

## ضریب رفتار قاب‌های دوگانه فولادی با مهاربندهای هم‌محور بزرگ مقیاس

غلامرضا عبدالله زاده<sup>۱\*</sup> و شهروز محمدی<sup>۲</sup>

اطلاعات مقاله	چکیده
<p><b>واژگان کلیدی:</b> مهاربند هم‌محور بزرگ مقیاس، ضریب رفتار، ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری، ضریب رفتار ناشی از اضافه‌مقاومت.</p>	<p>امروزه مهاربندهای بزرگ مقیاس که به طور هم‌زمان اتصال چند طبقه و چند دهانه از یک قاب را به یکدیگر ممکن می‌سازند، در بهبود رفتار ساختمان‌ها تحت اثر زلزله‌های شدید نقش موثری را ایفا می‌کنند. با توجه به این موضوع شناخت عملکرد قاب‌های مجهز شده با این نوع از سیستم‌ها حائز اهمیت است. در این مقاله رفتار لرزه‌ای قاب‌های دوگانه فولادی با مهاربندهای هم‌محور بزرگ مقیاس در سطح شکل‌پذیری ویژه مورد ارزیابی قرار گرفته و ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و اضافه‌مقاومت این نوع از سیستم‌های سازه‌ای محاسبه شده‌است. برای این منظور، اثر ارتفاع ساختمان بر ضریب رفتار با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی پوش‌آور، دینامیکی فزاینده غیرخطی و دینامیکی خطی، بر روی مدل ساختمان‌هایی با تعداد طبقات مختلف که به مهاربندی ضربدری بزرگ مقیاس مجهز شده‌اند، مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج بیان می‌کند که در اکثر مدل‌ها، ضریب رفتار و پارامترهای مؤثر بر آن از قبیل ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت، با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابند ولی نرخ کاهش ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری در مقایسه با نرخ کاهش ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت، سریعتر می‌باشد. در نهایت ضریب رفتار برای هر یک از ساختمان‌ها به طور جداگانه محاسبه شده و متوسط این ضریب برای سازه‌های با تعداد طبقات مختلف در روش‌های طراحی حالات حدی و تنش مجاز به ترتیب ۵/۰ و ۷/۵ حاصل شده‌است.</p>

### ۱- مقدمه

تأمین نمایند. به عبارت دیگر علاوه بر آن که سازه می‌بایستی با رفتاری شکل‌پذیر میزان قابل توجهی از انرژی وارده به خود در اثر زلزله را مستهلک نماید، بلکه باید بتواند با ارائه سختی جانبی کافی، تغییر شکل‌ها را مهار نموده و نیرو را به فونداسیون‌ها منتقل نماید. اکثر آیین‌نامه‌ها مقاومت و شکل‌پذیری را مبنای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها قرار داده و کلیه طراحان با فرض این که مقداری از انرژی ورودی از طریق زلزله، باید توسط

بر پایه اهداف آیین‌نامه‌های مختلف، طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌بایستی به گونه‌ای باشد که بتوانند در برابر زلزله‌های شدید مقاومت کافی از خود نشان داده و در برابر زلزله‌های ضعیف‌تر نیز آرامش و اطمینان را برای ساکنان

\* پست الکترونیک نویسنده مسئول: abdollahzadeh@nit.ac.ir

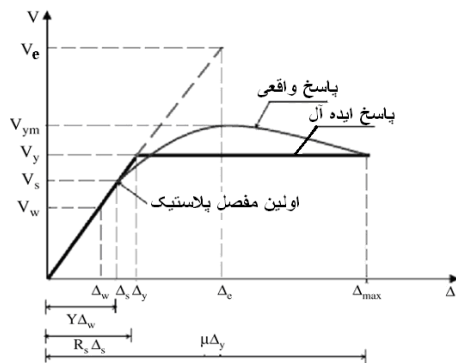
۱. استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بابل

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران مرکز

طیف پاسخ خطی را به طیف پاسخ غیرخطی کاهش می‌دهد. این ضریب با استفاده از رابطه زیر قابل محاسبه است [۵]:

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad (1)$$

که در این رابطه  $V_e$  مقاومت الاستیک مورد نیاز زلزله و  $V_d$  مقاومت طراحی سازه مطابق شکل ۱ است.



شکل ۱- رفتار کلی یک سازه متعارف و تعیین پارامترهای مؤثر در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها [۱]

باتوجه به این‌که روش‌های طراحی در دو سطح الف- بار نهایی در بتن (آیین‌نامه بتن ایران و آیین‌نامه ACI) یا ضریب بار و مقاومت نهایی در فولاد (AISC-LRFD) و ب- روش تنش مجاز (آیین‌نامه فولاد ایران و آیین‌نامه AISC-ASD) متداول است، بنابراین مقاومت طراحی سازه ( $V_d$ ) می‌تواند به ترتیب یکی از دو مقدار برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه ( $V_s$ ) و یا برش پایه در حد تنش‌های مجاز ( $V_w$ ) را به خود اختصاص دهد. لذا رابطه ۱ را می‌توان به این صورت نوشت:

$$R_u = \frac{V_e}{V_s} \quad (2)$$

$$R_w = \frac{V_e}{V_w} \quad (3)$$

در این روابط  $R_u$  ضریب رفتار بر مبنای روش‌های طراحی حالات حدی و یا حد نهایی مقاومت و  $R_w$  ضریب رفتار بر مبنای روش طراحی تنش مجاز هستند که بین دو سطح طراحی ذکر شده رابطه ۴ را می‌توان در نظر گرفت:

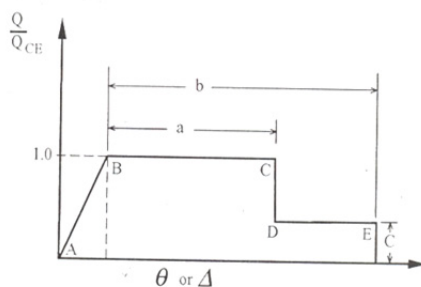
تغییر شکل‌های پلاستیک اتلاف شود، هم‌نظر هستند اما توجه به این نکته که این تغییر شکل‌ها باید محدود و وابسته به حدود مجاز باشند نیز ضروری است. ظرفیت نهایی اتلاف انرژی در هر سازه به عوامل مختلفی از جمله پارامترهای لرزه‌ای سازه، مشخصه نگاشت زلزله و شرایط محیطی محل احداث سازه وابسته است که از میان آن‌ها ضریب رفتار که در واقع قابلیت استهلاک انرژی در محدوده پلاستیک باتوجه به عدم واژگونی و تغییر شکل‌های بزرگ در سازه است از اهمیت خاصی برخوردار است.

در این مقاله، به محاسبه ضریب رفتار ناشی از اضافه‌مقاومت و شکل‌پذیری در سه قاب ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه با سیستم سازه‌ای دوگانه فولادی با مهاربندهای هم‌محور بزرگ مقیاس در سطح شکل‌پذیری ویژه که طبق آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) [۱] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) [۲] طرح شده‌اند، پرداخته شده‌است. برای محاسبه این ضرایب از تحلیل پوش آور، تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی و تحلیل دینامیکی خطی استفاده شده‌است و میانگین ضرایب محاسبه شده برای سه سازه، به‌عنوان ضرایب نهایی، در نظر گرفته شد.

## ۲- پارامترهای ضریب رفتار

به جهت سهولت تحلیل‌های خطی، اغلب آیین‌نامه‌ها مانند NEHRP [۳] UBC، [۴] و آیین‌نامه زلزله ایران [۱]، نیروی زلزله وارد بر ساختمان‌ها را با تحلیل‌های الاستیک خطی برآورد می‌نمایند ولی برای آن‌که بتوان از تمام ظرفیت ساختمان در هنگام زلزله شدید استفاده نمود لازم است تا سازه وارد ناحیه غیرخطی گردد. لذا نیروی زلزله‌ای که از تحلیل خطی حاصل شده‌است با استفاده از ضریب رفتار ( $R$ ) کاهش یافته و ساختمان برای نیروی کوچکتری طراحی می‌شود. به عبارت دیگر، ضریب رفتار،

تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد، تغییرشکل مقاطع برحسب تغییرشکل حد تسلیم آن‌ها محاسبه می‌گردد. این آیین‌نامه برحسب این‌که نسبت تغییرشکل مقطع به تغییرشکل حد تسلیم آن چه مقدار باشد، ایمنی مقطع را به صورت کیفی و در چند دسته مختلف بیان می‌کند. در این روش در هر مقطع مقدار خسارت با استفاده از معیارهای فوق مشخص می‌شود و در مورد رفتار کلی سازه نیز با محاسبه موقعیت نقطه عملکرد سازه (Performance Point) مقدار خسارت وارده به کل سازه مشخص می‌شود.



شکل ۲- نمونه ای از منحنی نیرو- تغییرشکل مفصل غیرخطی آیین‌نامه FEMA 273 [۳]

در شکل ۲  $Q$  نیرو در مفصل که می‌تواند ممان یا برش،  $Q_{CE}$  حد تسلیم این دو مقدار و  $\Delta$ ،  $\theta$  جابه‌جایی و دوران در مفصل می‌باشند. با داشتن نقطه عملکرد در حقیقت وضعیت سازه تحت تاثیر بار حداکثر زلزله مشخص می‌شود. بدین ترتیب می‌توان دقیقاً پیش‌بینی کرد که هر یک از عناصر سازه‌ای و حتی تاسیسات چه تغییرشکل‌هایی را متحمل خواهند شد و تدابیر لازم را برای مقاوم‌سازی آن‌ها اتخاذ کرد. در این مقاله برای تعریف مفصل غیرخطی برای مقاطع اعضای سازه‌ای و اختصاص آن به عنصر از آیین‌نامه FEMA 273 [۳] استفاده شده‌است.

#### ۴- تحلیل و طراحی مدل‌ها

مدل‌های مورد استفاده در این تحقیق، ۳ قاب دوبعدی با سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی به‌همراه مهاربند

$$\gamma = \frac{R_w}{R_u} = \frac{V_s}{V_w} \quad (4)$$

در این رابطه  $\gamma$ ، ضریبی است که بر اساس نحوه برخورد آیین‌نامه‌های طراحی با تنش‌های طراحی (تنش تسلیم و تنش مجاز) تعیین می‌شود و مقدار این ضرایب معمولاً در حدود ۱/۴-۱/۷ می‌باشد. در آیین‌نامه UBC97 مقدار این ضریب ۱/۴ ارائه شده‌است یعنی:

$$R_w = 1.4 R_u \quad (5)$$

در حقیقت منشأ ضریب رفتار، ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری ( $R_u$ ) و ضریب رفتار ناشی از اضافه‌مقاومت ( $R_s$ ) و تفاوت در سطح تنش‌های طراحی می‌باشد. ضریب رفتار بر اثر شکل‌پذیری، برابر است با  $[1-\delta]$ :

$$R_u = \frac{V_e}{V_y} \quad (6)$$

که در آن  $V_e$ ، ماکزیمم برش پایه وارد به سازه، در صورتی‌که رفتار سازه ارتجاعی باقی بماند و  $V_y$ ، ماکزیمم برش پایه متناظر با حد تسلیم عمومی سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی، ماکزیمم برش پایه در رفتار الاستیک-پلاستیک کامل، می‌باشد.

همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، مقاومت ذخیره‌ای که بین تراز تسلیم کلی سازه ( $V_y$ ) و تراز اولین تسلیم ( $V_s$ ) وجود دارد، به‌عنوان اضافه‌مقاومت شناخته می‌شود. از این‌رو، ضریب رفتار ناشی از اضافه‌مقاومت، برابر است با:

$$R_s = 1.155 R_{s0} = 1.155 \frac{V_y}{V_s} \quad (7)$$

از این‌رو، ضریب رفتار روش طراحی تنش مجاز با استفاده از رابطه زیر قابل محاسبه است:

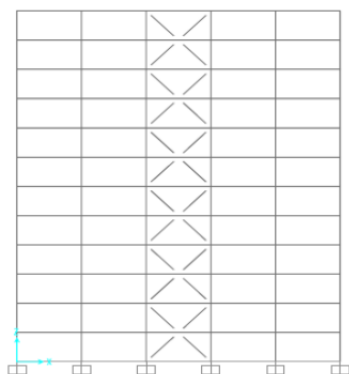
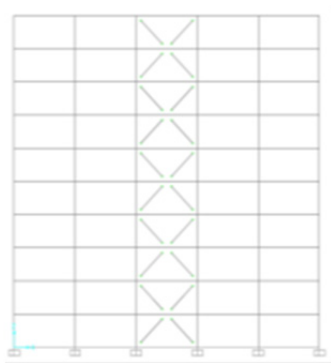
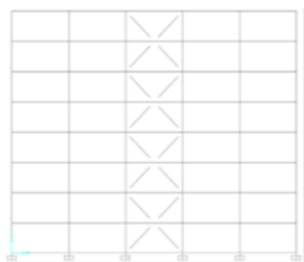
$$R_w = R_u \times R_s \times \gamma \quad (8)$$

#### ۳- معیارهای خسارت تحمیل شده بر سازه:

در نشریه شماره ۲۷۳ موسسه FEMA روش جدیدی برای سنجش ایمنی و خسارت سیستم‌های ساختمانی ارائه شده‌است. در این روش ساده که مبتنی بر روش

فولادی با مهاربند هم‌محور برابر ۹ انتخاب شده است.  $A$ ، شتاب مبنای طرح بوده و باتوجه به سطح خطر لرزه خیزی زیاد برابر  $0/3$  می‌باشد.

بار مرده، زنده و تیغه‌بندی در تمام طبقات به جز بام، به ترتیب برابر ۵۰۰، ۲۰۰ و ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار مرده و زنده بام به ترتیب ۵۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بعلاوه دیوار خارجی از نوع دیوار سفالی با ضخامت ۲۵ سانتی‌متر و با وزن واحد سطح  $306$  کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. فولاد مصرفی در ساختمان‌ها از نوع St 37 با مدول الاستیسیته  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ، تنش جاری شدن  $2400 \text{ kg/cm}^2$  و مقاومت نهایی  $3700 \text{ kg/cm}^2$  می‌باشد.



شکل ۳- مدل‌های ساخته شده

هم‌محور بزرگ مقیاس، (در این مقاله، منظور مهاربندهایی است که هر دو طبقه را به صورت ضربدری به هم متصل می‌کند)، با تعداد طبقات ۸، ۱۰ و ۱۲ می‌باشد که طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) [۲] تحلیل و طراحی شده‌اند. کاربری ساختمان مسکونی فرض شده است. قاب‌ها از نوع قاب کناری و دارای ۵ دهانه ۶ متری بوده که عرض بارگیر تیرها در آن برابر ۳ متر می‌باشد (شکل ۳). در یک تحقیق که توسط Assaf [۸] انجام شده است، نشان داده شده است که تعداد دهانه‌ها تأثیر چندانی بر ضریب رفتار ندارد. ارتفاع تمامی طبقات، ۳ متر و سازه فولادی در سطح شکل‌پذیری ویژه در نظر گرفته شده است. ساختگاه سازه مطابق تقسیم‌بندی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران [۱]، از لحاظ سطح خطر لرزه‌خیزی، منطقه با خطر نسبی زیاد و از لحاظ تیپ خاکی که سازه بر روی آن احداث می‌شود، خاک تیپ II لحاظ شده است. کلیه اتصالات تیر به ستون، صلب و اتصال مهاربند به تیر و ستون مفصلی می‌باشد. برای طراحی قاب‌ها از روش تنش مجاز مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲] استفاده شده است.

برای طراحی سازه در برابر زلزله و محاسبه برش پایه ناشی از آن، از روش استاتیکی معادل، مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران [۱]، استفاده شده است. برش پایه طراحی برابر است با:

$$V = C.W \quad (9)$$

که در آن  $V$  برش پایه سازه،  $W$  وزن مؤثر سازه و  $C$  ضریب زلزله می‌باشد که برابر است با:

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (10)$$

که در آن  $A \times B$ ، شتاب طیفی بوده و باتوجه به پیروید اصلی ساختمان و نوع خاک (شکل ۴) محاسبه می‌شود.  $I$ ، ضریب اهمیت ساختمان بوده و باتوجه به کاربری مسکونی آن برابر ۱ می‌باشد.  $R$ ، ضریب رفتار سازه برای طراحی اولیه آن مطابق سیستم سازه‌ای قاب دوگانه

• اگر  $\frac{P}{P_{CL}} < 0.5$  باشد، آنگاه در ستون مفصل لنگر

خمشی همراه با نیروی محوری فشاری کنترل‌شونده توسط تغییرشکل تعریف می‌شود.

که  $P$ ، نیروی محوری ستون در تغییرمکان هدف و  $P_{CL}$ ، کوچکترین مقدار حاصله ناشی از حالت حدی کمانش ستون، کمانش موضعی بال یا جان، می‌باشد.

کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون‌های ناشی از حالات حدی ذکر شده، برای مقاطعی که دارای شرایط فشرده یا غیرفشرده می‌باشند، برابر است با [۹]:

$$P_{CL} = 1.7F_a \cdot A \quad (11)$$

که در آن  $F_a$ ، تنش فشاری مجاز به‌دست آمده طبق بحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲] می‌باشد و در محاسبه آن باید به‌جای  $F_y$  از  $F_{yLB}$  (کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم) استفاده شود که به‌صورت زیر قابل محاسبه می‌باشد [۹]:

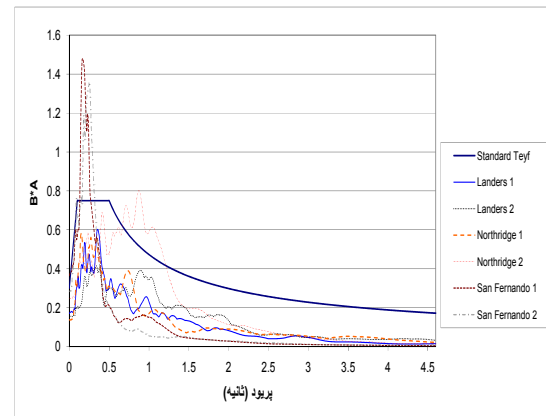
$$F_{yLB} = kF_y \cong F_y \quad (12)$$

۱. به ستون‌های شبکه خرابی، (ستون‌های اطراف مهاربندها)، مفصل نیروی محوری کششی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و مفصل نیروی محوری فشاری کنترل‌شونده توسط نیرو اختصاص داده می‌شود.

۲. به مهاربندها، مفصل نیروی محوری کنترل‌شونده توسط تغییرشکل اختصاص داده می‌شود.

#### ۶- محاسبه ضریب رفتار

برای محاسبه ضریب رفتار می‌توان از دو روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده نمود. Mwafy و Elnashai [۱۰] در تحقیقی، کاربردها و محدودیت‌های دو روش مذکور را مورد ارزیابی قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که تحلیل استاتیکی غیرخطی، بیشتر برای سازه‌های منظم با زمان‌تناوب کوتاه مناسب است ولی تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه‌های خاص و با زمان‌تناوب بالا، به



شکل ۴- طیف استاندارد و طیف ویژه ساختگاه

#### ۵- مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار

برای تحلیل و طراحی خطی مدل‌ها از نرم‌افزار SAP2000 ver14.0.0 استفاده شده‌است. لازمه انجام تحلیل‌های غیرخطی با این نرم‌افزار، معرفی مفاصل پلاستیک برای المان‌ها می‌باشد که مفاصل معرفی‌شده به المان‌ها در مدل‌های این تحقیق به شرح زیر می‌باشد [۹]:

۱. به تیرها، مفصل لنگر خمشی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و مفصل نیروی برشی کنترل‌شونده توسط نیرو اختصاص داده می‌شود. لازم به ذکر است که در اکثر موارد باتوجه به مدفون بودن تیرهای فولادی و رفتار صلب سقف‌های تیرچه‌بلوک و کامپوزیت، نیروهای محوری به-وجود آمده در این اعضا، بسیار کم است. در این نرم‌افزار اگر دیافراگم صلب به سقف‌ها نسبت داده شود، در تیرها هیچ‌گونه نیروی محوری ایجاد نخواهد شد.

۲. به کلیه ستون‌ها، مفصل نیروی برشی کنترل‌شونده توسط نیرو اختصاص داده می‌شود. همچنین مفصل لنگر خمشی توأم با نیروی محوری فشاری به‌صورت زیر اختصاص داده می‌شود:

• اگر  $\frac{P}{P_{CL}} > 0.5$  باشد، آنگاه در ستون مفصل نیروی

محوری فشاری کنترل‌شونده توسط نیرو تعریف می‌شود.

وزن طبقات)، در ادامه تغییرشکل‌های ناشی از ترکیب بارهای ثقلی بر روی سازه، به آن‌ها اعمال شده‌اند [۹].

برای محاسبه  $V_y$ ، نیز تحلیل دینامیکی غیرخطی با PGA افزایش یافته تحت زمین لرزه‌های متناسب با طیف طراحی، بر روی سازه‌ها انجام پذیرفته است. طیف پاسخ و طیف طراحی در شکل ۴ نشان داده شده‌اند. این تحلیل‌ها با استفاده از شتاب نگاشت‌های زلزله‌های لندرز، نورثریچ و سان فرناندو، که مشخصات کامل آن در جدول ۱ آمده‌است، به این صورت انجام پذیرفته‌اند که رکوردها در ادامه تغییرشکل‌های ثقلی حاصل از ترکیب بارهای ثقلی G1 و G2، که در بالا به آن‌ها اشاره شده‌است، به سازه اعمال شده و PGA آن‌ها به کمک سعی و خطا تا جایی افزایش داده می‌شود که سازه بتواند تحت رکورد موردنظر، کل زمان زلزله را طی نموده و به یکی از معیارهای خرابی، که در ادامه توضیح داده شده‌است، برسد. حداکثر برش پایه در طول تاریخچه زمانی موردنظر، همان نیروی برشی نهایی متناسب با تسلیم کلی سازه خواهد بود [۱۱]. با مشخص شدن  $V_s$  و  $V_y$ ، ضریب اضافه‌مقاومت واقعی محاسبه می‌شود.

دلیل در نظر گرفتن اثر موده‌های بالاتر، ارجح است. در این پژوهش به دلیل بالا بردن دقت انجام کار از هر دو روش برای محاسبه ضریب رفتار استفاده شده‌است.

در این مقاله برای محاسبه ضریب رفتار، دو ضریب  $R_{\mu}$  و  $R_s$  محاسبه شده‌اند که در ادامه بیان شده‌اند.

#### ۱-۶- ضریب اضافه‌مقاومت

برای محاسبه نیروی برشی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک،  $V_s$ ، تحلیل استاتیکی غیرخطی با بار جانبی افزایش یافته روی مدل‌ها انجام پذیرفته است. برای این کار ترکیب بارهای ثقلی G1 و G2 به صورت زیر معرفی شده‌اند [۹]:

$$G1 = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (13)$$

$$G2 = 0.9Q_D \quad (14)$$

که در آن  $Q_D$ ، بار مرده و  $Q_L$ ، بار زنده مؤثر بر سازه می‌باشد.

الگوهای بار جانبی در تحلیل پوش آور به دو صورت مثلثی (توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی خطی) و یکنواخت (توزیع متناسب با

جدول ۱- مشخصات زلزله‌های مورد بررسی برای آنالیز دینامیکی خطی و غیرخطی تاریخچه زمانی

نام زلزله	مؤلفه	تاریخ وقوع به میلادی	فاصله (km)	PGA (g)	نام رکورد در نرم‌افزار
Landers	LANDERS/DSP000	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	۲۳/۲	۰/۱۷۱	Landers 1
	LANDERS/DSP090			۰/۱۵۴	Landers 2
Northridge	NORTHR/WIL090	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۲۵/۷	۰/۱۳۶	Northridge 1
	NORTHR/WIL180			۰/۲۴۵	Northridge 2
San Fernando	SFERN/L12021	۱۹۷۱/۰۲/۰۹	۲۰/۳	۰/۳۶۶	San Fernando 1
	SFERN/L12291			۰/۲۸۳	San Fernando 2

طبقه، تغییرمکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیرخطی، در تحلیل آن به دست می‌آید)، در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید:

$$\Delta_M \leq 0.025H \quad (15)$$

۱. برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه

معیارهای خرابی سازه توسط دو شاخص زیر تعریف می‌شوند:

#### ۱-۱-۶- تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای

طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۷]، تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح، (تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح، در هر

نهایت با مشخص شدن  $V_e$  و  $V_y$ ، ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری محاسبه می‌شود [۵ و ۱۱].

$$R_s \text{ و } R_{\mu} \text{ - محاسبه ۳-۶}$$

شکل‌های ۵ تا ۸، منحنی‌های پوش آور را برای سازه‌های مختلف و تحت الگوهای بار جانبی مثلثی و یکنواخت نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، الگوی بارگذاری جانبی در تحلیل پوش آور به صورت (Tri or Uni) xP(G1 or G2) نامگذاری شده‌اند که عبارت Tri بیانگر الگوی بار جانبی مثلثی، (الگوی بار جانبی متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی)، عبارت Uni بیانگر الگوی بار جانبی یکنواخت، عبارت xP بدین معناست که بار جانبی در جهت مثبت محور Xها اعمال شده‌است و عبارت (G1 or G2) مشخص می‌نماید که بار جانبی در ادامه تغییرشکل‌های ثقلی حاصل از کدام یک از ترکیب بارهای ثقلی G1 یا G2 اعمال می‌شود.

در شکل ۹، منحنی برش پایه برحسب تغییرمکان بام، حاصل از تحلیل پوش آور با بارهای جانبی TriPG1 و UnixPG1 و تحلیل دینامیکی غیرخطی با بار جانبی Landers 1-G1 در سازه ۱۰ طبقه با هم مقایسه شده‌اند. در این شکل حالت بارگذاری جانبی در تحلیل دینامیکی غیرخطی به‌گونه‌ای نامگذاری شده‌است که در آن عبارت (G1 or G2) مشخص می‌نماید که شتاب‌نگاشت موردنظر در ادامه تغییرشکل‌های ثقلی حاصل از کدام یک از ترکیب بارهای ثقلی G1 یا G2 است. همچنین اعداد ۱ یا ۲ که به‌همراه نام زلزله‌ها آمده‌اند بیانگر شماره رکورد زلزله موردنظر (مطابق جدول ۱) می‌باشد.

۲. برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر و یا مساوی ۰/۷ ثانیه

$$\bar{\Delta}_M \leq 0.02H \quad (۱۶)$$

که در روابط فوق H، ارتفاع طبقه می‌باشد.

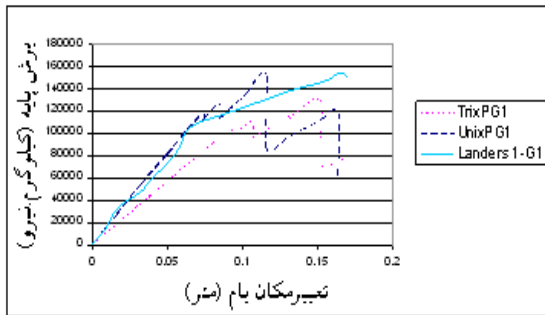
#### ۲-۱-۶- ناپایداری قاب و تشکیل مکانیزم خرابی

مهمترین عوامل مؤثر در پایداری یک سازه عبارتند از: مقاومت و سختی اجزا، اتصالات و هندسه آن. این عوامل به‌همراه قابلیت استهلاک انرژی و افزایش درصد میرایی، زمینه‌ساز پایداری هستند. این معیار هنگامی به‌کار می‌رود که به‌علت تشکیل آرایش خاصی از مفاصل پلاستیک، تحت یک رکورد خاص، بخشی از سازه یا کل آن به وضعیت مکانیزم درآمده و ناپایدار شود [۷ و ۱۲]. حتی اگر در سازه تحت آن رکورد، محدودیت تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای رخ نداده باشد.

لازم به ذکر است که در این پژوهش در تمامی تحلیل‌ها، معیار خرابی سازه‌ها، تشکیل مکانیزم بوده است. بنابراین حاصل انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، ترسیم منحنی‌های برش پایه برحسب زمان بوده است که ماکزیمم برش پایه در طول زمان زلزله، همان  $V_y$  خواهد بود.

#### ۲-۶- ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری

برای محاسبه  $R_{\mu}$ ، تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی تاریخچه‌زمانی روی مدل‌ها انجام شده‌است. همان‌طور که در بخش قبل توضیح داده شد، با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت یک رکورد خاص و انجام سعی و خطا روی PGA آن،  $V_y$  سازه تحت آن رکورد خاص محاسبه می‌شود. حال با انجام تحلیل دینامیکی خطی تحت همان رکورد خاص و با همان PGA به‌دست آمده، که منجر به تسلیم سازه موردنظر تحت آن شتاب‌نگاشت خاص شده‌است، روی سازه موردنظر، نیروی برشی پایه نهایی خطی سازه،  $V_e$ ، محاسبه خواهد شد. در



شکل ۹- مقایسه "تغییر مکان بام- برش پایه" حاصل از تحلیل‌های پوش آور با بارهای جانبی TrixPG1 و UnixPG1 و تحلیل دینامیکی غیرخطی با بار جانبی Landers 1-G1 در مدل ۱۰ طبقه

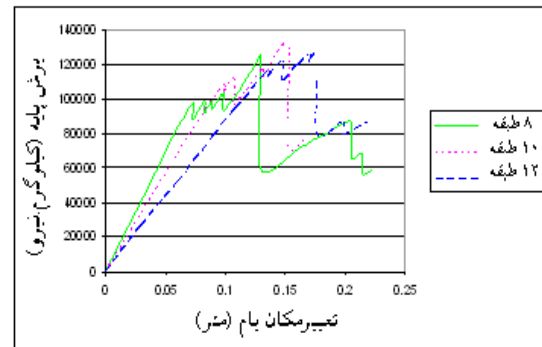
در جدول ۲، نیروی برشی پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک ( $V_s$ )، حاصل از تحلیل پوش آور، برای مدل‌ها نمایش داده شده‌است.

جدول ۲- نیروی برشی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در مدل‌ها ( $V_s$ )

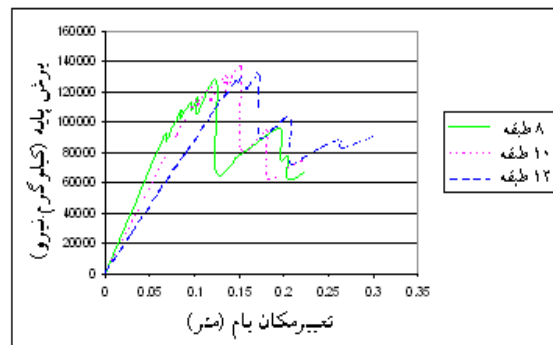
مدل	الگوی بار جانبی	$V_s (ton)$	میانگین مقدار $V_s (ton)$
۸ طبقه	TrixPG1	۷۱/۷	۸۳/۳
	TrixPG2	۷۸/۷	
	UnixPG1	۸۷	
	UnixPG2	۹۵/۸	
۱۰ طبقه	TrixPG1	۸۳/۴	۹۰/۱
	TrixPG2	۹۱/۶	
	UnixPG1	۸۸/۴	
	UnixPG2	۹۷	
۱۲ طبقه	TrixPG1	۹۴/۱	۱۰۴
	TrixPG2	۱۰۵/۸	
	UnixPG1	۱۰۳/۴	
	UnixPG2	۱۱۲/۸	

در جدول ۳، نیروی نهایی برشی پایه متناظر با خرابی سازه ( $V_y$ )، حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی با PGA، افزایشنده و نیروی برشی پایه نهایی الاستیک سازه ( $V_e$ )، حاصل از تحلیل دینامیکی خطی، برای مدل‌ها نمایش داده شده‌است.

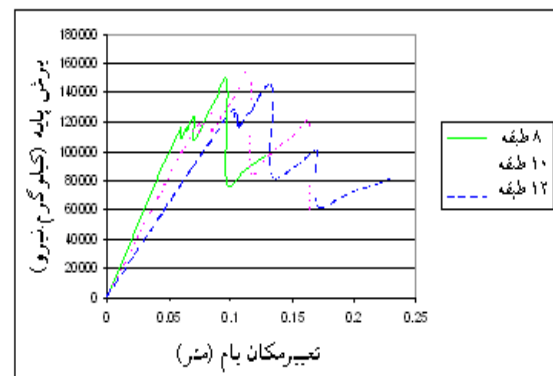
در جداول ۴ تا ۶، ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و ضریب رفتار، به ترتیب برای مدل ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه ارائه شده‌است.



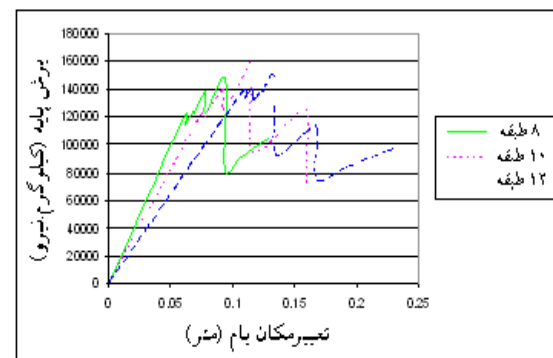
شکل ۵- منحنی پوش آور سازه‌ها تحت بار جانبی TrixPG1



شکل ۶- منحنی پوش آور سازه‌ها تحت بار جانبی TrixPG2



شکل ۷- منحنی پوش آور سازه‌ها تحت بار جانبی UnixPG1



شکل ۸- منحنی پوش آور سازه‌ها تحت بار جانبی UnixPG2



جدول ۳- مقادیر  $V_y$  و  $V_e$  در مدل‌ها

شتاب‌نگاشت اعمالی	مدل ۸ طبقه		مدل ۱۰ طبقه		مدل ۱۲ طبقه	
	$V_y$ (ton)	$V_e$ (ton)	$V_y$ (ton)	$V_e$ (ton)	$V_y$ (ton)	$V_e$ (ton)
Landers 1-G1	۱۴۶/۳	۵۲۶/۷	۱۴۹/۹	۴۳۶/۳	۱۷۴/۸	۳۴۹/۵
Landers 1-G2	۱۸۳/۶	۵۳۹/۶	۱۹۴/۳	۴۷۷/۶	۲۱۸/۵	۴۲۶
Landers 2-G1	۱۴۷/۹	۴۲۹	۱۵۲/۸	۴۰۶/۱	۱۷۸/۹	۳۴۰
Landers 2-G2	۱۵۹/۵	۴۱۶/۳	۱۶۲/۴	۴۳۳/۲	۱۸۷/۳	۳۴۶/۴
Northridge 1-G1	۱۵۷	۵۰۳/۸	۱۶۲/۳	۳۹۲/۶	۱۷۸/۹	۳۶۳/۲
Northridge 1-G2	۱۷۳/۲	۴۷۱/۱	۱۸۰/۴	۴۱۲/۳	۲۰۲/۹	۳۶۵/۲
Northridge 2-G1	۱۵۴/۹	۴۰۴/۳	۱۵۹	۳۸۱/۴	۱۸۲/۱	۳۵۸/۶
Northridge 2-G2	۱۶۴/۱	۴۴۳/۱	۱۷۲/۳	۳۹۵/۱	۱۸۹/۳	۲۸۴
San Fernando 1-G1	۹۸/۳	۳۰۵/۷	۱۰۳/۶	۳۶۴/۴	۱۱۹/۶	۳۶۶/۱
San Fernando 1-G2	۱۰۷/۸	۳۶۹/۸	۱۰۹/۴	۳۶۸/۷	۱۲۴/۸	۳۲۴/۶
San Fernando 2-G1	۱۰۸/۲	۳۱۹/۲	۱۱۵/۶	۴۰۷/۴	۱۱۹/۶	۳۵۸/۹
San Fernando 2-G2	۱۱۵/۸	۴۰۸/۸	۱۲۲/۹	۴۱۵/۲	۱۳۳/۲	۳۹۱/۵

جدول ۴- ضریب اصلاح پاسخ در مدل ۸ طبقه

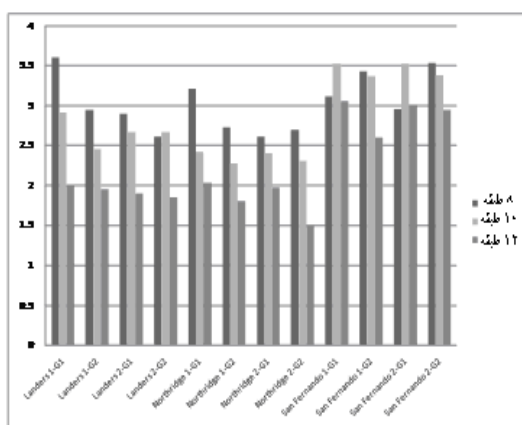
شتاب‌نگاشت اعمالی	$R_{S_0}$	$R_s$	$R_\mu$	$Y$	$R_u$	$R_w$
Landers 1-G1	۱/۷۲	۱/۹۹	۳/۶۰	۱/۵	۷/۱۵	۱۰/۷۳
Landers 1-G2	۲/۲۰	۲/۵۴	۲/۹۴	۱/۵	۷/۴۷	۱۱/۲۰
Landers 2-G1	۱/۷۶	۲/۰۳	۲/۹۰	۱/۵	۵/۸۹	۸/۸۴
Landers 2-G2	۱/۸۲	۲/۲۲	۲/۶۱	۱/۵	۵/۷۹	۸/۶۸
Northridge 1-G1	۱/۸۸	۲/۱۷	۳/۲۱	۱/۵	۶/۹۶	۱۰/۴۵
Northridge 1-G2	۲/۰۸	۲/۴۰	۲/۷۲	۱/۵	۶/۵۳	۹/۸۰
Northridge 2-G1	۱/۸۶	۲/۱۵	۲/۶۱	۱/۵	۵/۶۱	۸/۴۱
Northridge 2-G2	۱/۹۷	۲/۲۷	۲/۷۰	۱/۵	۶/۱۳	۹/۲۱
San Fernando 1-G1	۱/۱۸	۱/۳۶	۳/۱۱	۱/۵	۴/۲۳	۶/۳۶
San Fernando 1-G2	۱/۳۰	۱/۵۰	۳/۴۳	۱/۵	۵/۱۵	۷/۷۲
San Fernando 2-G1	۱/۳۰	۱/۵۰	۲/۹۵	۱/۵	۴/۴۲	۶/۶۴
San Fernando 2-G2	۱/۳۹	۱/۶۰	۳/۵۳	۱/۵	۵/۶۵	۸/۵۰
مقدار نهایی (میانگین)					۵/۹۲	۸/۸۸

جدول ۵- ضریب اصلاح پاسخ در مدل ۱۰ طبقه

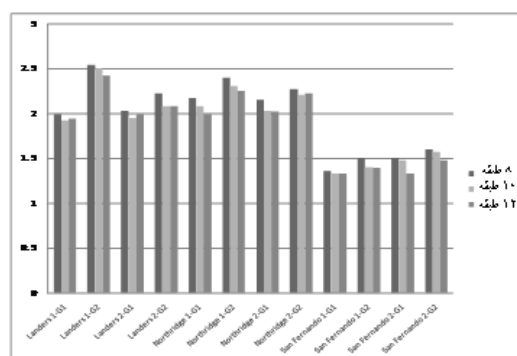
شتاب‌نگاشت اعمالی	$R_{S_0}$	$R_s$	$R_\mu$	$Y$	$R_u$	$R_w$
Landers 1-G1	۱/۶۶	۱/۹۲	۲/۹۱	۱/۵	۵/۵۳	۸/۳۸
Landers 1-G2	۲/۱۶	۲/۵۰	۲/۴۶	۱/۵	۶/۱۵	۹/۲۱
Landers 2-G1	۱/۶۹	۱/۹۵	۲/۶۷	۱/۵	۵/۲۱	۷/۸۲
Landers 2-G2	۱/۸۰	۲/۰۸	۲/۶۷	۱/۵	۵/۵۵	۸/۳۳
Northridge 1-G1	۱/۸۰	۲/۰۸	۲/۴۲	۱/۵	۵/۰۳	۷/۵۵
Northridge 1-G2	۲	۲/۳۱	۲/۲۸	۱/۵	۵/۲۷	۷/۹۰
Northridge 2-G1	۱/۷۶	۲/۰۳	۲/۴۰	۱/۵	۴/۸۷	۷/۳۲
Northridge 2-G2	۱/۹۱	۲/۲۱	۲/۳۰	۱/۵	۵/۰۸	۷/۶۱
San Fernando 1-G1	۱/۱۵	۱/۳۳	۳/۵۲	۱/۵	۴/۶۷	۷/۰۱
San Fernando 1-G2	۱/۲۱	۱/۴۰	۳/۳۷	۱/۵	۴/۷۲	۷/۰۶
San Fernando 2-G1	۱/۲۸	۱/۴۸	۳/۵۲	۱/۵	۵/۲۱	۷/۸۰
San Fernando 2-G2	۱/۳۶	۱/۵۷	۳/۳۸	۱/۵	۵/۳۱	۷/۹۶
مقدار نهایی (میانگین)					۵/۲۲	۷/۸۳

جدول ۶- ضریب اصلاح پاسخ در مدل ۱۲ طبقه

شتاب نگاشت اعمالی	$R_{S_0}$	$R_S$	$R_\mu$	$Y$	$R_u$	$R_w$
Landers 1-G1	۱/۶۸	۱/۹۴	۲	۱/۵	۳/۸۸	۵/۸۲
Landers 1-G2	۲/۱۰	۲/۴۲	۱/۹۵	۱/۵	۴/۷۲	۷/۱۰
Landers 2-G1	۱/۷۲	۱/۹۹	۱/۹۰	۱/۵	۳/۷۹	۵/۶۶
Landers 2-G2	۱/۸۰	۲/۰۸	۱/۸۵	۱/۵	۳/۸۵	۵/۷۷
Northridge 1-G1	۱/۷۲	۱/۹۹	۲/۰۳	۱/۵	۴/۰۴	۶/۰۵
Northridge 1-G2	۱/۹۵	۲/۲۵	۱/۸۰	۱/۵	۴/۰۵	۶/۰۸
Northridge 2-G1	۱/۷۵	۲/۰۲	۱/۹۷	۱/۵	۳/۹۸	۵/۹۷
Northridge 2-G2	۱/۸۲	۲/۲۲	۱/۵۰	۱/۵	۳/۳۳	۴/۷۳
San Fernando 1-G1	۱/۱۵	۱/۳۳	۳/۰۶	۱/۵	۴/۰۷	۶/۱۰
San Fernando 1-G2	۱/۲۰	۱/۳۹	۲/۶۰	۱/۵	۳/۶۱	۵/۴۰
San Fernando 2-G1	۱/۱۵	۱/۳۳	۳	۱/۵	۳/۹۹	۵/۹۸
San Fernando 2-G2	۱/۲۸	۱/۴۸	۲/۹۴	۱/۵	۴/۳۵	۶/۵۲
مقدار نهایی (میانگین)					۳/۹۵	۵/۹۳

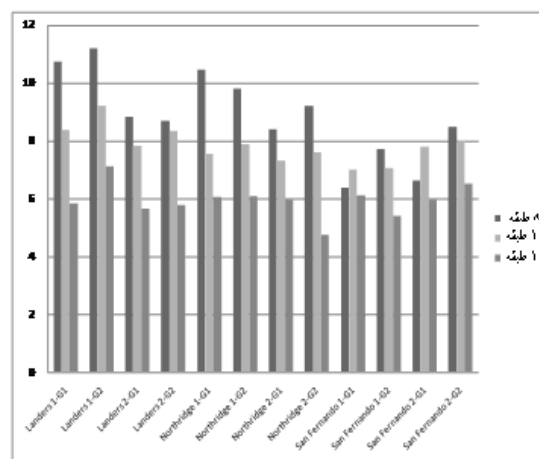


شکل ۱۱- مقایسه ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری در مدل‌ها

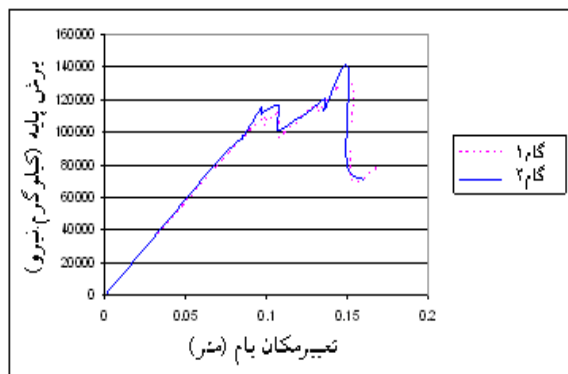


شکل ۱۲- مقایسه ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت در مدل‌ها

در شکل‌های ۱۰ تا ۱۲، به ترتیب برای مقایسه ضریب رفتار، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت در مدل‌های ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه، نمودارهایی به تفکیک رکوردها نشان داده شده‌است. همان‌طور که از شکل‌ها مشاهده می‌شود، در اکثر مدل‌ها با افزایش تعداد طبقات، ضریب رفتار، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود که ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت، نسبت به افزایش تعداد طبقات با سرعت بیشتری کاهش می‌یابد.



شکل ۱۰- مقایسه ضریب رفتار مدل‌ها



شکل ۱۳- منحنی پوش آور برای قاب ۱۰ طبقه

جدول ۷، ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت، ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری و ضریب رفتار را برای مدل ۱۰ طبقه در مرحله دوم نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مرحله دوم، ضریب رفتار در روش تنش مجاز برابر  $7/52$  و در روش تنش نهایی برابر  $5/01$  به دست آمده است که تغییر قابل توجهی را نسبت به نتایج مرحله اول این قاب نشان نمی‌دهد.

#### ۴-۶- محاسبه ضریب رفتار نهایی

برای به دست آوردن مقدار دقیق و نهایی ضریب رفتار، روند محاسبه ضریب رفتار می‌بایست چندین بار تکرار گردد، به این صورت که پس از طراحی قاب‌ها با ضریب رفتار اولیه و محاسبه ضریب رفتار جدید، قاب‌ها مجدداً با ضریب رفتار جدید، طراحی شده و مجدداً طبق روش توضیح داده شده، ضریب رفتار مرحله بعد به دست می‌آید و بازمی‌آید. قاب‌ها طراحی شده و ضریب رفتار مرحله بعد به دست می‌آید و این روند تا جایی ادامه پیدا می‌کند که ضریب رفتار در دو مرحله متوالی با تقریب خوبی به هم همگرا شوند.

این کار بر روی سازه ۱۰ طبقه انجام پذیرفته است و مشاهده شد که ضریب رفتار به دست آمده در مرحله اول و دوم، تفاوت قابل توجهی نداشته است.

شکل ۱۳، منحنی پوش آور را برای الگوی بار جانبی TrixPG1 در دو مرحله متوالی نشان می‌دهد.

جدول ۷- ضریب اصلاح پاسخ در مدل ۱۰ طبقه در مرحله دوم

شتاب‌نگاشت اعمالی	$R_{s0}$	$R_s$	$R_\mu$	$Y$	$R_u$	$R_w$
Landers 1-G1	۱/۶۴	۱/۹۰	۳/۳۱	۱/۵	۶/۳۶	۹/۴۰
Landers 1-G2	۲/۳۱	۲/۵۵	۲/۳۲	۱/۵	۵/۹۲	۸/۸۷
Landers 2-G1	۱/۶۷	۱/۹۳	۲/۵۷	۱/۵	۴/۹۶	۷/۴۴
Landers 2-G2	۱/۷۸	۲/۰۶	۲/۴۳	۱/۵	۵	۷/۵۰
Northridge 1-G1	۱/۸۰	۲/۰۸	۲/۳۶	۱/۵	۴/۷۰	۷/۰۵
Northridge 1-G2	۲/۰۳	۲/۳۵	۲/۱۰	۱/۵	۴/۹۴	۷/۴۰
Northridge 2-G1	۱/۸۰	۲/۰۸	۲/۳۵	۱/۵	۴/۶۸	۷/۰۲
Northridge 2-G2	۱/۹۰	۲/۱۹	۲/۰۹	۱/۵	۴/۵۸	۶/۸۷
San Fernando 1-G1	۱/۱۵	۱/۳۳	۳/۴۱	۱/۵	۴/۵۳	۶/۷۹
San Fernando 1-G2	۱/۲۵	۱/۴۴	۳/۳۳	۱/۵	۴/۶۵	۶/۹۷
San Fernando 2-G1	۱/۲۹	۱/۴۹	۳/۳۹	۱/۵	۴/۹۰	۷/۳۵
San Fernando 2-G2	۱/۳۴	۱/۵۵	۳/۲۵	۱/۵	۵/۰۴	۷/۵۶
مقدار نهایی (میانگین)					۵/۰۱	۷/۵۲

موضوع باتوجه به نمودارهای شکل‌های ۱۰ تا ۱۲ قابل تشریح است. براساس این نمودارها در اکثر مدل‌ها با افزایش تعداد طبقات، هر دو ضریب موثر در ضریب رفتار روند کاهشی داشته که البته در این بین شیب نزولی

#### ۵-۶- تأثیر تعداد طبقات بر ضریب رفتار

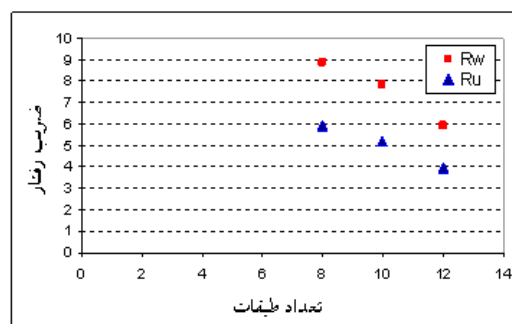
در شکل ۱۴، تغییرات ضریب رفتار با ارتفاع ساختمان نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش تعداد طبقات، ضریب رفتار کاهش می‌یابد. این

تحلیل دینامیکی غیرخطی با PGA افزایشی، محاسبه شده‌است. نتایج به‌دست آمده به شرح زیر می‌باشد:

۱. متوسط ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت برای این سیستم برابر  $1/9$  به‌دست آمده است.
۲. متوسط ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری برای این سیستم برابر  $2/65$  به‌دست آمده است.
۳. متوسط ضریب رفتار در طراحی به روش تنش مجاز برای این سیستم برابر  $7/5$  به‌دست آمده است.
۴. متوسط ضریب رفتار در طراحی به روش تنش حد نهایی برای این سیستم برابر  $5/0$  به‌دست آمده است.
۵. در اکثر مدل‌ها، ضریب رفتار و پارامترهای مؤثر بر آن از قبیل ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت، با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابند.

با افزایش تعداد طبقات، نرخ کاهش ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری در مقایسه با نرخ کاهش ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت، سریعتر بوده و این امر اهمیت بیشتر پارامتر ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری را در محاسبه ضریب رفتار بیان می‌کند.

ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری بیشتر بوده و در کاهش ضریب رفتار نقش موثرتری ایفا نموده‌است.



شکل ۱۴- تاثیر تعداد طبقات در ضریب رفتار

## ۷- نتیجه‌گیری

ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و ضریب رفتار برای ۳ قاب با سیستم سازه‌ای مختلط فولادی با مهاربندهای هم‌محور بزرگ مقیاس، (که هر دو طبقه را به‌صورت ضربدری به هم وصل می‌کند)، در سطح شکل‌پذیری ویژه، با استفاده از روش‌های تحلیل پوش آور، تحلیل دینامیکی خطی و

## مراجع

- [۱] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۸۴). "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله". ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [۲] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۷). "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی". مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، چاپ اول، ۱۳۸۷.
- [3] FEMA, (1997). "NEHRP provisions for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency, Rep FEMA 273 and 274, Washington DC.
- [4] UBC, (1997). "Uniform Building Code". International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- [5] Uang, C.M. (1991). "Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  factors for building seismic provisions". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28.
- [6] Uang, C.M. (1992). "Seismic Force Reduction and Displacement Amplification Factors". Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, pp. 5875-5880.
- [۷] تسنیمی، ع، معصومی، ع. (۱۳۸۵). "محاسبه ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح". مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، گزارش تحقیقاتی، نشریه شماره گ-۴۳۶، چاپ اول.
- [8] Assaf, A.F. (1989). "Evaluation of structural overstrength in steel building systems". MSc thesis, Northeastern University, Boston, MA.

[۹] نشریه شماره ۳۶۰، (۱۳۸۵). "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود". دفتر امور فنی، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ویرایش اول، ۱۳۸۵.

[10] Mwafy, A.M., Elnashai, A.S. (2001). "Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings". *Engineering Structures*, Vol. 23, No. 5, pp. 407–24.

[11] SAP2000 ver 14.0.0, Manual and Software.

[12] Asgarian, B., Shokrgozar, H.R. (2008). "BRBF Response Modification Factor". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, No. 2, pp. 290-298.