

## تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی با تیرهای خرپایی ویژه

بهرام نوائی نیا<sup>\*</sup>، پریسا اسماعیل تبار نشلی<sup>۲</sup> و آزاده السادات اصغری<sup>۳</sup>

اطلاعات مقاله	چکیده
<p><b>واژگان کلیدی:</b> قاب‌های خمشی خرپایی ویژه، تحلیل استاتیکی غیرخطی، ضریب شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت، ضریب رفتار.</p>	<p>در چند دهه اخیر استفاده از قاب‌های خمشی خرپایی ویژه به‌عنوان یک نمونه نسبتاً جدید از سیستم قاب فولادی برای مناطق زلزله خیز توسعه یافته‌است. این قاب‌ها انرژی زمین‌لرزه را از طریق بخش‌های ویژه شکل‌پذیر واقع شده در نزدیکی وسط دهانه شاهتیر خرپایی مستهلک می‌کنند. در این تحقیق ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی با تیرهای خرپایی ویژه ناشی از شکل‌پذیری و اضافه‌مقاومت با مدل‌سازی به روش اجزای محدود به کمک تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی (pushover) تعیین شده‌است. به‌منظور در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح در تشکیل مفاصل پلاستیک از مدل الاستوپلاستیک استفاده شده است. محل تشکیل مفاصل پلاستیک در ابتدا و انتهای تیرها و ستون‌ها فرض گردیده است. تحلیل‌ها برای دو حالت با قطری‌های ضربدری و ویران‌دیل قاب‌های دو و سه دهانه برای سازه‌های ۳ الی ۸ طبقه صورت پذیرفته و مورد ارزیابی قرار گرفته‌است. نتایج نشان می‌دهد که ضریب رفتار قاب ویران‌دیل بیشتر از ضریب رفتار قاب ضربدری است که معرف عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر این سازه‌ها می‌باشد. همچنین نتایج نشان می‌دهند که ضریب رفتار در حالت کلی به‌شدت وابسته به ارتفاع سازه است به‌طوری‌که با افزایش ارتفاع سازه این ضریب به‌طور قابل توجهی افزایش می‌یابد.</p>

### ۱- مقدمه

استفاده از قاب با تیرهای خرپایی ویژه<sup>(STMF)</sup> است. از تیرهای خرپایی در سازه‌های فولادی به‌منظور انتقال بارهای قائم و نیز هم‌زمان به‌عنوان عضو افقی در سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی استفاده می‌شود. در قاب‌های خمشی با تیرهای خرپایی ویژه، منطقه ایجاد تغییرشکل پلاستیک و جذب انرژی در ناحیه میانی خرپا می‌باشد. در این ناحیه، نیروی برشی حاصل از بار قائم اندک بوده و با قراردادن اعضای مورب ضعیف‌تر و یا حذف این اعضا می‌توان آن منطقه را مستعد تغییرشکل‌های غیرالاستیک و جذب انرژی زلزله ساخت، لذا دارای مکانیزم مناسب خرابی در برابر زلزله می‌باشند. خرپاهای

باتوجه به نوع کاربری بعضی سازه‌ها نظیر ساختمان‌های تجاری و صنعتی، شرایط طراحی ایجاب می‌کند که فاصله ستون‌ها بیش از مقدار متعارف باشد و در این حالت گزینه‌های گوناگونی برای طراحی سیستم باربر ساختمان وجود دارد. یکی از مؤثرترین و پرکاربردترین این گزینه‌ها

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

۱. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۲. کارشناس ارشد مهندسی عمران، گرایش سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی

بابل

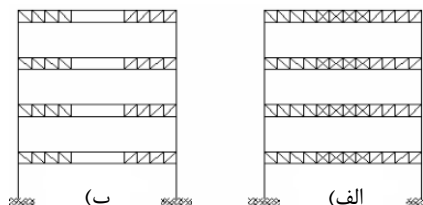
۳. دانشجوی دکتری مهندسی عمران، گرایش سازه، دانشگاه صنعتی

نوشیروانی بابل

نوع سیستم و جنبه‌های ویژه آن را در نظر خواهند گرفت و بر مبنای آن می‌توان مجموعه‌ای از متغیرهایی را تعریف کرد که رفتار سیستم را تعیین می‌کنند. در اکثر آیین‌نامه‌ها از جمله آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۶]، تعیین نیروهای جانبی به روش استاتیکی معادل صورت می‌گیرد که در آن ضریب رفتار (R) یک متغیر اساسی است. این ضریب منعکس‌کننده اضافه مقاومت، شکل‌پذیری، پایداری، نحوه شکست، قدرت جذب انرژی، ضریب میرایی و رفتار کلی سازه در مقابل زلزله می‌باشد. با توجه به اهمیت ضریب رفتار و تأثیر آن بر نتایج طراحی سازه‌ها، تحقیقات بسیار وسیعی در این خصوص صورت پذیرفته که روش یانگ [۷] و فریمن [۸] نسبتاً شاخص می‌باشد. روش فریمن که متکی بر طیف ظرفیت می‌باشد نیاز به استفاده از یک روند سعی و خطایی دارد که فرایندی وقت‌گیر می‌باشد. این محقق مقدار ضریب رفتار را به صورت حاصل ضرب دو ضریب اصلی ظرفیت سازه و نیاز زلزله بیان می‌کند که در بردارنده پارامترهایی همچون تأثیر سیستم سازه‌ای، پیکربندی، مصالح به کار رفته، وزن، ابعاد در پلان و ارتفاع، ضرایب بار، نامعینی سازه، مشخصات اتلاف انرژی، ویژگی‌های رفتار غیرخطی مصالح سازه، مکانیزم خرابی و غیره در سازه می‌باشد. در حالی که در روش یانگ ضریب رفتار سازه حاصل ضرب سه پارامتر ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب نامعینی بیان شده است. روش یانگ در مقایسه با روش فریمن دارای مبانی ساده‌تر و در عین حال کاربردی‌تری می‌باشد.

علاوه بر این در سال‌های اخیر مطالعات گسترده‌ای در خصوص ضریب رفتار صورت گرفته است. Akbari and Maheri [۹] با بررسی ضریب رفتار قاب‌های بتن مسلح با مهاربندی‌های فولادی ضربدری و زانویی نشان دادند که در سیستم‌های دوگانه کوتاه با مهاربند زانویی، مقادیر شکل‌پذیری و در نتیجه ضریب رفتار بزرگتر از مقادیر مربوطه به قاب‌های با مهاربند ضربدری است. Huang و Balendra [۱۰] نشان دادند که اضافه مقاومت و

ویژه را می‌توان به فرم قطری‌های ضربدری یا ناحیه میانی به صورت باز شو به شکل مستطیل (ویرندیل) طرح کرد [۱-۴]. نمونه‌ای از این نوع خرپاها در شکل ۱ نشان داده شده‌اند.

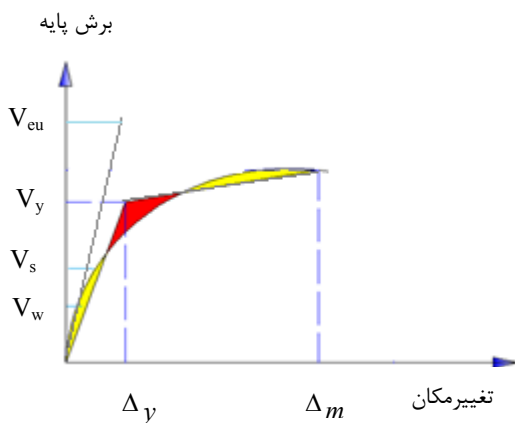


شکل ۱- قاب با تیر خرپایی ویژه (الف) با قطری‌های ضربدری، (ب) ویرندیل

این قاب‌ها در مقایسه با قاب‌های ساخته شده از تیرورق‌ها اقتصادی‌تر، با اجرای ساده‌تر در اتصال به ستون و نیز سبک‌تر هستند. علاوه بر این، جان باز این خرپاها امکان استفاده بهتر از فضای مورد نیاز تأسیسات را فراهم می‌سازد. از دیگر مزایای سیستم (STMF) آن است که با کمک شایسته‌های عمیق‌تر و با افزایش اعضای جان در قسمت‌های ویژه می‌توان درجه نامعینی را افزایش داده و در نتیجه به سختی سازه‌ای کلی بیشتری دست یافت. علاوه بر مزایای اشاره شده، در این سازه‌ها جزئیات اتصال تیر به ستون نیز ساده می‌باشد. عیب عمده چنین سیستم‌های سازه‌ای آن است که به دلیل سختی و مقاومت بیشتر خرپاها در مقایسه با ستون‌ها، در اغلب موارد محل تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها بوده، لذا شکل‌پذیری کمتری حاصل می‌گردد که در طراحی چندان مطلوب نمی‌باشد. به دلیل ویژگی‌های برشمرده شده استفاده از این سیستم‌ها در ساختمان‌هایی نظیر بیمارستان‌ها و ساختمان‌های تجاری و صنعتی در بعضی کشورها مقبولیت یافته است. نیازها و کاربردهای این سیستم‌ها سبب انجام تحقیقات نسبتاً گسترده‌ای به خصوص در دهه نود قرن بیستم گردیده که منجر به بسط و توسعه آیین‌نامه‌های طراحی در این زمینه شدند [۲، ۳ و ۵].

اغلب آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای معیارهایی جهت طراحی سیستم‌های سازه‌ای ارائه می‌دهند. این معیارها

ناشی از رفتار الاستیک سازه توسط این ضریب به نیروهای طراحی تنزل می‌یابد تا بدین ترتیب عملکرد واقعی از سازه انتظار داشته باشیم. بدین منظور براساس پیشنهاد یانگ [۷] رابطه برش‌پایه-تغییرمکان در یک سازه چند درجه آزادی را می‌توان به صورت شکل ۲ نمایش داد. این شکل در واقع معرف پاسخ سازه تحت تغییرمکان‌های افزایشی می‌باشد که می‌تواند به صورت دو خطی ایده‌آل شده و براساس آن مؤلفه‌های ضریب رفتار را تعیین نمود. در این شکل  $V_{eu}$  حداکثر نیروی برش‌پایه با رفتار کاملاً ارتجاعی سازه،  $V_y$  مقاومت تسلیم،  $V_s$  نیروی برشی متناظر با اولین نقطه تسلیم سازه،  $\Delta_m$  تغییرمکان حداکثر،  $\Delta_y$  تغییرمکان متناظر با  $V_y$  و  $V_w$  نیروی برش‌پایه طراحی سازه می‌باشد.



شکل ۲- منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل پوش‌آور

شکل‌پذیری سازه ( $\mu$ ) که نشان‌دهنده ظرفیت جذب و استهلاک انرژی در سازه می‌باشد، تابعی از رفتار سازه پس از تسلیم آن بوده و برابر با نسبت حداکثر تغییرمکان  $\Delta_m$  به تغییرمکان نقطه نظیر تسلیم سازه  $\Delta_y$  می‌باشد [۷].

ضریب رفتار حاصل از این منحنی دوخطی به روش شکل‌پذیری یانگ عبارت است از:

$$R_w = \frac{V_{eu}}{V_w} = \frac{V_{eu}}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \cdot R_S \cdot \gamma \quad (1)$$

که در آن  $R_\mu$  ضریب شکل‌پذیری،  $R_S$  ضریب اضافه‌مقاومت،  $\gamma$  ضریب تنش مجاز سازه می‌باشد [۷].

شکل‌پذیری سازه در سیستم‌های قاب‌خمشی بامهاربندی ضربدری X-شکل و V-شکل تقریباً یکسان است. Asgarian [۱۱] نیز با بررسی ضریب رفتار سیستم قاب خمش با مهاربندی‌های کم‌انرژی‌پذیر به این نتیجه رسید که با افزایش تعداد طبقات، شکل‌پذیری و اضافه‌مقاومت سازه کاهش و به دنبال آن ضریب رفتار سازه نیز کاهش می‌یابد. Kim و Choi [۱۲] با بررسی ضریب رفتار قاب خمش معمولی و ویژه با مهاربندی هشتی نتیجه گرفتند که با افزایش طول دهانه در این نوع سیستم‌ها شکل‌پذیری و اضافه‌مقاومت سازه افزایش و در نتیجه ضریب رفتار نیز افزایش می‌یابد. وائقی و اسماعیل‌تبار [۱۳] با بررسی ضریب رفتار قاب‌های مجهز به میراگر اصطکاکی نتیجه گرفتند که عملکرد میراگر باتوجه به بار لغزش آن در شکل‌پذیری و ضریب‌رفتار سازه مؤثر می‌باشد و همچنین باتوجه به مقدار شکل‌پذیری سازه می‌توان عملکرد بهینه میراگر را مشخص نمود.

به دلیل اهمیت ضریب رفتار در استاندارد ۲۸۰۰ ایران که از پارامترهای اساسی بارگذاری لرزه‌ای می‌باشد و به دلیل قابلیت بسیار مناسب روش تحلیل پوش‌آور در تعیین ضریب رفتار سازه‌ها، که تاکنون در آنالیز قاب‌های خرپایی ویژه به کار گرفته نشده، در این تحقیق، ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و اضافه‌مقاومت قاب‌های خرپایی ویژه در دو حالت با قطری‌های ضربدری و ویرندیل مورد ارزیابی و مقایسه قرار می‌گیرد. بدین منظور چندین نمونه قاب با تغییر پارامترهای مختلف نظیر تعداد دهانه و تعداد طبقات به روش اجزا محدود تحت تحلیل پوش‌آور قرار گرفته و در نهایت ضریب رفتار کلی این سازه‌ها براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۶] برای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) ارزیابی گردیدند.

## ۲- تئوری

ضریب‌رفتار نسبتی از حداکثر نیروی لرزه‌ای سازه در حالت خطی به نیروی طراحی لرزه‌ای می‌باشد. نیروهای لرزه‌ای

۱-۲- ضریب شکل‌پذیری  $R_{\mu}$ 

در تحقیق حاضر  $\alpha = 3\%$  در نظر گرفته شده که براساس آن مقدار  $a$  و  $b$  به کمک درون‌یابی به ترتیب برابر  $0.975$  و  $0.360$  می‌باشد.

۲-۲- ضریب اضافه‌مقاومت  $R_S$ 

ضریب اضافه‌مقاومت نسبت نیروی برشی متناظر با مکانیزم در سازه،  $V_y$ ، به نیروی برشی متناظر با اولین نقطه تسلیم در سازه،  $V_S$ ، می‌باشد. به منظور در نظر گرفتن دقیق‌تر  $R_S$  به دلیل وجود عدم اطمینان‌ها نظیر اختلاف بین تنش اسمی واقعی جاری‌شدن، اثر المان‌های غیرسازه‌ای در ساختمان‌ها و نظایر آن، مرجع [۷] رابطه زیر را پیشنهاد نموده است:

$$R_{S0} = R_S \cdot F_1 \cdot F_2 \cdot F_3 \dots \quad (4)$$

که  $F_1$  به منظور در نظر گرفتن اختلاف بین حد جاری‌شدن اسمی و حد جاری‌شدن واقعی سازه می‌باشد این ضریب برای سازه‌های فولادی برابر  $1.05$  پیشنهاد شده است [۹] و  $F_2$  ضریب  $F_2$  به منظور در نظر گرفتن اثر افزایش تنش جاری‌شدن در اثر افزایش نرخ تغییر کرنش به هنگام وقوع زلزله اعمال می‌گردد. مطالعات آماری نشان داده است که مقدار  $1.1$  برای این ضریب مناسب می‌باشد [۷]. سایر ضرایب، نظیر  $F_3$  به منظور در نظر گرفتن تأثیر عوامل مختلفی همچون اثر اجزای غیرسازه‌ای و نحوه توزیع نیروی جانبی در طبقات و غیره می‌باشند که مقدار آن با توجه به عدم انجام مطالعات مناسب برابر واحد پیشنهاد گردیده است [۷]. به این ترتیب بنا به پیشنهاد منابع فوق‌الذکر حاصل ضرب کلیه ضرایب معادل  $1.155$  در نظر گرفته شده است [۷].

## ۳-۲- ضریب تنش مجاز

نسبت  $V_y$  به  $V_w$  که با ضریب  $Y$  بیان می‌شود، در واقع رابطه بین ضریب رفتار در روش طراحی براساس تنش مجاز و طراحی براساس حالت حدی است که بیان‌کننده اختلاف موجود در الگوی طراحی آیین‌نامه‌های مختلف

سازه‌ها در اثر وجود شکل‌پذیری مقدار قابل‌توجهی از انرژی زلزله را به صورت هیستریزس تلف می‌کنند که مقدار این اتلاف انرژی به مقدار شکل‌پذیری کل سازه بستگی دارد. در حالت کلی عوامل مختلفی بر ضریب شکل‌پذیری سازه تأثیر دارند که از جمله می‌توان به نوع مصالح، نوع سازه مقاوم، هندسه سازه، خاک منطقه، بارگذاری، مدل نیرو-تغییرشکل و همچنین مشارکت مودهای بالاتر اشاره نمود. لذا تاکنون تحقیقات زیادی برای تعیین  $R_{\mu}$  با توجه به عوامل مؤثر بر آن صورت گرفته است. بر این اساس مشخص گردیده است که این ضریب تابعی از دو متغیر اصلی یعنی شکل‌پذیری  $\mu$  و زمان تناوب سازه می‌باشد. تحقیقات نشان می‌دهد که در زمان تناوب‌های ارتعاشی بالاتر سازه‌ها این ضریب مستقل از زمان تناوب گردیده و برابر مقدار خود شکل‌پذیری می‌باشد. در محدوده زمان تناوب‌های کم این ضریب به شدت به زمان تناوب سازه وابسته می‌باشد به طوری که برای سازه‌های صلب ضریب شکل‌پذیری برابر یک می‌باشد.

در این تحقیق از رابطه پیشنهادی ناسار و کراوینکلر به دلیل لحاظ شدن فاکتورهای سازه‌ای از جمله مقدار سخت‌شوندگی کرنشی و زمان تناوب اصلی سازه استفاده شده است.

$$R_{\mu} = [C(\mu - 1) + 1] \frac{1}{C} \quad (2)$$

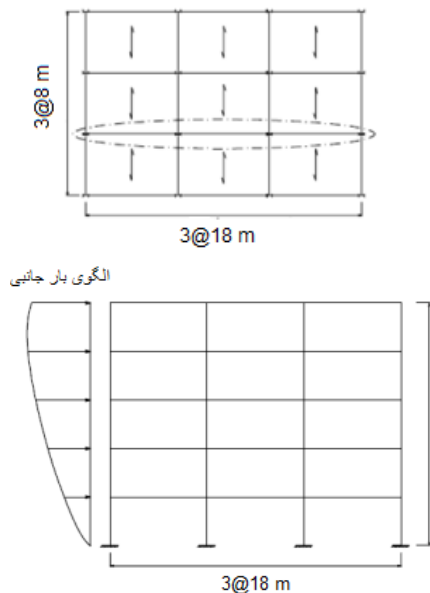
$$C(T, a) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (3)$$

که  $T$  زمان تناوب اصلی سازه،  $\alpha$  مقدار سخت‌شوندگی کرنشی و پارامترهای  $a$  و  $b$  بر حسب  $\alpha$  در جدول ۱ ارائه شده است [۱۴].

جدول ۱- پارامترهای مورد نیاز در رابطه ناسار و کراوینکلر [۱۴]

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

قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطری‌های ضربدری و ویرندیل می‌باشند. به‌عنوان مثال مدل STMF 3-5-X مربوط به نمونه قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطری‌های ضربدری دارای ۳ دهانه و ۵ طبقه می‌باشد که در شکل ۳ نشان داده شده‌اند.



شکل ۳- پلان و نمای کلی قاب‌های انتخابی تحت بارگذاری جانبی مثلثی

لازم به ذکر است طراحی اولیه کلیه قاب‌ها براساس ضوابط مربوط به طراحی قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط می‌باشد. به‌منظور تسهیل در فرایند محاسبات که در چند مرحله نیاز به تحلیل و اصلاح مقاطع قاب می‌باشد از آئین‌نامه AISC-ASD89 که در نرم‌افزار مورد استفاده در این تحقیق (SAP2000 نسخه ۱۴) تعریف شده، استفاده شده است. جهت تعیین ضریب برش‌پایه در بارگذاری‌های جانبی قاب‌ها استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۶] استفاده شده است. براساس این استاندارد این ضریب از رابطه (۶) بدست می‌آید.

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (6)$$

که در آن A نسبت شتاب مبنای طرح؛ B ضریب بازتاب ساختمان؛ I ضریب اهمیت و R ضریب رفتار سازه است.

است و تقریباً ۱/۴ تا ۱/۷ است. در صورت استفاده از آیین‌نامه AISD-ASD در طراحی این ضریب با رابطه (۵) تعریف می‌شود:

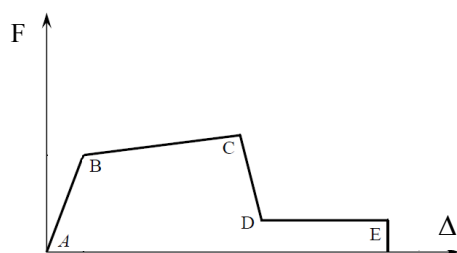
$$Y = \frac{V_s}{V_w} = \frac{R_w}{R_u} = \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S(0.6F_y) \times 1.33} \quad (5)$$

که در آن  $M_p$  لنگر پلاستیک مقطع،  $M_w$  لنگر الاستیک مقطع، Z اساس مقطع پلاستیک و S اساس مقطع الاستیک مقطع و  $F_y$  تنش تسلیم فولاد می‌باشد. ضریب ۱/۳۳ به‌علت افزایش تنش مجاز طراحی به هنگام استفاده از ترکیبات بار ناشی از نیروهای ثقلی و زلزله در طراحی به روش تنش مجاز است. نسبت  $\frac{Z}{S}$  برای مقاطع بال‌پهن تقریباً برابر ۱/۱۵ است [۱۶].

### ۳- مدل‌سازی

#### ۳-۱- طراحی مدل‌ها

براساس تئوری ارائه شده در بخش قبل، به‌منظور تعیین ضریب رفتار قاب‌های فولادی خرپایی ویژه با تغییر پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار شامل ارتفاع سازه، تعداد دهانه که معرف درجه نامعینی سازه می‌باشد، ضریب مذکور مورد ارزیابی قرار گرفته است. در این تحقیق طیف نسبتاً گسترده‌ای از قاب‌های خمشی فولادی با تعداد دهانه‌های ۲ و ۳، تعداد طبقات ۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ و نیز برای دو نوع قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطری‌های ضربدری و ویرندیل بررسی شده است. کلیه قاب‌های مورد بررسی، قاب میانی یک ساختمان می‌باشد که در آن طول کلیه دهانه‌ها یکسان و معادل ۱۸ متر و ارتفاع طبقات نیز ۶ متر در نظر گرفته شده است. فاصله دو قاب مجاور یا دهانه جانبی قاب‌ها نیز ۸ متر در نظر گرفته شده است. نام‌گذاری نمونه‌ها به‌صورت کلی STMF a-b-X و STMF a-b-V می‌باشد که در آن عدد a بیانگر تعداد دهانه، b معرف تعداد طبقات، X و V به ترتیب نوع



شکل ۴- مدل رفتاری استفاده شده در نرم افزار SAP2000 [۱۷]

در استاندارد ۲۸۰۰ همانند بسیاری از آئین‌نامه‌های دیگر نظیر UBC-97، NEHRP-94؛ گزارش ATC-3؛ ANSI-ASCE 7-95, 1996:06؛ توزیع بار جانبی در ارتفاع سازه به صورت رابطه زیر می‌باشد:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^N W_j h_j^k} V \quad (7)$$

به طوری که  $W_i$  و  $h_i$  به ترتیب وزن و ارتفاع طبقه  $i$ ام در بالای کف سازه (تراز پایه)،  $N$  تعداد طبقات،  $k$  توانی که تفاوت آئین‌نامه‌های لرزه‌ای را در توزیع بارگذاری نشان می‌دهد، می‌باشند. در این تحقیق، همان طوری که قبلاً اشاره شده است، الگوی بارگذاری جانبی مورد استفاده براساس رابطه (۶) مثلثی بوده که معادل ( $k=1$ ) می‌باشد. علاوه بر این در این تحقیق مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۶] معیار تغییر مکان نسبی برای حالت نهایی سازه منظور شده است، که این مقدار به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

- برای قاب با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰٫۷ ثانیه

$$\Delta_m < 0,025H$$

- برای قاب با زمان تناوب اصلی بیشتر از ۰٫۷ ثانیه

$$\Delta_m < 0,02H$$

که در رابطه‌ی بالا ( $H$ ) ارتفاع طبقات و ( $\Delta_m$ ) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات (دریفت) در تحلیل غیرخطی می‌باشد.

لازم به ذکر است که در این تحقیق تحلیل سازه تا نقطه شکست که فراتر از حد ایمنی جانی سازه ( $LS$ ) و نیز  $\Delta_m$  می‌باشد، ادامه پیدا نموده است.

در این تحقیق با توجه به نوع سازه مورد بررسی فرض شده است که  $I=1$ ،  $A=0,3$ ، زمین نوع III با  $T=0,7$  و ضریب رفتار  $R=6$  می‌باشد.

همچنین نسبت تنش (تنش موجود به تنش مجاز) در مقاطع نهایی طرح عمدتاً در فاصله ۰٫۸۵ تا ۱ قرار می‌گیرند تا تشکیل و توزیع مفاصل پلاستیک در مقطع یکنواخت باشد.

### ۲-۳- تحلیل غیرخطی مدل‌ها

در این تحقیق از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، یا همان روش (Pushover) تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی، که منطبق بر بارگذاری استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد، استفاده شده است.

لازم به ذکر است که در تحلیل کلیه قاب‌ها ابتدا یک الگوی بارثقلی به صورت صد در صد بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده [۶] به سازه اعمال و سپس بار جانبی به صورت الگوی مثلثی و به صورت بارافزون در گام‌های متوالی به سازه اعمال شده است.

تحلیل غیرخطی قاب‌های مورد بررسی با تخصیص یا پیش‌بینی مفاصل پلاستیک در محل‌های بحرانی اعضا یا نزدیک به آن صورت می‌پذیرد. رفتار غیرخطی مفاصل پلاستیک تخصیص یافته در اعضا مطابق آئین‌نامه FEMA-356 تعریف می‌گردد که توسط نرم‌افزار مورد استفاده SAP2000 قابل شناسایی می‌باشد. در شکل ۴ منحنی نیرو-تغییر مکان تعریف شده برای مفصل پلاستیک و منحنی استفاده شده در نرم‌افزار SAP2000 برای نمایش رفتار مفاصل پلاستیک مطابق آئین‌نامه FEMA-356 نشان داده شده است [۱۷].

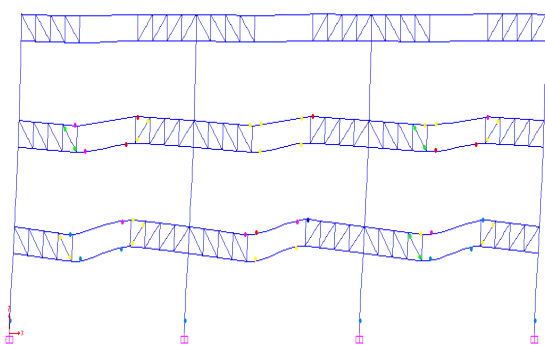
موقعیت مفصل پلاستیک برای ستون‌ها از نوع اندرکنشی نیروی محوری ( $P$ ) - لنگر خمشی ( $M_3$ ) یا ( $P-M_3$ ) و نیز برای تیرهای خرپایی ویژه قاب خمشی مفصل پلاستیک خمشی ( $M_3$ ) در ابتدا و انتهای اعضا معرفی شده‌اند.

مرحله‌ای است که سازه وارد محدوده غیرخطی شده و تغییرشکل بسیار بیشتری را از خود نشان می‌دهد. سپس این منحنی مطابق شکل ۲ به صورت دوخطی ایده‌آل شده و براساس آن نقاط کلیدی منحنی به شرح جدول ۲ ارائه گردیده است.

جدول ۲- مقادیر مختلف برش‌ها و تغییرمکان بام برای سازه سه طبقه برای قاب STM3-3-V به ازای  $R=6$

تحلیل خطی		اولین مفصل پلاستیک		نقطه تسلیم کلی سازه	
$V_w$ (ton)	$\Delta_w$ (cm)	$V_s$ (ton)	$\Delta_s$ (cm)	$V_y$ (ton)	$\Delta_y$ (cm)
۷۲/۲	۹/۶۴	۱۱۰	۱۶/۱	۱۳۳/۴۹	۲۲/۰۱

در شکل ۶ مفاصل پلاستیک در سازه مورد بررسی نشان داده شده است. همان‌طوری که در شکل ملاحظه می‌شود و در بخش‌های قبل نیز بیان گردید شروع تشکیل مفاصل پلاستیک از دهانه میانی تیر می‌باشد و در گام‌های بعدی تحلیل، مفاصل پلاستیک توسعه یافته و در آخرین مرحله در ستون‌ها تشکیل شده است. لازم به ذکر است که در شکل ۶ رنگ‌های آبی، آبی روشن و زرد به ترتیب معرف حد LS (Life IO (Immediate Occupancy) safety), CP (Collapse Prevention) می‌باشد.



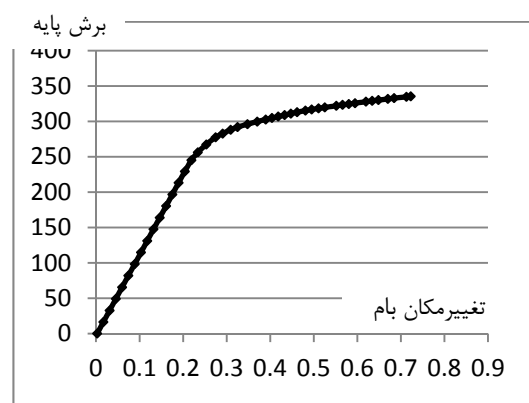
شکل ۶- مفاصل تشکیل شده در نمونه STM3-3-V به ازای  $R=6$

به‌منظور تعیین ضریب کاهش شکل‌پذیری ابتدا براساس روابط (۲) و (۳) نیاز است که مقادیر  $T$  و  $\alpha$  مشخص شوند. مقدار  $T$  مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران از رابطه زیر

لازم به ذکر است که علاوه بر معیار فوق‌الذکر معیارهای دیگری نظیر تغییرمکان بام، ایجاد طبقه نرم یا مکانیسم شدن یک عضو در سازه نیز معرفی گردیدند. ام‌ویفی و النشایی نشان دادند که کنترل تغییرمکان نسبی طبقات، به‌عنوان معیار مکانیسم، بهتر از سایر معیارهای عنوان شده برای در نظر گرفتن پاسخ لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده براساس آئین‌نامه‌های لرزه‌ای می‌باشد [۱۸].

#### ۴- نتایج عددی

در این تحقیق برای قاب خرپائی ویژه با قطری ضربدری و نیز ویرندیل هر کدام به تعداد ۱۲ نمونه مختلف به روش بارافزون تحلیل استاتیکی غیرخطی صورت پذیرفته و برای هر مدل ضریب رفتار بدست آمده است. شرح جزئیات محاسبات مربوط برای یک نمونه سازه سه طبقه با سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل در این بخش ارائه می‌گردد. براساس پارامترهای معرفی شده برای ضریب برش پایه در بند ۳-۱ سازه طراحی و سپس آنالیز فزاینده غیرخطی استاتیکی صورت پذیرفته که نتایج تغییرات برش پایه برحسب جابه‌جایی بام در شکل ۵ ارائه شده است.



شکل ۵- منحنی بار- تغییرمکان سازه STM3-3-V برای  $R=6$

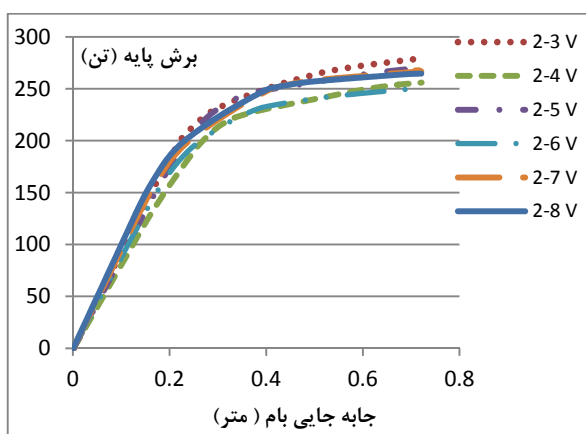
همان‌طوری که از شکل مشخص است در گام‌های اولیه بارگذاری، رفتار سازه خطی با تغییرشکل کمتر نسبت به

## ۵- ارزیابی مدل‌های مورد بررسی

باتوجه به مبانی تئوری ارائه شده در بخش‌های قبل، نتایج تحلیل‌های مختلف برای دو نوع قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل و قطری‌های ضربدری به شرح ذیل می‌باشد.

### ۵-۱- نتایج تحلیل قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل

منحنی‌های ظرفیت حاصل از تحلیل بارافزون قاب‌های خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل دو و سه دهانه در شکل‌های ۷ و ۸ نشان داده شده‌اند. همان‌طوری‌که از شکل‌های ۷ و ۸ مشخص می‌باشد، برش‌پایه حداکثر مربوط به قاب‌های دو دهانه، برای سازه‌های شش طبقه و برای قاب‌های سه دهانه، برای سازه سه طبقه، کمترین مقدار را دارد. از شکل‌های اشاره شده به وضوح پیداست که روند کیفی تغییرات برش‌پایه در ارتفاع قاب‌های مختلف به ازای دهانه ثابت تقریباً یکسان بوده و فقط مقادیر کمی آن‌ها از یکدیگر متفاوت می‌باشد.



شکل ۷- منحنی‌های ظرفیت سازه‌های دو دهانه قاب ویرندیل

و  $\alpha$  نیز مطابق بخش ۳-۱ برابر  $0.3$  در نظر گرفته شده است.

$$H = 18 \Rightarrow T = 0.08H^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.7 \text{ sec} \quad (8)$$

باتوجه به مقدار  $T$  و  $\alpha$  در نظر گرفته شده مقدار  $C$  برابر با  $0.928$  به دست آمده است.

برای سازه مورد بررسی پارامترهای ضریب رفتار به شرح جدول ۳ می‌باشند. همان‌طور که از جدول ۳ مشخص است ضریب رفتار انتخاب شده  $6$  در گام اول محاسبات به  $2/92$  تقلیل پیدا نموده است.

جدول ۳- ضریب رفتار سازه STM 3-3-V به ازای  $R=6$

$\mu$	$R_{\mu}$	$R_s$	$R_{s,0}$	$\gamma$	$R_w$
$1/48$	$1/46$	$1/2$	$1/386$	$1/44$	$2/92$

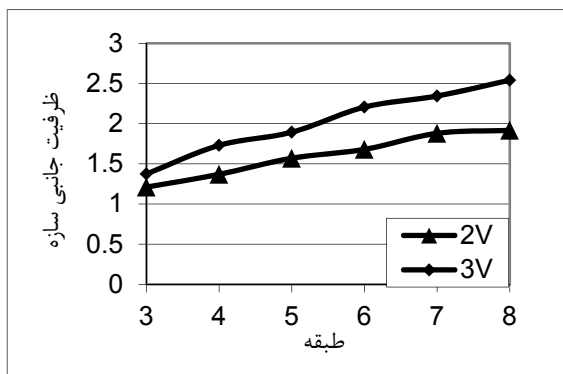
لازم به ذکر است که نحوه طراحی سازه و مقاطع انتخاب شده که خود را در ضرایب  $Y$  و اضافه مقاومت نشان می‌دهند در نحوه توزیع مفاصل پلاستیک در تحلیل بارافزون و متعاقباً در شکل‌پذیری و رفتار غیرخطی سازه تأثیر به‌سزایی داشته و لذا در سازه‌های مختلف و حتی در تکرارهای مختلف بر روی یک سازه مشخص گاهی نتایج پراکنده‌ای را که از نظم خاصی تبعیت نمی‌کنند، نشان می‌دهند.

در نهایت برای سازه مزبور با تغییر و انتخاب ضریب رفتار از  $6$  به  $2/92$  تحلیل و طراحی مجدداً مطابق آنچه در پیش گفته شد انجام شده و سازه مجدداً تحلیل بارافزون می‌گردد. عملیات ذکر شده تا همگرایی جواب‌ها که همان ضریب رفتار غیرخطی سازه می‌باشد، ادامه پیدا می‌کند. برای قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل سه طبقه با سه دهانه طراحی شده با مقاطع موجود در بازار، تحت الگوی بارگذاری مثلثی ( $k=1$ )، پس از پنج مرحله تکرار طراحی، همگرایی اتفاق افتاده است.

روند اشاره شده فوق برای هر دو نوع قاب‌های خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل و قطری‌های ضربدری برای کلیه نمونه‌های مورد بررسی مشابه می‌باشد.

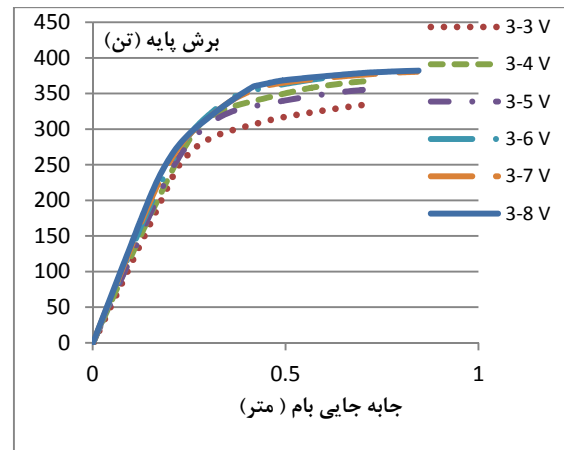


در شکل ۱۰ منحنی تغییرات ظرفیت جانبی سازه برحسب تعداد طبقات برای قاب‌های دو و سه دهانه نشان داده شده است. باتوجه به شکل‌ها، با افزایش ارتفاع سازه ظرفیت جانبی سازه برای قاب سه دهانه با شیب نسبتاً ثابتی افزایش می‌یابد که این امر به دلیل حاکم شدن نیروهای جانبی بر نیروهای ثقلی با افزایش ارتفاع سازه می‌باشد. اما در قاب دو دهانه در ترازهای ارتفاعی بلندتر تغییرات چندان محسوس نمی‌باشد. بیشترین مقدار ظرفیت سازه مربوط به قاب سه دهانه ۸ طبقه می‌باشد. علاوه بر این باتوجه به این‌که در سازه سه دهانه نامعینی سازه بیشتر است انتظار می‌رود که ظرفیت جانبی سازه که ضریب نامعینی در آن پنهان می‌باشد نیز بیشتر باشد.



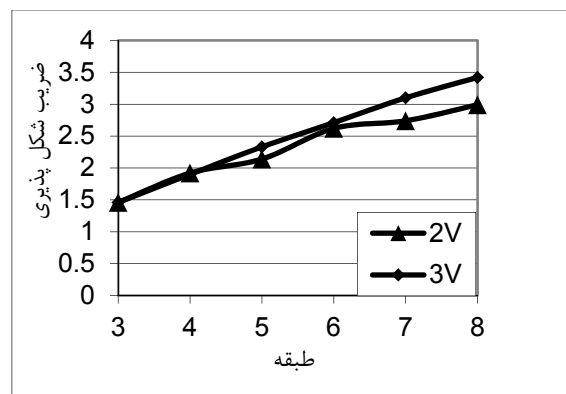
شکل ۱۰- ظرفیت جانبی سازه قاب‌های دو و سه دهانه ویرندیل

در شکل ۱۱ مقادیر ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه و سه دهانه براساس رابطه (۱) نشان داده شده است. باتوجه به نتایج به دست آمده ملاحظه می‌شود که ضریب رفتار به دست آمده با افزایش ارتفاع سازه افزایش می‌یابد. در قاب‌های سه دهانه و بلندتر از پنج طبقه روند تغییرات بیشتر از قاب‌های دو دهانه مشابه می‌باشد. این روند تا حد زیادی همانند ضریب شکل پذیری است.

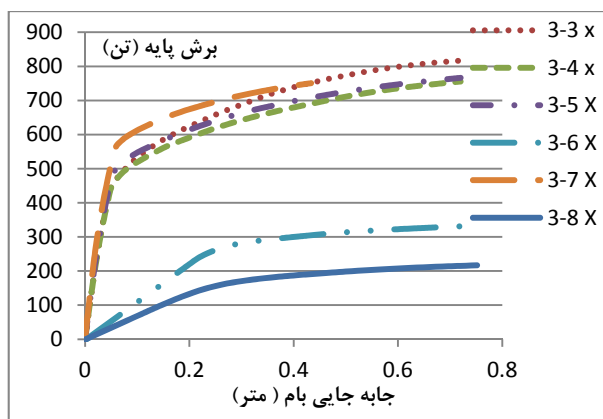


شکل ۸- منحنی‌های ظرفیت سازه‌های سه دهانه قاب ویرندیل

در شکل ۹ نمودار ضریب شکل پذیری قاب‌های دو و سه دهانه نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات از ۳ تا ۵، شکل پذیری قاب ویرندیل دو دهانه با یک شیب نسبتاً ثابت افزایش یافته درحالی‌که برای سازه‌های ۶ و ۷ طبقه تغییرات محسوسی ملاحظه نمی‌شود. شکل پذیری قاب ویرندیل سه دهانه با افزایش تعداد طبقات از ۳ تا ۸ با یک شیب نسبتاً ثابت افزایش می‌یابد. علاوه بر این مقایسه منحنی برای قاب‌های دو و سه دهانه نشان می‌دهد که در قاب‌های سه دهانه ضریب شکل پذیری بیشتر از قاب‌های دو دهانه می‌باشد. این افزایش برای ترازهای ارتفاعی کوتاه‌تر کمتر می‌باشد. لذا براساس تحلیل‌های انجام شده می‌توان نتیجه گرفت که به‌طور کلی شکل پذیری سازه با افزایش ارتفاع و دهانه افزایش می‌یابد.



شکل ۹- ضریب کاهش شکل پذیری قاب‌های دو و سه دهانه ویرندیل

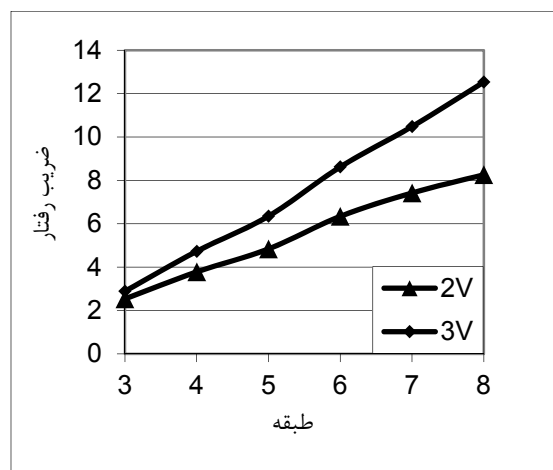


شکل ۱۳- منحنی‌های ظرفیت سازه‌های سه دهانه قاب ضربدری

در شکل ۱۴ متوسط مقادیر شکل‌پذیری برای قاب‌های دو دهانه و سه‌دهانه نشان داده شده است. قابل ملاحظه است که بیشترین مقدار شکل‌پذیری مربوط به قاب سه دهانه و کمترین میزان مربوط به قاب دو دهانه می‌باشد. ضمناً با افزایش تعداد طبقات به دلیل کاهش صلبیت جانبی قاب، شکل‌پذیری سازه افزایش می‌یابد. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه شکل‌پذیری به دست آمده با شیب تقریباً ثابتی افزایش می‌یابد ضمن این‌که برای قاب‌های ۵ طبقه دو و سه دهانه حداکثر برش پایه مقدار تقریباً یکسانی دارد.

شکل ۱۵ نیز ظرفیت جانبی سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد و بیانگر آن است که ظرفیت جانبی سازه در قاب‌های ۳، ۴ و ۵ طبقه برابر است ولی در ترازهای ارتفاعی بالاتر قاب‌های سه دهانه مقادیر بزرگتری دارند. بیشترین مقدار ظرفیت جانبی سازه مربوط به قاب سه طبقه می‌باشد. علاوه بر این مقادیر اضافه مقاومت (ظرفیت جانبی سازه) برخلاف قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل با افزایش ارتفاع روند نزولی دارد.

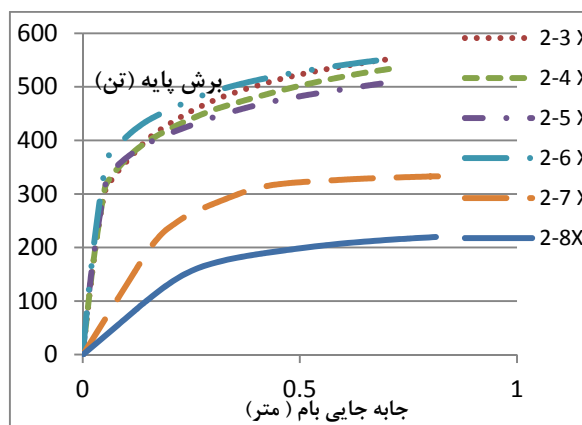
در شکل ۱۶ متوسط مقادیر ضریب رفتار (R) قاب دو و سه دهانه با قطری‌های ضربدری نشان داده شده است که بیانگر این مهم می‌باشد که قاب سه دهانه به جز در تراز ارتفاعی ۵ طبقه در سایر قاب‌ها ضریب رفتار بیشتری نسبت به قاب دو دهانه از خود نشان می‌دهد. همچنین



شکل ۱۱- ضریب رفتار سازه‌های قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل

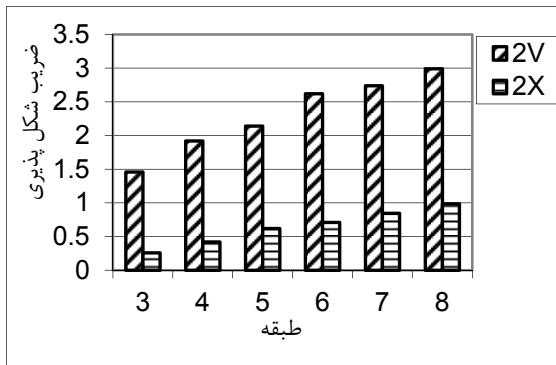
### ۲-۵- نتایج تحلیل قاب خمشی خرپایی ویژه با قطری‌های ضربدری

نتایج حاصل از تحلیل بار افزون قاب‌های خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطری‌های ضربدری دو و سه دهانه در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نشان داده شده‌اند. باتوجه به منحنی ظرفیت ملاحظه می‌شود که حداکثر برش پایه در قاب‌های دو و سه دهانه مربوط به سازه‌های ۷ و ۸ طبقه، مقادیر کمتری دارند. این درحالی است که در سازه‌های کوتاه‌تر مقادیر حداکثر برش پایه بزرگ‌تر و تقریباً مشابه می‌باشند.

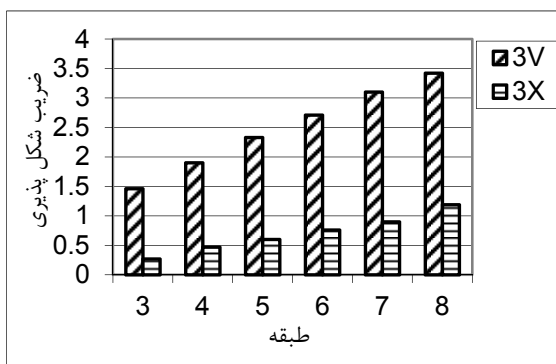


شکل ۱۲- منحنی‌های ظرفیت سازه‌های دو دهانه قاب ضربدری

در شکل ۱۷ و ۱۸ نمودار ضریب شکل‌پذیری سازه‌ها ارائه شده است. شکل‌ها نشان می‌دهند که ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های ویرندیل بیشتر از قاب‌های ضربدری است. همچنین در تمام قاب‌ها با افزایش ارتفاع شکل‌پذیری افزایش می‌یابد.



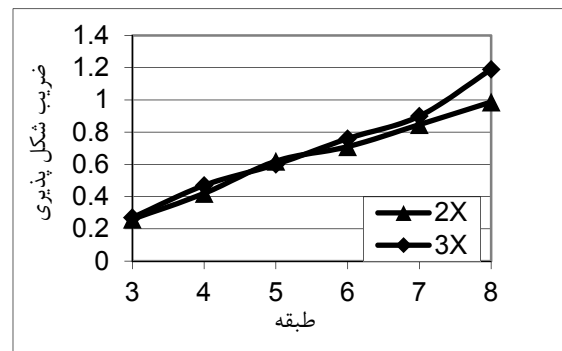
شکل ۱۷- مقایسه ضریب شکل‌پذیری سازه‌های دو دهانه قاب‌های ویرندیل و قطری‌های ضربدری



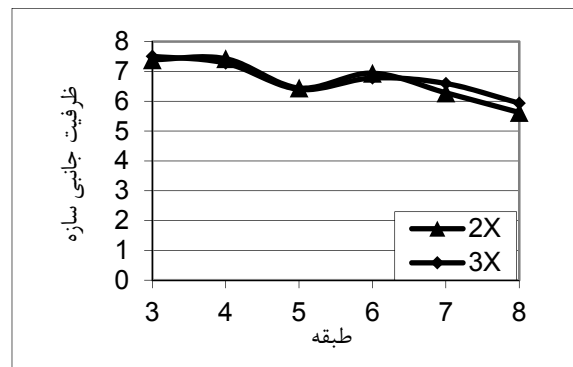
شکل ۱۸- مقایسه ضریب شکل‌پذیری سازه‌های سه دهانه قاب‌های ویرندیل و قطری‌های ضربدری

در شکل‌های ۱۹ و ۲۰ نمودار ضریب رفتار سازه‌ها ارائه شده است. با مقایسه‌ی نتایج و در حالت کلی با صرف‌نظر از برخی نتایج می‌توان نتیجه گرفت که مقادیر ضریب رفتار بدست آمده برای هر دو نوع قاب خمشی طراحی شده ۶ تا ۸ طبقه در این تحقیق بیشتر از مقادیر آئین‌نامه‌ای ( $R = 6$ ) برای قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط می‌باشد. نتایج همچنین نشان می‌دهد که ضریب رفتار قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل ( $STMF-V$ ) نسبت به قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه قطری‌های ضربدری ( $STMF-X$ ) بیشتر می‌باشد. اختلاف

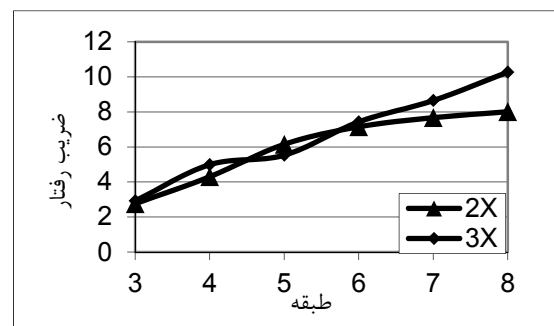
روند تغییرات در قاب‌های ۷ و ۸ طبقه دو دهانه ناچیز می‌باشد.



شکل ۱۴- ضریب شکل‌پذیری قاب خمشی فولادی با قطری‌های ضربدری دو و سه دهانه



شکل ۱۵- ظرفیت جانبی قاب خمشی فولادی با قطری‌های ضربدری دو و سه دهانه



شکل ۱۶- ضریب رفتار سازه‌های قاب خمشی فولادی با قطری‌های ضربدری دو و سه دهانه

### ۳-۵- مقایسه نتایج برای قاب‌های ویرندیل و ضربدری

به‌منظور مقایسه نتایج و عملکرد دو نوع سازه ویرندیل و ضربدری در این قسمت نتایج به‌دست آمده از دو بخش قبلی با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

## ۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق قاب‌های خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل و با قطری‌های ضربدری با شکل‌پذیری متوسط تحت الگوی بارگذاری مثلثی طراحی و سپس به روش بار افزون تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی به منظور تعیین ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه‌مقاومت و نیز ضریب رفتار صورت پذیرفته و نتایج زیر حاصل گردید.

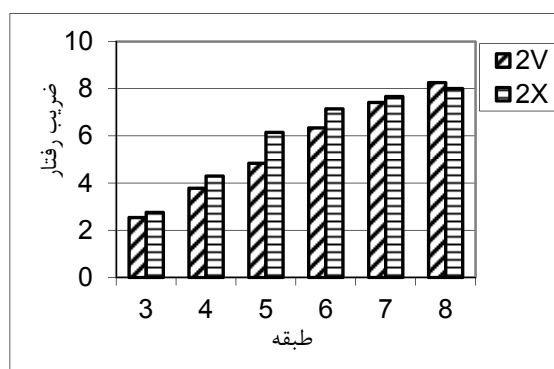
۱. برای هر دو نوع قاب مورد بررسی ضربدری و ویرندیل شکل‌پذیری قاب‌های سه دهانه بیشتر از شکل‌پذیری قاب‌های دو دهانه می‌باشد. با افزایش تعداد طبقات به دلیل کاهش صلبیت جانبی قاب، شکل‌پذیری سازه در هر دو نوع قاب ویرندیل و با قطری‌های ضربدری افزایش می‌یابد. شکل‌پذیری قاب‌های از نوع ضربدری حدود ۲۰ الی ۳۰ درصد قاب‌های از نوع ویرندیل می‌باشد.

۲. ظرفیت جانبی سازه ( $R_{s0}$ ) قاب خمشی ویرندیل دو و سه دهانه با افزایش ارتفاع سازه افزایش می‌یابد درحالی‌که این مقدار برای قاب خمشی با قطری‌های ضربدری با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد. ظرفیت جانبی قاب‌های ویرندیل تحت الگوهای بارگذاری مثلثی حدود ۱۸ الی ۳۵ درصد قاب ضربدری می‌باشد.

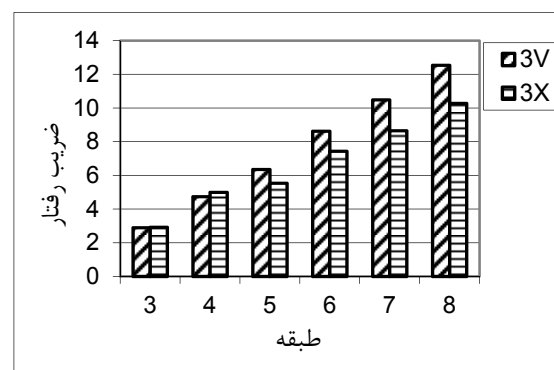
۳. مقادیر ضریب رفتار به دست آمده برای هر دو نوع قاب خمشی طراحی شده ۶ تا ۸ طبقه در این تحقیق بیشتر از مقادیر آئین‌نامه‌ای  $R=6$  و برای سازه ۳ تا ۵ طبقه کمتر از مقادیر آئین‌نامه‌ای برای قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط می‌باشد که علت عمده آن، تفاوت مولفه شکل‌پذیری ضریب رفتار می‌باشد. بنابراین قاب‌های خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل شکل‌پذیرتر از قاب‌های خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطری‌های ضربدری می‌باشند.

۴. ضریب رفتار قاب ویرندیل بیشتر از ضریب رفتار قاب ضربدری می‌باشد که معرف عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر این سازه‌ها می‌باشد. به طور کلی مقادیر ضریب رفتار به دست آمده برای سیستم قاب ضربدری تحت تأثیر بیشتری از

بین ضریب رفتار STMV-V و STMV-X برای قاب‌های دو دهانه در طبقات پایین و در قاب‌های سه دهانه در طبقات بالا مقدار حداکثر را دارد. به خوبی مشاهده می‌شود که علت عمده آن تفاوت مولفه شکل‌پذیری ضریب رفتار است. بنابراین با یک نگاه کلی می‌توان سیستم‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل را شکل‌پذیرتر از سیستم‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطری‌های ضربدری دانست.



شکل ۱۹- مقایسه ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه قاب‌های ویرندیل و قطری‌های ضربدری



شکل ۲۰- مقایسه ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه قاب‌های ویرندیل و قطری‌های ضربدری

باتوجه نتایج ارائه شده پیکربندی بهینه برای قاب خمشی ویژه، قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل می‌باشد زیرا ضریب رفتار و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به قاب‌های مشابه ولی با قطری‌های ضربدری از خود نشان می‌دهد.

ضریب اضافه‌مقاومت نسبت به ضریب شکل‌پذیری می‌باشد. جانی هم می‌تواند در تغییر رفتار سازه تأثیرگذار باشد که در موقع تحلیل غیرخطی سازه این مهم نیز لحاظ شده است.

۵. علاوه بر هندسه سازه (طبقات و دهانه) متغیرهایی مانند افزایش تعداد مفاصل تا رسیدن به سطح ایمنی

## مراجع

- [1] Goel, S.C., Itani, A.M. (1994). "Seismic behavior of open-web truss-moment frames". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 6, pp. 1763-1780.
- [2] Goel, S.C., Itani, A.M. (1994). "Seismic-resistant special truss-moment frames". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 6, pp. 1781-1797.
- [3] Basha, H.S., Goel, S.C. (1995). "Special truss moment frames with Vierendeel middle panel". *Engineering structures*, Vol. 17, No. 5, pp. 352-358.
- [4] IBC, (2000). "International Building Code". International Code Council, Falls Church, VA.
- [5] AISC, (2005). "Seismic provisions for structural steel buildings". ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [۶] کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، (۱۳۸۴). "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله". استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ویرایش سوم، تهران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [7] Uang, C.M. (1991). "Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd factors for building seismic provisions". *Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28.
- [8] Freeman, S.A. (1990). "On the correlation of code forces to earthquake demands". *Proceedings of the 4<sup>th</sup> U.S. Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices*, ATC-15-3, pp. 245-268.
- [9] Maheri, M.R., Akbari, R. (2003). "Seismic behavior factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings". *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 12, pp. 1505-1513.
- [10] Balendra, T., Huang, X. (2003). "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950". *Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 129, No. 8, pp. 1019-1035.
- [11] Asgarian, B., Shokrgozar, H.R. (2009). "BRBF response modification factor". *Journal of constructional steel research*, Vol. 65, No. 2, pp. 290-298.
- [12] Kim, J., Choi, H. (2005). "Response modification factors of chevron-braced frames". *Engineering Structures*, Vol. 27, No. 2, pp. 285-300.
- [۱۳] واثقی امیری، ج، اسماعیل تبار نشلی، پ. (۱۳۹۰). "بررسی پارامترهای لرزه‌ای قاب فولادی شورون با میراگر اصطکاکی پال". ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، ۶ تا ۷ اردیبهشت، سمنان.
- [14] Nassar, A.A., Osterass, J.D., Krawinkler, H. (1992). "Seismic design based on strength and ductility demands". *Proceedings of the Tenth world Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 10, pp. 5861-5866.
- [15] Schmidt, B.J., Bartlett, F.M. (2002). "Review of resistance factor for steel: resistance distributions and resistance factor calibration". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 29, No. 1, pp. 109-118.
- [۱۶] تقی نژاد، ر. (۱۳۸۸). "طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها براساس عملکرد با استفاده از تحلیل پوش اور SAP2000-ETABS". تهران، نشر کتاب دانشگاهی.
- [17] FEMA-356, (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

- [18] Mwafy, A.M., Elnashai.A.S. (2002). "Calibration of force reduction factor of RC building". Earthquake Engineering, Vol. 6, No. 22, pp. 239-273.