهاربند در سیستم قاب ساختمانی موجود بوده و ضریب رفتار با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان عموماً کاهش یافته است. در این زمینه تأکید شده است که کاهش ضریب رفتار با افزایش ارتفاع سازه مطابق با روند معمول برای سیستم‌های مهاربندی شده است.<sup>[۱۵]</sup>

از طرف دیگر، در برخی سیستم‌های مورد بررسی از انواع قاب‌های خمشی،<sup>[۱۶-۱۸]</sup> همواره چنین روندی مشاهده نمی‌شود و حتی در برخی از آن‌ها،<sup>[۱۷، ۱۸]</sup> بسته به نوع تحلیل که استاتیکی غیرخطی و یا دینامیکی افزایشی (IDA) است، تغییرات ضریب رفتار با ارتفاع ساختمان متفاوت است.

در تمامی مطالعات ذکر شده‌ی اخیر به جز مرجع<sup>[۱۲]</sup> مدل‌های تحلیلی فقط یک بارو براساس ضریب رفتار انتخابی اولیه، که معمولاً از آیین‌نامه‌ی مرتبط استخراج شده است، طراحی شده‌اند؛ ولی در سال ۲۰۰۹، برای محاسبه‌ی ضریب رفتار قاب‌های دوگانه و ساده با مهاربند کمانش‌تاب، یک مرحله‌ی بازطراحی مدل‌ها براساس ضریب رفتار محاسباتی انجام شده و نتیجه‌ی حاصل در مورد هر دو نوع سیستم سازه‌ی این بوده است که اگرچه ضریب رفتار مفروض برای طراحی مدل‌ها با ضریب رفتار محاسباتی حاصل اختلاف قابل توجهی داشته است، ولی با بازطراحی مدل‌ها براساس ضریب رفتار محاسباتی حاصل در این مرحله، ضریب رفتار محاسباتی مجدد، اختلاف ناچیزی با ضریب رفتار محاسباتی مرحله‌ی قبل دارد. به عبارت دیگر، بازطراحی و فرایند سعی و خطا موجب تغییرات چشم‌گیری در نتایج نشده است.<sup>[۱۲]</sup>

همچنان‌که قبلاً اشاره شده است، با توجه به وجود فرضیات متنوع در مراجع مختلف برای خطی‌سازی منحنی بارافزون، که نتایج حاصل را تحت تأثیر قرار می‌دهد، به نظر می‌رسد رویکرد مستقیم FEMA-P695 به نتایج واقعی‌تری

هال،<sup>[۲۰]</sup> نصر و کراوینکلر،<sup>[۲۱]</sup> و نیز لی و بیگز،<sup>[۲۲]</sup> استفاده شده است.

نیومارک و هال، ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل پذیری را وابسته به زمان تناوب سازه و به صورت رابطه‌ی ۸ مطرح کرده‌اند.

$$R_{\mu} = 1.0 \quad (T < 0.7 \text{ s})$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (0.12 < T < 0.5 \text{ s})$$

$$R_{\mu} = \mu \quad (T > 1.0 \text{ s}) \quad (8)$$

رابطه‌ی ارائه‌شده‌ی نصر و کراوینکلر در رابطه‌ی ۹ ارائه شده است، که در آن،  $T$  زمان تناوب سازه و  $\alpha$  نسبت سختی پس از تسلیم است، که براساس آن ضرایب  $a$  و  $b$  مطابق جدول ۱ ارائه شده‌اند.

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^{\alpha}}{1 + T^{\alpha}} + \frac{b}{T} \quad (9)$$

لی و بیگز، نیز ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل پذیری را وابسته به دو ضریب  $\alpha$  و  $\beta$  و زمان تناوب ( $T$ ) مطابق با رابطه‌ی ۱۰ ارائه کرده‌اند، که این ضرایب براساس زمان تناوب و ضریب شکل پذیری ( $\mu$ ) سازه از جدول ۲ قابل استخراج است.

$$R_{\mu} = \alpha + \beta(\log T) \quad (10)$$

## ۲.۲. مقاومت افزون و ضریب کاهش ناشی از آن

هنگامی که یکی از اعضاء سازه به حد تسلیم برسد اصطلاحاً در آن لولای خمیری تشکیل شود، مقاومت سازه از دیدگاه طراحی در حالت بهره‌برداری به پایان رسیده است؛ ولی در حالت طراحی نهایی، پدیده‌ی مذکور به عنوان پایان مقاومت سازه به حساب نمی‌آید. زیرا عضو موردنظر همچنان می‌تواند با تغییرشکل غیرارتجاعی، انرژی ورودی را جذب کند تا به مرحله‌ی گسیختگی و انهدام برسد. با تشکیل لولاهای خمیری به تدریج سختی سازه با کاهش درجه‌ی نامعینی استاتیکی کاهش می‌یابد،

جدول ۱. ضرایب به‌کار رفته در رابطه‌ی ۹.<sup>[۲۱]</sup>

۰٫۱۰	۰٫۰۲	۰٫۰۰	$\alpha$
۰٫۸۰	۱٫۰۰	۱٫۰۰	$a$
۰٫۲۹	۰٫۳۷	۰٫۴۲	$b$

جدول ۲. ضرایب به‌کار رفته در رابطه‌ی ۱۰.<sup>[۲۲]</sup>

$\mu$			ضریب	$T$ محدوده (s)
۵	۴	۳		
۳٫۱۱۰۷	۲٫۶۵۸۷	۲٫۲۲۹۶	۱٫۶۷۹۱	$\alpha$
۱٫۴۳۰۷	۱٫۰۵۸۷	۰٫۷۲۹۶	۰٫۳۲۹۱	$\beta$
۳٫۸۳۳۶	۳٫۳۷۰۰	۲٫۷۷۲۲	۲٫۰۳۳۲	$\alpha$
۳٫۸۳۳۲	۳٫۴۲۱۷	۲٫۵۳۲۰	۱٫۵۰۵۵	$\beta$
۳٫۴۱۸۰	۲٫۹۸۵۳	۲٫۴۸۲۳	۱٫۸۴۰۹	$\alpha$
۱٫۱۴۹۳	۰٫۹۳۸۰	۰٫۶۶۰۵	۰٫۲۶۴۲	$\beta$

بادآور می‌شود که منظور از ضریب رفتار در نوشتار حاضر، همانند آیین‌نامه‌های آمریکایی و نیز ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، ضریب رفتار در حد مقاومت ( $R_u$ ) است. همچنان که در شکل ۱ مشخص شده است، سطح طراحی در این حالت حد مقاومت است، در حالی که اگر سطح طراحی حد تنش مجاز باشد، ضریب رفتار در حد تنش مجاز ( $R_w$ ) باید استفاده شود، که حدود ۱٫۴ برابر بزرگ‌تر از  $R_u$  خواهد بود. در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ چنین حالتی مد نظر بوده است. به‌عنوان نمونه، ضریب رفتار حد تنش مجاز ذکرشده برای قاب خمشی فولادی متوسط ۷ بوده است، که در ویرایش جدید با تقسیم بر ۱٫۴ به صورت ضریب رفتار حد مقاومت برابر ۵ ظاهر شده است.

## ۱.۲. شکل پذیری و ضریب کاهش ناشی از آن

ضریب شکل پذیری سازه به صورت خارج قسمت تغییرمکان جانبی نهایی، به تغییرمکان تسلیم مؤثر سازه طبق رابطه‌ی ۲ تعریف می‌شود. که در آن، تغییرمکان نهایی ( $\Delta_{max}$ )، با توجه به ظرفیت نهایی جابه‌جایی سیستم در تحلیل و نیز محدودیت تغییرمکان جانبی مشخص شده در آیین‌نامه‌ها نظیر استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می‌شود. تغییرمکان مؤثر تسلیم را می‌توان براساس روش ارائه‌شده در FEMA-P۶۹۵،<sup>[۲]</sup> طبق رابطه‌ی ۶ و وابسته به عواملی نظیر برش پایه‌ی بیشینه، وزن سازه، زمان تناوب اصلی سازه، و ضریب  $C$  به‌دست آورد، که در آن رابطه‌ی ضریب  $C$  براساس رابطه‌ی ۷ تعریف می‌شود. در روابط ۶ و ۷،  $V_{max}$  برش پایه‌ی بیشینه،  $W$  وزن مؤثر لرزه‌یی،  $g$  شتاب ثقل،  $T$  زمان تناوب تجربی آیین‌نامه‌یی،  $T_1$  زمان تناوب تحلیلی،  $\varphi_{1,r}$  مقدار مود اول در بام،  $m_x$  جرم طبقه‌ی  $x$  و  $\varphi_{1,x}$  مقدار مود اول در طبقه‌ی  $x$  است.

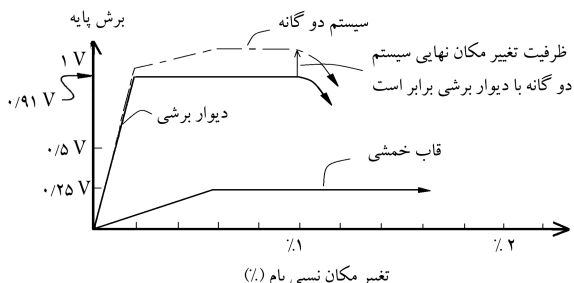
$$\Delta_y = C \cdot \frac{V_{max}}{W} \left[ \frac{g}{4\pi^2} (\max(T, T_1)) \right]^2 \quad (6)$$

$$C = \frac{\sum_{x=1}^N m_x \varphi_{1,x}}{\sum_{x=1}^N m_x \varphi_{1,x}^2} \quad (7)$$

همچنین تغییرمکان مؤثر تسلیم در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نیز از مدل ایده‌آل شده‌ی منحنی بارافزون با فرض برابری سطح زیر مدل رفتار دوخطی و منحنی رفتار غیرخطی تا جابه‌جایی بیشینه، مطابق پیوست ۲ این استاندارد نتیجه می‌شود.<sup>[۸]</sup> سازه در اثر وجود شکل پذیری، مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را با رفتار هیستریزس مستهلک می‌کند، که مقدار این انرژی مستهلک شده بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. شکل‌پذیری کلی سازه باید به گونه‌یی باشد که تقاضای شکل‌پذیری اعضا از مقدار مجاز خود بیشتر نشود. بدین منظور هنگام طراحی لازم است کمیته‌ی مقاومت سازه، که شکل‌پذیری کلی موردنیاز آن را به حد شکل‌پذیری مشخص شده از قبل محدود می‌کند، مشخص شود. در اثر شکل‌پذیری، ساختمان ظرفیتی برای استهلاک انرژی هیستریک خواهد داشت. به‌دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، نیروی طراحی ارتجاعی ( $V_e$ ) را می‌توان به تراز مقاومت تسلیم کلی سازه ( $V_y$ ) کاهش داد. از این رو ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری طبق رابطه‌ی ۳ عبارت است از خارج قسمت نیروی نهایی متناظر وارد بر سازه در حالت کشسان ( $V_e$ ) به نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه در حالت تشکیل مکانیزم خرابی ( $V_y$ ).<sup>[۴]</sup> یافتن رابطه بین  $\mu$  و  $R_{\mu}$  برای سیستم‌های مختلف، موضوع پژوهش‌های فراوانی در سال‌های اخیر بوده است، که نتایج گردآوری شده‌ی نمونه‌هایی از آنها را می‌توان در پژوهش‌های انجام شده،<sup>[۹]</sup> یافت. در پژوهش حاضر از سه رابطه‌ی نیومارک و

جدول ۳. ضریب نامعینی براساس ۱۹-ATC. [۱]

تعداد خطوط قاب لرزه‌بر	ضریب کاهش ناشی از نامعینی ( $R_n$ )
۲	۰٫۷۱
۳	۰٫۸۶
۴	۱



شکل ۲. مقایسه‌ی ضریب نامعینی در ۳ سیستم: قاب خمشی، دیوار برشی و دوگانه. [۱]

انرژی در نتیجه قابلیت اعتماد به سازه در سیستم‌های سازه‌ی مختلف، متفاوت است. این تفاوت با استفاده از ضریب کاهش نیرو ناشی از نامعینی در رابطه‌ی ضریب رفتار وارد می‌شود.

#### ۴.۲. ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان جانبی

کنترل تغییر مکان‌های واقعی سازه حین زلزله معمولاً جزء فرایند طراحی است و برای پرهیز از خسارت‌های مالی و جانی، اهمیت به‌سزایی دارد. این تغییر مکان‌ها حین زلزله‌ی طرح عموماً غیرخطی هستند، که دست‌یابی دقیق به آنها مستلزم تحلیل غیرخطی است. به دلیل زمان‌بر بودن این‌گونه تحلیل‌ها، معمولاً در طراحی لرزه‌ی، جابه‌جایی غیرخطی ناشی از زلزله را می‌توان با اعمال ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان  $C_d$ ، به جابه‌جایی حاصل از تحلیل خطی متناظر سازه تحت اثر بارهای جانبی آیین‌نامه‌ی تخمین زد. همچنان که قبلاً نیز اشاره شده است، ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان جانبی سازه از رابطه‌ی ۵ به‌دست می‌آید، که در آن،  $\Delta_{max}$  تغییر مکان نهایی سیستم و  $\Delta_s$  تغییر مکان متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری است. [۴]

#### ۳. فرضیات و روش مدل‌سازی و تحلیل

به منظور ارزیابی ضریب رفتار و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان جانبی سازه در قاب‌های فولادی ساختمانی با سیستم خمشی و با شکل‌پذیری متوسط، مدل‌های ۳، ۵، ۷، ۹، ۱۱ و ۱۳ طبقه به‌صورت دوبعدی طراحی شده‌اند. طراحی‌ها با فرض قرارگیری قاب‌ها در پلان منظم مطابق شکل ۳ الف انجام شده است. قاب‌ها به‌صورت ۳ دهانه با ارتفاع طبقات ۳٫۲ متر و طول دهانه و عرض بارگیر ۵ متر در نظر گرفته شده‌اند، که به‌عنوان نمونه در شکل ۳ ب مدل ۷ طبقه نمایش داده شده است. در شکل ۳ الف، قاب مورد مطالعه در پلان به‌صورت خط‌چین نشان داده شده است. طراحی قاب‌ها براساس آیین‌نامه‌ی فولاد ایران (مبحث ۱۰)، [۲۵] انجام شده است. همچنین بارهای در نظر گرفته‌شده در طراحی به‌صورت بار ثقلی مرده و زنده و بار جانبی زلزله است. بارگذاری ثقلی قاب‌ها طبق آیین‌نامه‌ی بارگذاری ایران (مبحث ۶)، [۲۶] صورت

ولی سازه همچنان پایدار است و قادر خواهد بود در مقابل افزایش نیروهای خارجی از خود مقاومت نشان دهد. روند تشکیل لولاهای خمیری ادامه می‌یابد و لولاهای بیشتری در سازه پدید می‌آید، تا جایی که سازه از نظر استاتیکی ناپایدار شود و دیگر توان تحمل بار جانبی اضافی را نداشته باشد. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین لولای خمیری تا مرحله‌ی مکانیزم (ناپایداری) از خود بروز می‌دهد، مقاومت‌افزون نامیده می‌شود. در طراحی لرزه‌ی سازه‌ها، مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه‌ها را با در نظر گرفتن مقاومت‌افزون آنها می‌توان کاهش داد. از این بخش ضریب رفتار در آیین‌نامه‌های طراحی با عنوان ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_e$ ) نیز یاد می‌شود.

رابطه‌ی ۴، ضریب کاهش نیرو ناشی از مقاومت‌افزون را در شرایطی محاسبه می‌کند که از مقاومت اسمی مصالح نظیر فولاد در مدل‌سازی استفاده شده باشد، در حالی که مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد بیشتر از مقاومت اسمی آن است. برای تأثیر عامل ذکر شده و عوامل شبیه آن که موجب افزایش ضریب اضافه مقاومت سازه می‌شود، معمولاً ضریب به‌دست آمده از رابطه‌ی ۴ را در ضرایبی مطابق رابطه‌ی ۱۱ ضرب می‌کنند، که در آن، ضرایب  $F_1$  تا  $F_n$  برحسب نتایج آزمایش‌های موجود به‌دست می‌آیند. طبق بررسی‌های صورت‌گرفته می‌توان ضریب  $F_1$  را به تفاوت بین مقاومت تسلیم واقعی و اسمی نسبت داد، که برای آن مقدار ۱٫۰۵ پیشنهاد شده است. همچنین پارامتر  $F_2$  را می‌توان برای تأثیر افزایش تنش تسلیم ناشی از اثر نرخ کرنش در حین تحریک نسبت داد، که طبق آزمایش‌های انجام‌گرفته برابر ۱٫۱ پیشنهاد شده است. [۴]

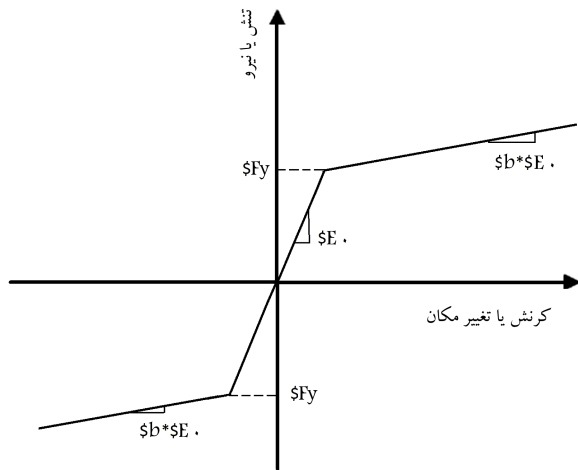
$$R_{s1} = R_s \times F_1 \times F_2 \times \dots \times F_n \quad (11)$$

البته می‌توان تصحیح پارامترهای مقاومتی توسط ضرایب  $F_i$  را مستقیماً در مرحله‌ی مدل‌سازی و تحلیل انجام داد، که در نتیجه نمودار بارافزون حاصل، خودبه‌خود شامل این عوامل خواهد بود و یا اینکه بدون تصحیح پارامترهای مقاومتی، منحنی بارافزون را به‌دست آورد و  $R_s$  را مطابق رابطه‌ی ۱۱ اصلاح کرد، که در نوشتار حاضر به‌صورت دوم عمل شده است.

#### ۳.۲. درجه‌ی نامعینی لرزه‌ی و ضریب کاهش ناشی از آن

آنچه برای یک سیستم به‌عنوان نامعینی لرزه‌ی مطرح می‌شود و در ضریب رفتار آن مؤثر است، به تعداد قاب‌های لرزه‌بر موازی و مستقل، که در هر یک از جهت‌ها نقش باربری جانبی را ایفا می‌کنند، وابسته است. [۱] ضریب رفتار، اثر قابلیت اعتماد را در سازه وارد می‌کند.

نخستین بار در سال ۱۹۷۴، مطالعات موسز با استفاده از مفهوم قابلیت اعتماد در سیستم‌های سازه‌ی و ارتباط آن با درجه‌ی نامعینی سیستم‌های سازه‌ی منتشر شده است. [۲۳] اگرچه پژوهش حاضر براساس بارگذاری باد بوده است، ولی در بیشتر مطالعات مرتبط با بار لرزه‌ی مورد استفاده قرار گرفته و دستاوردهای پژوهشگر مذکور برای بارگذاری لرزه‌ی نیز تعمیم یافته است. بیشتر بررسی‌های انجام‌شده وابسته به عدم قطعیت نیاز و ظرفیت سازه‌هاست، که به نتایج تعدادی از آن‌ها در برخی مراجع، [۲۴] اشاره شده است. در پروژه‌های ۱۹-ATC و ۳۴-ATC به‌منظور کمی‌کردن قابلیت اعتماد سیستم‌های قاب‌بندی شده، ضریبی با عنوان نامعینی مطابق جدول ۳ پیشنهاد شده است. برای نشان‌دادن اهمیت نحوه‌ی توزیع سختی و مقاومت در بین خطوط قاب‌های لرزه‌بر قائم در یک سیستم قابی نامعین، می‌توان منحنی برش پایه بر حسب جابه‌جایی بام را مطابق شکل ۲، برای نوع سیستم قاب خمشی، دیوار برشی و سیستم ترکیبی (دوگانه) در نظر گرفت. همان‌طور که مشاهده می‌شود، قابلیت اتلاف



شکل ۴. منحنی رفتاری استفاده شده برای فولاد.

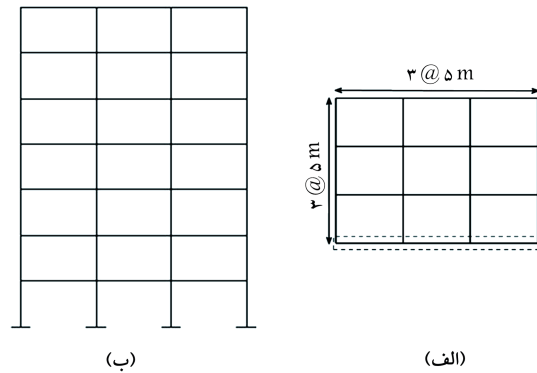
برای استخراج پارامترهای مؤثر در تعیین ضریب رفتار و ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان جانبی سازه از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزون) در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. نوع تحلیل به‌کار رفته به‌صورت کنترل جابه‌جایی بوده است، که جابه‌جایی بام به‌عنوان نقطه‌ی کنترلی در نظر گرفته شده است. به‌طور کلی، در تحلیل‌های غیرخطی، اثرات غیرخطی به ۲ صورت غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح نمایان می‌شود. در پژوهش حاضر، اثرات غیرخطی هندسی به‌صورت اثر P-Delta و اثرات غیرخطی مصالح از طریق تعریف مقاطع فایبر در نظر گرفته شده است.

منحنی رفتاری برای تمامی اعضا با استفاده از دستور Uniaxial Material Steel<sup>۱</sup> که برای فولاد با رفتار دوخطی و سخت‌شوندگی کینماتیک به‌کار می‌رود، تعریف شده است (شکل ۴)، و این منحنی رفتاری با استفاده از دستور Uniaxial Material MinMax به حد بالای مشخصی محدود شده است. این حد برای فولاد ساختمانی کلیه‌ی اعضا، ۱۵ برابر تغییرمکان تسلیم در نظر گرفته شده است.<sup>[۱۱]</sup> اعضاء تیر و ستون به‌صورت غیرخطی در طول و عرض مقطع در نظر گرفته شده‌اند، که مقاطع آنها همان مقاطع فایبری نرم‌افزار است. برای تعریف المان غیرخطی از دستور Nonlinear Beam Colum Element استفاده شده است.

پس از مدل‌سازی قاب‌ها و تخصیص رفتار غیرخطی به اعضاء سازه، قاب‌ها تحت توزیع نیروی جانبی به شکل مود اول سازه قرار گرفته‌اند. در حین اعمال نیروی جانبی، بار تقلی با ترکیب بار پیشنهادی پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰، که برابر  $1/2D+L$  در سازه‌های منظم است، به سازه وارد شده است. در نهایت، برش پایه بر حسب جابه‌جایی بام که تا جابه‌جایی ذکرشده مطابق بند ۲-۱ افزایش یافته است، در هر گام تغییرمکانی ثبت شده و نمودار بارافزون به‌دست آمده است.

#### ۴. صحت‌سنجی نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

برای اطمینان از نحوه‌ی مدل‌سازی و صحت نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، نتایج تحلیل انجام‌گرفته بر روی سازه‌ی فولادی ۳ طبقه‌ی به‌کار رفته در پروژه‌ی SAC<sup>[۲۷]</sup> توسط کیم و کوراما<sup>[۲۸]</sup> با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES ارزیابی شده و برش سازه‌ی مذکور در شکل ۵ ارائه شده است. همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده



شکل ۳. پلان و نمای مدل‌های مورد مطالعه.

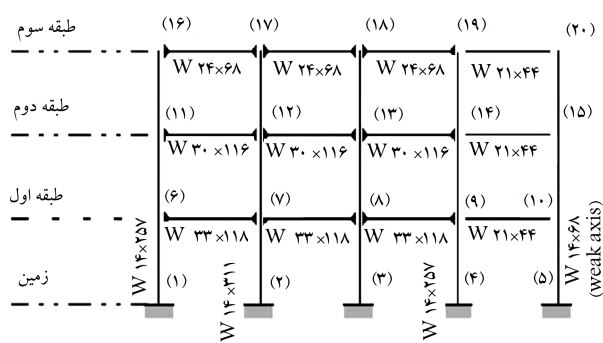
جدول ۴. مشخصات مقاطع برای قاب ۵ طبقه.

طبقه	ستون‌های (IPB)		تیرهای (IPE)	
	داخلی	خارجی	میان‌ی	کناری
۵	۲۰۰	۲۴۰	۳۶۰	۳۶۰
۴	۲۶۰	۲۴۰	۳۶۰	۳۶۰
۳	۳۰۰	۲۶۰	۴۰۰	۴۰۰
۲	۳۲۰	۲۸۰	۴۰۰	۴۰۰
۱	۴۰۰	۲۸۰	۴۰۰	۴۰۰

گرفته است، که مقدار بار مرده‌ی اعمالی آنها برابر  $6 \text{ kN/m}^2$  ( $612 \text{ kgf/m}^2$ ) و مقدار بار زنده نظیر طراحی برای طبقات برابر  $2 \text{ kN/m}^2$  ( $204 \text{ kgf/m}^2$ ) و برای بام برابر  $1/5 \text{ kN/m}^2$  ( $105 \text{ kgf/m}^2$ ) بوده است. بارگذاری جانبی سازه به‌صورت بار لرزه‌یی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران به سازه‌ها اعمال شده است. فولاد مورد استفاده، ST۳۷ با مدول یانگ برابر  $E = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  و مقاومت تسلیم اسمی  $F_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$  و مقاومت نهایی  $F_u = 3700 \text{ kgf/cm}^2$  در نظر گرفته شده است.

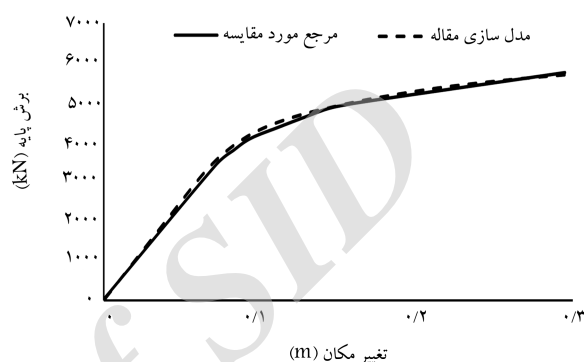
طبق استاندارد ۲۸۰۰ برای این نوع سیستم قاب ساختمانی، ضریب رفتار حالت حد مقاومت برابر  $R = 5$  پیشنهاد شده است. زمین در نظر گرفته‌شده، نوع III واقع در منطقه با لرزه‌خیزی بالا با شتاب میانی طرح  $A = 0/35$  بوده است. وزن لرزه‌یی سازه در این پژوهش برابر بار مرده به‌علاوه‌ی ۲۰٪ بار زنده و نوع کاربری سازه نیز به‌صورت مسکونی با ضریب اهمیت  $I = 1$  در نظر گرفته شده است. برای اعضاء تیر و ستون به ترتیب از مقاطع IPE و IPB استفاده شده است. در جدول ۴، مقاطع طراحی‌شده برای قاب ۵ طبقه برای نمونه ارائه شده است. اگر چه از جنبه‌ی نظری فرایند سعی و خطا برای به‌دست آوردن ضریب رفتار یک سیستم جدید با بازطراحی آن موجب افزایش دقت نتایج خواهد شد، ولی چنان‌که در مقدمه اشاره شده است، تمامی مراجع مورد مطالعه غیر از پژوهش انجام‌شده‌ی در سال ۲۰۰۹<sup>[۱۴]</sup> عملاً چنین کاری را انجام نداده‌اند. به‌نظر می‌رسد این کار زمانی ضروری باشد که اختلاف فاحشی بین فرض اولیه و مقدار نهایی به‌دست‌آمده برای ضریب رفتار وجود داشته باشد. از طرف دیگر، با توجه به اینکه هدف از نوشتار حاضر به‌دست آوردن ضریب رفتار برای سیستم سازه‌یی جدید نیست، بلکه هدف، ارزیابی ضریب رفتار ارائه‌شده‌ی آیین‌نامه‌یی به دو روش مختلف و مقایسه‌ی دو روش مذکور است؛ لذا سازه‌ها فقط ۱ بار و مطابق با ضریب رفتار اولیه‌ی آیین‌نامه طراحی شده‌اند.

منحنی ایده‌آل شده (خطی شده) مدل ۹ طبقه ارائه شده است. برای تعیین ضریب کاهش شکل‌پذیری از بین روابط موجود  $R_{\mu} - \mu$ ، از رابطه‌ی ارائه‌شده‌ی نیومارک و هال<sup>[۲۰]</sup>، به‌عنوان ساده‌ترین رابطه و روابط نصر و کراوینکلر<sup>[۲۱]</sup> و نیز لی و بیگز<sup>[۲۲]</sup> به‌عنوان روابطی تکمیل‌تر استفاده شده است. برای تمامی مدل‌ها، ضریب کاهش ناشی از نامعینی طبق جدول ۳ برابر ۱ در نظر گرفته شده است. لذا ضریب رفتار از ضرب ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری در ضریب کاهش مقاومت‌افزون به‌دست آمده است. ضرایب بزرگنمایی جابه‌جایی نیز برای هر یک از مدل‌ها مطابق رابطه‌ی ۵ محاسبه شده است. بر این اساس هر یک از عوامل مؤثر در ضرایب رفتار و ضرایب بزرگنمایی تغییرمکان براساس روش ارائه‌شده در FEMA-P695 و استاندارد ۲۸۰۰ به ترتیب در جدول‌های ۶ و ۷ ارائه شده است.



شکل ۵. برش مدل ۳ طبقه‌ی SAC<sup>[۲۷]</sup>

در شکل ۹، تغییرات ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری براساس متوسط مقادیر حاصل از ۳ رابطه‌ی  $R_{\mu} - \mu$  و براساس روش‌های ارائه‌شده در FEMA-695 و P و استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به تعداد طبقات و در نتیجه زمان تناوب مدل‌ها نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نتایج براساس دو روش تا حد زیادی نزدیک به هم است. برای قاب‌های خمشی مورد مطالعه، متوسط ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری برای تعداد طبقات مختلف براساس روش FEMA-P695 طبق رابطه‌ی نیومارک و هال برابر ۲/۳۱، طبق رابطه‌ی نصر و کراوینکلر برابر ۲/۲۱، و طبق رابطه‌ی لی و بیگز برابر ۲/۱۰ و براساس روش ارائه‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ این مقادیر به ترتیب برابر ۲/۳۰، ۲/۲۰ و ۲/۱۰ بوده است.



شکل ۶. صحت‌سنجی نتایج با استفاده از مدل ۳ طبقه‌ی SAC<sup>[۲۸]</sup>

تغییرات ضریب کاهش نیرو ناشی از مقاومت‌افزون نسبت به تعداد طبقات و در نتیجه زمان تناوب مدل‌ها در شکل ۱۰ ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تفاوت قابل ملاحظه‌ای در تعیین این ضریب بین ۲ روش FEMA-P695 و استاندارد ۲۸۰۰ وجود دارد؛ به‌طوری‌که روش دوخطی استاندارد ۲۸۰۰ مقادیر کمتری را در کلیه‌ی مدل‌ها نتیجه می‌دهد. همچنین از شکل‌های ۹ و ۱۰ ملاحظه می‌شود که تغییرات ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری و مقاومت‌افزون با زمان تناوب مدل‌ها اندک بوده و روند صعودی یا نزولی مشخص ندارد. متوسط ضریب کاهش نیرو ناشی از مقاومت‌افزون برای تعداد طبقات مختلف طبق روش FEMA-P695 و روش دوخطی معادل استاندارد ۲۸۰۰ به ترتیب برابر ۲/۳۷ و ۱/۸۰ است، در حالی که مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب‌های خمشی فولادی برابر ۳ است.

در شکل ۱۱، متوسط ضریب رفتار سازه‌ها براساس ۳ رابطه‌ی متفاوت برای ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، با استفاده از هر دو روش FEMA-695 و P و استاندارد ۲۸۰۰ و نتایج به‌دست آمده از مدل‌های مختلف با مقدار ضریب رفتار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ متناظر (خط‌چین) مقایسه شده است. ضریب رفتار حد مقاومت قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بدون تغییری نسبت به ویرایش قبلی آن برابر ۵ پیشنهاد شده است. مشاهده می‌شود که نتایج به‌دست آمده براساس روش ارائه‌شده در FEMA-P695 به مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ نزدیک‌تر است. شکل ۱۲، روند تغییرات ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی را در مدل‌های مختلف نسبت به تعداد طبقات نشان می‌دهد. با توجه به مقادیر به‌دست آمده در جدول‌های ۶ و ۷، مقدار میانگین این ضریب در مدل‌های بررسی‌شده در هر دو روش ۳/۶۷ است. مقدار پیشنهادی ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای این کمیت ۴ است.

می‌شود، بین نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام‌شده و پژوهش انجام‌شده‌ی کیم و کومارا<sup>[۲۸]</sup> انطباق قابل قبولی وجود دارد. تفاوت ناچیز موجود، شاید به‌علت استفاده‌ی کیم و کومارا از گزینه‌های متفاوت برای تعریف رفتار غیرخطی باشد.

## ۵. نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی

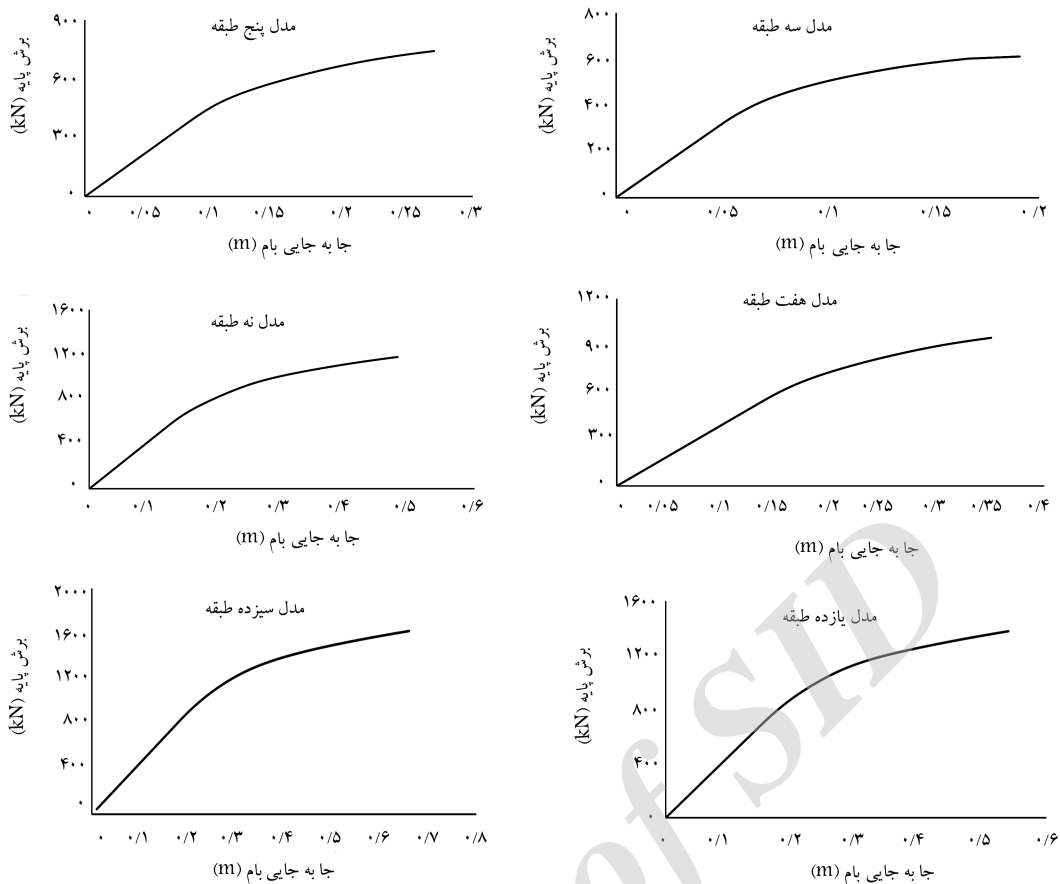
### ۵.۱. نمودارهای بارافزون

همان‌طور که اشاره شده است، برای به‌دست آوردن پارامترهای مؤثر در تعیین ضرایب رفتار و بزرگنمایی تغییرمکان جانبی، از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. در شکل ۷، نتایج تحلیل‌های انجام‌یافته با استفاده از نرم‌افزار OpenSees برای مدل‌های مختلف ارائه شده است.

### ۵.۲. محاسبه‌ی ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی برای

#### مدل‌ها

براساس منحنی‌های بارافزون، ضرایب رفتار برای هر یک از مدل‌ها به صورت حاصل‌ضرب ۳ ضریب محاسبه شده است. پارامترهای مؤثر در این ضرایب، برگرفته از منحنی‌های مذکور در جدول ۵ ارائه شده است. همان‌طور که بیان شده است، در روش ارائه‌شده‌ی FEMA-P695 تمامی پارامترهای موردنیاز مستقیماً از منحنی بارافزون استخراج می‌شود، اما در روش ارائه‌شده در استاندارد ۲۸۰۰، پارامترهای لازم از روی منحنی ایده‌آل شده به‌دست می‌آیند. به این ترتیب ضریب مقاومت‌افزون کاملاً تحت تأثیر نوع روش قرار می‌گیرد. به‌عنوان نمونه، در شکل ۸



شکل ۷. منحنی‌های بارافزون برای مدل‌های مختلف.

جدول ۵. پارامترهای مؤثر در تعیین ضریب رفتار و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان جانبی.

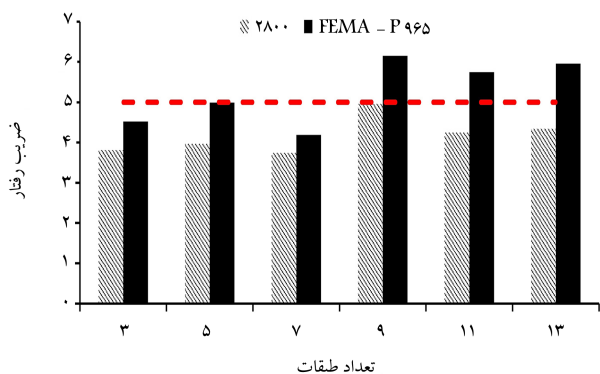
تعداد طبقه	مقاومت اولین تسلیم (kN)	جابه‌جایی اولین تسلیم (m)	جابه‌جایی تسلیم موثر مطابق (m)		مقاومت (kN)		جابه‌جایی بیشینه (m)
			[ $\gamma$ ]	[ $\lambda$ ]	تسلیم مطابق [ $\lambda$ ]	بیشینه	
۳	۳۱۷,۵	۰,۰۵	۰,۰۸	۰,۰۷	۴۶۶	۶۰۶,۴	۰,۱۹
۵	۳۵۹,۸	۰,۰۸	۰,۱۲	۰,۱۲	۵۴۹	۷۴۱,۶	۰,۲۷
۷	۴۹۸,۲	۰,۱۲	۰,۱۸	۰,۱۸	۷۲۲	۹۴۸,۸	۰,۳۵
۹	۵۲۶,۶	۰,۱۲	۰,۱۹	۰,۱۹	۸۶۹	۱۱۷۸,۱	۰,۴۸
۱۱	۶۵۲,۳	۰,۱۴	۰,۲۲	۰,۲۳	۱۰۵۵	۱۳۷۷,۷	۰,۵۴
۱۳	۷۷۱,۰	۰,۱۷	۰,۲۶	۰,۲۸	۱۲۵۳	۱۶۲۲,۹	۰,۶۶

جدول ۶. محاسبات ضریب رفتار و ضریب بزرگ‌نمایی جابه‌جایی براساس روش FEMA-P۶۹۵.

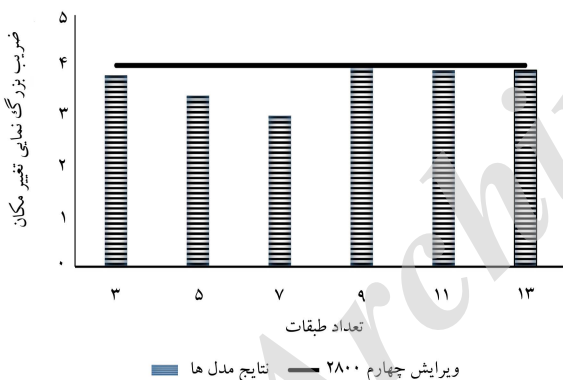
تعداد طبقه	زمان تناوب (s)	ضریب بزرگ‌نمایی جابه‌جایی ( $C_d$ )	$R_\mu$			$\mu$	$R_{s1}$	$R$	
			نیومارک	نصر	لی			نیومارک	نصر
۳	۰,۷۷	۳,۸	۲,۱۷	۱,۹۴	۲,۰۳	۲,۲۱	۴,۷۹	۴,۲۹	۴,۴۹
۵	۱,۰۸	۳,۴	۲,۲۵	۲,۰۳	۲,۰۱	۲,۳۸	۵,۳۵	۴,۸۳	۴,۷۸
۷	۱,۳۴	۳,۰	۱,۹۴	۱,۹۴	۱,۸۳	۲,۲۰	۴,۲۷	۴,۲۷	۴,۰۳
۹	۱,۴۰	۴,۰	۲,۵۳	۲,۳۸	۲,۲۵	۲,۵۸	۶,۵۳	۶,۱۴	۵,۸۰
۱۱	۱,۵۴	۳,۹	۲,۴۵	۲,۴۱	۲,۲۱	۲,۴۴	۵,۹۸	۵,۸۸	۵,۳۹
۱۳	۱,۶۵	۳,۹	۲,۵۴	۲,۵۴	۲,۲۹	۲,۴۳	۶,۱۷	۶,۱۵	۵,۵۶

جدول ۷. محاسبات ضریب رفتار و ضریب بزرگ‌نمایی جابه‌جایی براساس روش دوخطی معادل استاندارد ۲۸۰۰ ایران.

تعداد طبقه	زمان تناوب (s)	ضریب بزرگ‌نمایی جابه‌جایی ( $C_d$ )	$\mu$	$R_\mu$			$R_{s1}$	$R$		
				نیومارک	نصر	لی		نیومارک	نصر	لی
۳	۰٫۷۷	۳٫۸	۲٫۷۱	۲٫۴۳	۲٫۱۱	۲٫۲۳	۱٫۷۱	۴٫۱۶	۳٫۶۱	۳٫۸۲
۵	۱٫۰۸	۳٫۴	۲٫۲۵	۲٫۲۵	۲٫۰۳	۲٫۰۱	۱٫۷۶	۳٫۹۶	۳٫۵۸	۳٫۵۴
۷	۱٫۳۴	۳٫۰	۱٫۹۴	۱٫۹۴	۱٫۹۴	۱٫۸۳	۱٫۶۷	۳٫۲۴	۳٫۲۵	۳٫۰۶
۹	۱٫۴۰	۴٫۰	۲٫۵۲	۲٫۵۲	۲٫۳۸	۲٫۲۴	۱٫۹۰	۴٫۷۹	۴٫۵۲	۴٫۲۶
۱۱	۱٫۵۴	۳٫۹	۲٫۳۵	۲٫۳۵	۲٫۳۴	۲٫۱۴	۱٫۸۷	۴٫۳۹	۴٫۳۹	۴٫۰۰
۱۳	۱٫۶۵	۳٫۹	۲٫۳۶	۲٫۳۶	۲٫۴۱	۲٫۱۶	۱٫۸۸	۴٫۴۴	۴٫۵۳	۴٫۰۶



شکل ۱۱. تغییرات ضریب رفتار نسبت به تعداد طبقات براساس روش FEMA-۶۹۵ و روش دوخطی معادل استاندارد ۲۸۰۰.

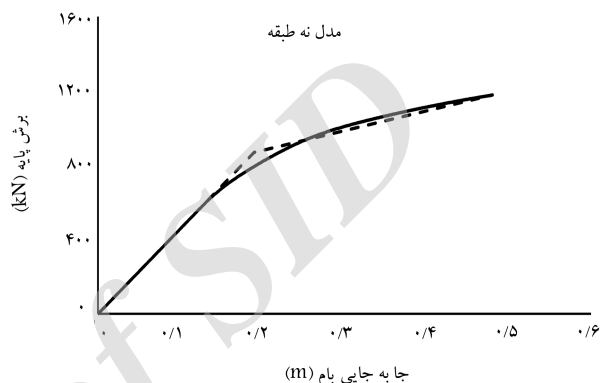


شکل ۱۲. تغییرات ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان جانبی نسبت به تعداد طبقات.

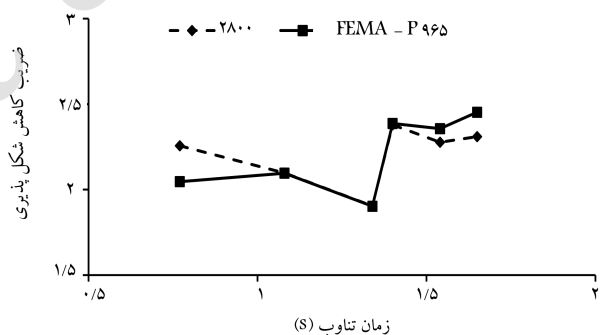
## ۶. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، به منظور ارزیابی ضریب رفتار و ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان جانبی در سازه‌های فولادی با سیستم خمشی متوسط، مدل‌های ۳، ۵، ۷، ۹، ۱۱ و ۱۳ طبقه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار OpenSees قرار گرفته‌اند. اهم نتایج حاصل به این شرح است:

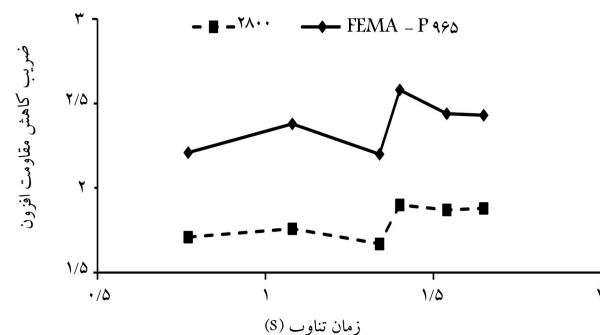
-- با توجه به نتایج به‌دست آمده مشاهده می‌شود که با افزایش ارتفاع و در نتیجه زمان تناوب در مدل‌های مختلف، تغییرات ضریب رفتار و ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان جانبی سازه، روند مشخصی ندارند. میانگین ضریب رفتار براساس



شکل ۸. خطی‌سازی منحنی بارافزون مدل ۹ طبقه.



شکل ۹. تغییرات ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری نسبت به زمان تناوب مدل‌ها.



شکل ۱۰. تغییرات ضریب کاهش ناشی از مقاومت‌افزون نسبت به زمان تناوب مدل‌ها.



-- ضریب رفتار حد مقاومت برای قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط براساس استاندارد  $280^\circ$  در ویرایش چهارم بدون تغییر نسبت به ویرایش قبلی برابر ۵ پیشنهاد شده است. در این بررسی ضریب رفتار برای مدل های با طبقات مختلف به طور متوسط و براساس دو روش FEMA-P۶۹۵ و دوخطی معادل استاندارد  $280^\circ$  به ترتیب برابر ۵/۲۶ و ۳/۹۸ به دست آمده است. بنابراین برای ارزیابی ضریب رفتار، روش FEMA-P۶۹۵ مقادیر عددی مناسب تری نسبت به روش دوخطی معادل  $280^\circ$  نتیجه می دهد.

-- ویرایش چهارم استاندارد  $280^\circ$  مقدار ضریب بزرگ نمایی تغییرمکان جانبی را برابر ۴ پیشنهاد کرده است. با توجه به مقدار میانگین ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان جانبی حاصل در مدل های بررسی شده که برابر ۳/۶۷ بوده است، مقدار پیشنهادی ویرایش چهارم استاندارد  $280^\circ$  ایران فقط اندکی محافظه کارانه به نظر می رسد.

روش FEMA-P۶۹۵ طبق رابطه ی نیومارک و هال، نصر و کراوینگر، و لی و بیگز به ترتیب برابر ۵/۲۵، ۵/۲۶، و  $57^\circ$  و براساس روش دوخطی معادل ویرایش چهارم استاندارد  $280^\circ$  ایران به ترتیب برابر ۴/۱۶، ۳/۹۸ و ۳/۷۹ و همچنین ضریب بزرگ نمایی تغییرمکان به طور متوسط برابر ۳/۶۷ به دست آمده است.

-- بررسی عوامل تشکیل دهنده ی ضریب رفتار، نشان دهنده ی سهم تقریباً برابر ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل پذیری و مقاومت افزون در تعیین ضریب رفتار حاصل برای قاب های خمشی مورد مطالعه در روش FEMA-P۶۹۵ است. چنان که به طور میانگین ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری و مقاومت افزون به ترتیب برابر  $272^\circ$  و  $273^\circ$  بوده است. در روش دوخطی معادل استاندارد  $280^\circ$ ، این مقادیر به ترتیب برابر  $272^\circ$  و  $178^\circ$  بوده است، که برای قاب های خمشی عامل مقاومت افزون کمتری به دست می آید.

## منابع (References)

- ATC, *Structural Response Modification Factors*, ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood city, California (1995).
- ATC, *A Critical Review of Current Approaches to Earthquake Resistant Design*, ATC-34 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California (1995).
- Freeman, S.A. "On the correlation of code force to earthquake demands", *Proceeding of 4th U.S.- Japan Workshop on Improvement of Building Structural Design and Construction Practices*, ATC-15-3R, Redwood City (1990).
- Uang, C.M. "Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  factors for building seismic provisions", *J. of Struct. Eng., ASCE*, **117**(1), pp.19-28 (1991).
- FEMA, *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C. (2000).
- ATC, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40 Report, Redwood city, California, Applied Technology Council (1996).
- FEMA, *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C. (2009).
- Iranian Building Codes and Standards, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (Standard no. 2800)", *4<sup>th</sup> Edition, Road, Housing and Urban development Research Center, Ministry of Roads and Urban Development*, Tehran, Iran (2014).
- Maheri, M.R. and Akbari, R. "Seismic behaviour factor R for steel X-braced and knee-braced RC buildings", *Eng. Struct.*, **25**(12), pp. 1505-1513 (2003).
- Balendra, T. and Huang, X. "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950", *J. of Struct. Eng.*, **129**(8), pp. 1019-1035 (2003).
- Asgarian, B. and Shokrgozar, H.R. "BRBF response modification factor", *J. of Const. Steel Research*, **65**(2), pp. 290-298 (2009).
- Fanaie, N. and Afsar Dizaj, E. "Response modification factor of the frames braced with reduced yielding segment BRB", *Structural Engineering and Mechanics*, **50**(1), pp. 1-17 (2014).
- Kim, J. and Choi, H. "Response modification factors of chevron-braced frames", *Eng. Struct.*, **27**(2), pp. 285-300 (2005).
- Kim, J. and Park, J. "Seismic behavior factors of buckling-restrained braced frames", *Structural Engineering and Mechanics*, **33**(3), pp. 261-284 (2009).
- Abdollahzadeh, G. and Banihashemi, M. "Response modification factor of dual moment-resistant frame with buckling restrained brace (BRB)", *Steel and Composite Structures*, **14**(6), pp. 621-636 (2013).
- Fathi, M. and Daneshjoo, F. and Melchers, R.E. "A method for determining the behaviour factor of moment-resisting steel frames with semi-rigid connections", *Eng. Struct.*, **28**(4), pp. 514-531 (2006).
- Mahmoudi, M. and Abdi, M.G. "Evaluating response modification factors of TADAS frames", *J. of Const. Steel Research*, **71**, pp. 162-170 (2012).
- Louzaï, A. and Abed, A. "Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses", *Bull. Earthquake Eng.*, **13**(6), pp. 1773-1793 (2015).
- Miranda, E. and Bertero, V.V. "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra*, **10**(2), pp. 357-379 (1994).
- Newmark, N.M. and Hall, W.J. *Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities*, Report No. 46, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, pp. 209-236 (1973).
- Nassar, A.A. and Krawinkler, H. *Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems*, Report No. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California (1991).

22. P.Lai, S.S. and Biggs, J.M. "Inelastic response spectra for aseismic building design", *J. of the Struct. Div.*, **106**(6), pp.1295-1310 (1980).

23. Moses, F. "Reliability of structural systems", *J. of the Struct. Div.*, **100**(9), pp. 1813-1820 (1993).

24. Ranganathan, R. *Reliability Analysis and Design of Structures*, TaTa McGraw-Hill, New Dehli (1990).

25. Iranian National Building Code, *Part 10: Design and Construction of Steel Structures*, Ministry of Roads and Urban Development, Tehran, Iran (2013).

26. Iranian National Building Code, *Part 6: Design Loads for Buildings*, Ministry of Roads and Urban Development, Tehran, Iran (2013).

27. Ohtori, Y., Christenson, R.E., Spencer, B.F. and Dyke, S.J. "Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings", *J. of Eng. Mech.*, **130**(4), pp. 366-385 (2004).

28. Kim, S.P. and Kurama, Y.C. "An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands", *J. of Eng. Struct.*, **30**(12), pp. 3793-3807 (2008).

Archive of SID