

## بررسی شکل‌پذیری اتصال RBS، در سیستم دوگانه متشکل از قاب خمشی و مهاربندی واگرای فولادی

مرتضی نقی‌پور<sup>۱\*</sup> و نغمه جوادی رحیم‌آبادی<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

<sup>۲</sup> کارشناسی ارشد عمران - سازه، فارغ التحصیل دانشگاه شمال، آمل

### چکیده

در قاب‌های مهاربندی واگرایی (EBFs) که یک انتهای تیر پیوند به ستون متصل می‌شود، درستی رفتار اتصال تیر پیوند به ستون، به منظور عملکرد ایمن و شکل‌پذیر EBF بسیار ضروری است. اما از بین آزمایش‌هایی که تاکنون بر روی این اتصال صورت پذیرفته است، نمونه‌های آزمایش شده به علت بالا بودن شدت نیروها در ناحیه آسیب‌پذیر اتصال تیر پیوند به ستون، با شکست‌هایی ترد و ناگهانی در این محل مواجه بوده‌اند. در این بین به نظر می‌رسد، اتصال تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)، با متمرکز کردن تنش‌های خمشی در محلی دور از اتصال، بتواند راه‌حلی مناسب برای رفع این مشکل، در تیرهای پیوند خمشی باشد. لذا در این مقاله، امکان دور کردن مفصل پلاستیک از محل اتصال، با استفاده از RBS در عین رسیدن به چرخش پلاستیک لازم تیر پیوند، مورد بررسی قرار گرفت. این ارزیابی با کمک نرم‌افزار اجزاء محدود ETABS و طی تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) برای یک سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی ویژه و قاب مهاربندی واگرای ویژه انجام شد. مطابق این بررسی، مدل‌های دارای RBS با تشکیل سریع‌تر مفصل در ناحیه‌ی RBS، وقوع تسلیم شدگی تیر پیوند در بر ستون را به تأخیر می‌اندازند. به این ترتیب، حداقل تا قبل از رسیدن ممان در ناحیه‌ی RBS، به ۱/۱ ظرفیت خمشی پلاستیک مورد انتظار این مقطع، در بر ستون تسلیم شدگی رخ نخواهد داد. **واژگان کلیدی:** اتصالات، تیر پیوند، قاب مهاربندی واگرا، تیر با مقطع کاهش یافته، شکل‌پذیری.

### ۱- مقدمه

عملکرد اتصالات قاب‌های خمشی بسیار مؤثر واقع شده بود، نتوانست تا حد مورد نیاز، عملکرد این اتصالات را بهبود بخشد. مطابق آزمایشات انجام شده در قاب‌های خمشی، اتصال RBS با اتصال تیر استخوانی [۶]، با کاهش پهنای بال تیر در یک فاصله کوتاه از بر ستون، و در نتیجه تمرکز تنش‌های خمشی در این ناحیه (مشروط بر طراحی صحیح)، می‌تواند با کاهش لنگر بر ستون، تقاضاهای روی جوش محل اتصال را کاهش دهد. به این ترتیب، احتمال شکست اتصال در این ناحیه‌ی آسیب‌پذیر به حداقل می‌رسد. از بین برش‌هایی که برای این اتصال پیشنهاد شده است، برش‌های دوزنقه‌ای و ثابت (شکل‌های (۱-الف) و (۱-ج)) با دارا بودن گوشه‌هایی در بازگشت به اندازه اصلی بال تیر، مستعد تمرکز تنش و شکست بال در ناحیه RBS هستند [۷]. از اینرو امروزه، برش دایره‌ای (شکل (۱-ب)) با به حداقل رساندن این تمرکز تنش (مطابق مرجع [۸])، به عنوان برش مطلوب بال ناحیه‌ی RBS مورد استفاده قرار می‌گیرد.

قاب‌های مهاربندی واگرا (EBF)، از جمله سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای قابی هستند که بخش عمده‌ی اتلاف انرژی در آنها، از طریق ایجاد خمش، برش و همینطور تمرکز تغییر شکل‌های پلاستیک در تیر پیوند، صورت می‌پذیرد. در برخی از انواع معمول قاب‌های مهاربندی واگرا، یک انتهای تیر پیوند به ستون متصل می‌شود، که در چنین سیستم‌هایی درستی رفتار اتصال تیر پیوند به ستون، به منظور عملکرد ایمن و شکل‌پذیر EBF، بسیار ضروری است. اما از بین آزمایشاتی که بر روی این اتصال، چه قبل از زلزله نرتریج [۱ و ۲] و چه پس از آن [۳ - ۵] صورت پذیرفته است، تقریباً تمامی نمونه‌های آزمایش شده (اتصالات بدون تقویت)، با شکست‌هایی ناگهانی در محل اتصال مواجه بوده‌اند. این شکست‌ها، اکثراً قبل از رسیدن تیر پیوند به شکل‌پذیری مورد نیاز و به علت بالا بودن شدت تنش‌ها در محل اتصال تیر پیوند به ستون، رخ داده است. مطابق این آزمایشات، حتی مواردی چون اصلاح جزئیات جوش، هندسه‌ی سوراخ‌های دسترسی و سایر مواردی که پس از زلزله نرتریج در بهبود

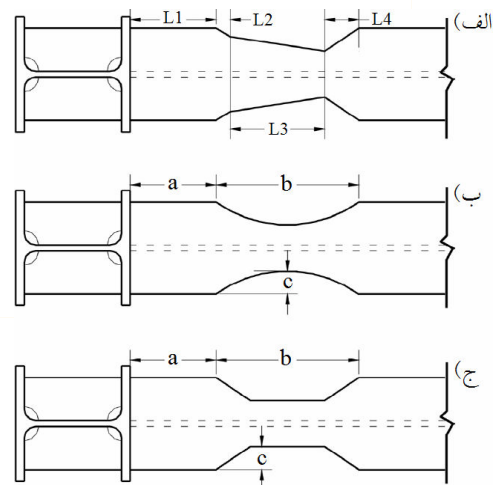
با این اوصاف، هر چند اتصال RBS تاکنون صرفاً به منظور بهبود عملکرد اتصال تیر به ستون قاب‌های خمشی مورد بررسی قرار گرفته، اما به نظر می‌رسد، بتواند در دور کردن مفصل پلاستیک از ناحیه‌ی آسیب‌پذیر بر ستون تیرهای پیوندی‌ای که تسلیم شدگی خمشی را تجربه می‌کنند، مؤثر واقع شود. البته با توجه به شیب بالای ممان تیرهای پیوند (نسبت به سیستم قاب‌های خمشی)، امکان این امر، حتماً باید مورد ارزیابی و بررسی دقیق قرار گیرد. لذا در این تحقیق، اولاً با ارائه طرح اولیه‌ی استفاده از RBS در تیرهای پیوند، امکان دور کردن مفصل پلاستیک ارزیابی شد. ثانیاً امکان تأمین چرخش لازم تیر پیوند مورد بررسی قرار گرفت. ثالثاً در نهایت، شکل‌پذیری قاب‌های EBF که در آنها از RBS بهره‌گیری شد، با در نظر گرفتن کاهش وزن سازه، مطالعه شد. بدین ترتیب ملاکی برای ارزیابی اقتصادی چنین اتصالی نیز فراهم گردید.

## ۲- طرح پیشنهادی، برای حضور RBS در تیر پیوند

براساس فلسفه‌ی طراحی RBS در قاب‌های خمشی [۱۱]، ابعاد کلیدی RBS (مطابق شکل (۱-ب))، یعنی فاصله‌ی بر ستون تا شروع برش RBS (a)، طول ناحیه‌ی RBS (b) و حداکثر عمق برش بال RBS (c)، باید به گونه‌ای انتخاب شوند، تا ممان بر ستون ( $M_f$ )، از ظرفیت پلاستیک مورد انتظار مقطع کامل تیر ( $M_{exp}$ ) تجاوز نکند [۱۱] و رابطه (۱) تأمین شود. این امر باید، به هنگام رسیدن RBS در محل حداکثر کاهش بال خود به کرنش سخت‌شدگی ۱/۱ ظرفیت خمشی پلاستیک مورد انتظار این ناحیه ( $M_{eRBS}$ )، کنترل شود. در قاب‌های مهاربندی واگرا، دیاگرام لنگر تیر پیوند در مواجه با نیروی زلزله خطی است. علاوه بر این، لنگر انتهایی از تیر پیوند که دور از بر ستون قرار دارد (مقطع ۲ در شکل (۲-الف))، مقداری کمتر یا مساوی با لنگر بر ستون را داراست. با توجه به موارد فوق، می‌توان دیاگرام آزاد تیر پیوند دارای RBS (در حالت نهایی) را مطابق شکل (۲-ب) پیشنهاد کرد. براساس این دیاگرام، روابط (۲) و (۴) در زیر ارائه شده‌اند.

براساس مطالعات انجام گرفته، بسیاری از مودهای گسیختگی در اتصال RBS، مشابه اتصال بال و جان جوشی (WUF-W) هستند. این مودها، با کاهش ممان در محل اتصال، در صورت طراحی صحیح RBS، تا حدود زیادی کنترل می‌شوند [۹]. به این ترتیب، گسیختگی اتصال RBS پس از کاهش مقاومت ناشی از کمناش‌های موضعی و پیچشی جانبی (مودهای گسیختگی نسبتاً شکل‌پذیر)، در ناحیه بال کاهش یافته و به صورت پارگی بال رخ می‌دهد [۱۰].

مطابق پیشنهاد Moore و همکارانش [۸]، طراحی RBS باید به گونه‌ای انجام گیرد، تا هدف اصلی از قرارگیری آن در تیر، یعنی محدود کردن لنگر خمشی تیر در بر ستون، تأمین گردد. در طراحی صحیح RBS، هنگامی که RBS در محل حداکثر کاهش بال خود، به کرنش سخت‌شدگی ۱/۱ ظرفیت خمشی پلاستیک مورد انتظار این ناحیه می‌رسد، ممان تیر در بر ستون نباید از ظرفیت پلاستیک مورد انتظار مقطع کامل تیر تجاوز کند [۱۱]. براساس آزمایشات انجام گرفته، حداکثر کرنش سخت‌شدگی RBS، می‌تواند به ۱/۱۵ ظرفیت خمشی پلاستیک مورد انتظار این ناحیه نیز برسد [۸]، اما در طراحی، ۱/۱ آن منظور می‌گردد. پارامترهای طراحی RBS (a، b و c در شکل (۱-ب) باید در محدوده‌ی حدود تجربی‌ای که براساس آزمایشات مختلف، نتایج مثبتی در بر داشته، قرار گیرند [۸].



شکل ۱- انواع برش بال در اتصال RBS

(الف) برش دوزنقه‌ای، (ب) برش دایره‌ای، (ج) برش ثابت [۱۲]

<sup>1</sup> - Welded Unreinforced Flanges – Welded web

باتوجه به بالا بودن شیب دیاگرام لنگر در طول نسبتاً کوتاه تیر پیوند و حدود تجربی روابط (۶) تا (۸) (که برای طراحی RBS در قاب‌های خمشی در نظر گرفته می‌شود [۸])، در این تحقیق، مقادیر پارامترهای طراحی RBS برای ارضای رابطه (۱)، مطابق با روابط (۹) تا (۱۱) انتخاب گردید.

$$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f \quad (۶)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (۷)$$

$$0.1b_f \leq c \leq 0.25b_f \quad (۸)$$

$$a = 0.51b_f \quad (۹)$$

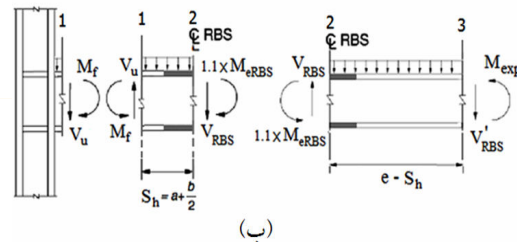
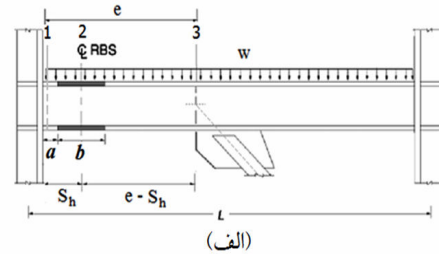
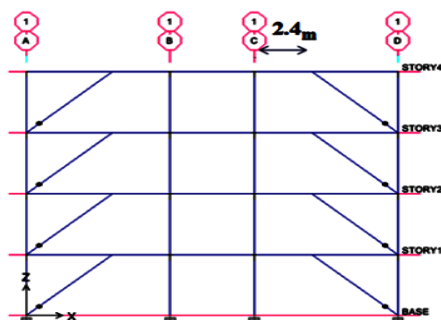
$$b = 0.66d \quad (۱۰)$$

$$c = 0.2b_f \quad (۱۱)$$

در روابط فوق،  $b_f$ ، پهنای بال و  $d$ ، عمق تیر است. البته با توجه به این طرح، حضور RBS در تیر پیوند، برای هر طولی و یا هر نوع مقطعی از تیر پیوند امکان‌پذیر نخواهد بود. به عنوان مثال، در تیر پیوند با طول پیوند ۲ متر، تحت بار ثقلی ۱/۹۱ تن بر متر و با پارامترهای کلیدی انتخاب شده‌ی فوق، RBS صرفاً تا مقطع IPE400 جواب می‌دهد و به ازای IPE450 و مقاطع بزرگتر از آن نمی‌تواند رابطه‌ی (۱) را ارضاء کند.

### ۳- مدل‌های مورد بررسی

به منظور بررسی اثر حضور RBS در تیرهای پیوند، قاب متقارن سه‌بعدی فولادی، مطابق شکل (۳)، که سیستم مقاوم لرزه‌ای آن در هر دو جهت، سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی ویژه و مهاربندی واگرای ویژه می‌باشد، در نظر گرفته شد



شکل ۲- دهانه مهاربندی واگرای (الف) موقعیت RBS در دهانه (ب) دیاگرام‌های آزاد تیر پیوند، بین RBS و دو انتهای تیر پیوند

$$M_f \leq M_{exp} \quad (۱)$$

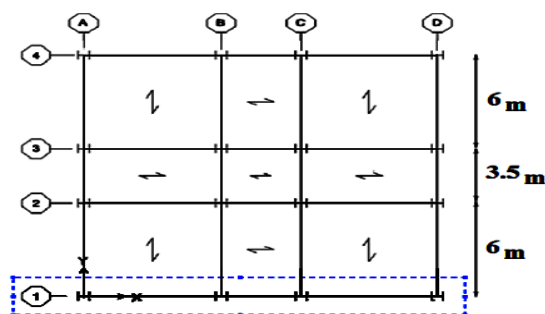
$$M_f = M_{eRBS} \times 1.1 + V_{RBS} S_h + w \frac{S_h^2}{2} \quad (۲)$$

$$M_{eRBS} = Z_{RBS} F_y R_y \quad (۳)$$

$$V_{RBS} = \frac{(M_{exp} + M_{eRBS} \times 1.1) + w(e - S_h)}{e - S_h} \quad (۴)$$

$$M_{exp} = Z_b F_y R_y \quad (۵)$$

در روابط فوق،  $V_{RBS}$  نیروی برشی کل موجود در محل حداکثر کاهش بال RBS،  $w$  بار ثقلی گسترده بر تیر دهانه مهاربندی،  $e$  طول تیر پیوند و  $S_h$  نزدیکترین فاصله از محل حداکثر کاهش بال ناحیه RBS تا بر ستون می‌باشد.  $Z_b$  و  $R_y$  نیز به ترتیب، مدول پلاستیک مقطع تیر کامل و نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم حداقل فولاد ( $F_y$ ) هستند.



شکل ۳- پلان معماری و محور انتخاب شده، جهت مدل‌سازی

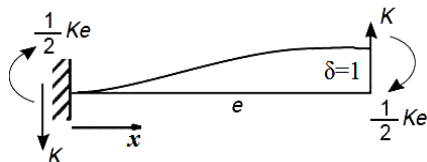
مقدار سختی یک تیر پیوند با طول  $e$  (در رابطه ۱۲)، براساس مدل پیشنهاد شده ی FEMA274 [۱۶] (شکل ۵) و همینطور قضیه ی کاستلیانو، مجموعه ای از سختی های برشی  $(K_s)$  و خمشی  $(K_m)$  است و این سختی ها به ترتیب از روابط (۱۲) و (۱۴) قابل محاسبه هستند. در روابط زیر،  $I, G, E, A_w$ ، به ترتیب، مدول الاستیسیته، مدول برشی، ممان اینرسی و سطح مقطع جان تیر پیوند، به فاصله  $x$  از بر ستون می باشند.

$$1 = K \left( \frac{1}{K_m} + \frac{1}{K_s} \right) \Rightarrow K = \frac{K_m K_s}{K_m + K_s} \quad (12)$$

$$\frac{1}{K_s} = \frac{e}{GA_w} \quad (13)$$

$$\frac{1}{K_m} = \int_0^e \frac{\left( \frac{e}{2} - x \right)^2}{EI} dx \quad (14)$$

مطابق رابطه (۱۳)، سختی های برشی تیرهای پیوند شکل (۴) برابر هستند، بنابراین در برابر قرار دادن سختی این تیرها، مقدار آنها منظور نمی گردد. برای محاسبه ی مقدار سختی تیر پیوند دارای RBS با برش واقعی  $(K_{mRBS})$ ، مقدار ممان اینرسی مقطع، در طول ناحیه RBS،  $I(x)$ ، از طریق فرموله کردن  $c(x)$  (عمق برش بال در شکل ۴-ب)، رابطه (۱۵) محاسبه شد. مقدار  $c(x)$  در رابطه (۱۵)، با سری تیلور ساده سازی شده است. در روابط زیر،  $a, b, c$  پارامترهای کلیدی طراحی RBS،  $R$  شعاع بخش دایره ای ناحیه ی RBS (مطابق شکل ۴-ب)،  $I_0$ ، ممان اینرسی مقطع تیر کامل،  $t_f$  و  $d$  نیز ضخامت بال و عمق تیر می باشند.

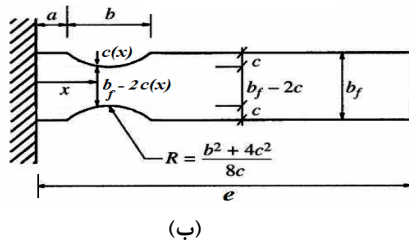
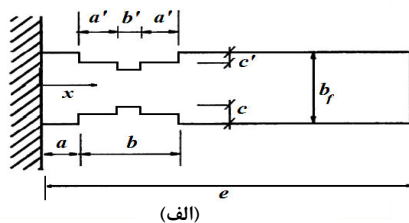


شکل ۵- سختی تیر پیوند بدون RBS [۱۶]

این قاب در سه تراز ارتفاعی ۴، ۷ و ۱۰ طبقه، با دو سری با و بدون RBS، در نرم افزار ETABS [۱۳] مورد ارزیابی قرار گرفت. بارگذاری مدل، مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۴] انجام شد، و برای نیروی زلزله، توزیع مثلثی منظور گردید. در محاسبه ی برش پایه، نسبت شتاب مبنای طرح  $A=0.35$ ، ضریب اهمیت ساختمان  $I=1$ ، و زمین نوع II، در نظر گرفته شد. طراحی قاب ها نیز، براساس بخش تنش مجاز مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۵] صورت پذیرفت. در روابط آیین نامه ای کنترل شده برای طراحی مدل های دارای RBS، با توجه به اینکه انتظار داریم، در تیرهای پیوند، محل مفصل از بر ستون به ناحیه ی حداکثر کاهش بال RBS منتقل شود، به جایگزینی ظرفیت پلاستیک خمشی این دو ناحیه، توجه شده است.

#### ۴- مدل سازی در ETABS

از آنجا که مدل سازی شکل دایره ای بال تیر اتصال RBS، در نرم افزار ETABS میسر نبود، برای کاهش پهنای بال تیر، از دو عرض ثابت استفاده شد (شکل ۴-الف). از بین این دو پهنای پهنای میانی، به منظور بررسی عملکرد غیر خطی RBS، برابر با حداقل پهنای واقعی بال ناحیه RBS (با حداکثر برش بال  $c$ )، در نظر گرفته شد. در شکل (۴-الف) و (۴-ب) پارامترهای تعریف شده برای شکل معادل شده و اصلی RBS نشان داده شده است. با فرض برابر قرار دادن سختی دو تیر پیوند شکل (۴)، پارامترهای مجهول RBS معادل شده  $(a'$  و  $c')$  محاسبه گردید.



شکل ۴- تیر پیوند دارای RBS،

(الف) با برش معادل شده (ب) با برش دایره ای

$$\frac{1}{K'_{mRBS}} = \int_0^e \frac{(\frac{e}{2} - x)^2}{EI} dx$$

$$= \frac{1}{3E} \left[ \frac{1}{I_{c'}} \left( (x - \frac{e}{2})^3 \Big|_a^{a+a'} + (x - \frac{e}{2})^3 \Big|_{a+b-a'}^{a+b} \right) \right.$$

$$\left. + \frac{1}{I_0} \left( (x - \frac{e}{2})^3 \Big|_0^a + (x - \frac{e}{2})^3 \Big|_{a+b}^c + \frac{I_0}{I_c} (x - \frac{e}{2})^3 \Big|_{a+a'}^{a+a'+b'} \right) \right]$$

$$= \frac{1}{3E} \left( Y + \frac{Q}{I_{c'}} \right) \quad (20)$$

$$I_{c'} = I_0 - N_1 c' \quad (21)$$

نهایتاً از برابر قرار دادن سختی‌های خمشی  $K_{mRBS}$  و  $K'_{mRBS}$ ، با فرض  $a' = 0.45b$ ، مقدار  $c'$ ، مطابق معادله (۲۲) بدست آمد:

$$K'_{mRBS} = K_{mRBS} \Rightarrow c' = \frac{1}{N_1} \left( I_0 - \frac{Q}{\frac{3E}{K_{mRBS}} - Y} \right) \quad (22)$$

در این تحقیق، به منظور بررسی عملکرد غیرخطی قاب‌ها، از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) در نرم‌افزار ETABS استفاده شد. تعریف رفتار مفصل‌های پلاستیک نیز مطابق جداول ۵-۶ و ۵-۷، FEMA356 [۱۸]، انجام گرفت. حداکثر مقاومت خطی مورد انتظار  $Q_{CE}$  و تغییرشکل تسلیم مفصل‌های خمشی تیرهای پیوند  $(\theta_y)$  نیز به ترتیب، بر اساس روابط (۲۳) و (۲۴)، به صورت دستی محاسبه و اختصاص داده شد. در رابطه (۲۳)،  $Z$ ، مدول پلاستیک مقطعی است که به آن مفصل اختصاص داده شده است.

$$Q_{CE} = M_{CE} = Z F_y R_y \quad (23)$$

$$\theta_y = \frac{2Q_{CE}}{K_e^2} \quad (24)$$

#### ۵- ضرایب رفتار و شکل‌پذیری

به منظور مقایسه‌ی شکل‌پذیری مدل‌های دارای RBS و مدل‌های بدون RBS، ضریب رفتار نمونه‌ها ( $R$ )، مطابق روش Freeman [۱۹] و طی یکسری فرآیندهای سعی و خطا محاسبه شد. برای محاسبه مقدار  $R$ ، نقطه عملکرد با کمک طیف بازتاب استاندارد ایران [۱۴] و از روش طیف ظرفیت [۲۰] مشخص

$$c(x) = R \sqrt{1 - \left( \frac{x - (a + \frac{b}{2})}{R} \right)^2} + c - R \quad (15)$$

$$I(x) = I_0 - \left[ 4c(x)t_f \left( \frac{d-t_f}{2} \right)^2 + 4c(x) \frac{t_f^3}{12} \right]$$

$$\approx \frac{N_1}{2R} \left[ \left( x - (a + \frac{b}{2}) \right)^2 + N_2 \right] \dots (a \leq x \leq a+b) \quad (16)$$

$$N_1 = t_f (d - t_f)^2 + \frac{t_f^3}{3} \quad (17)$$

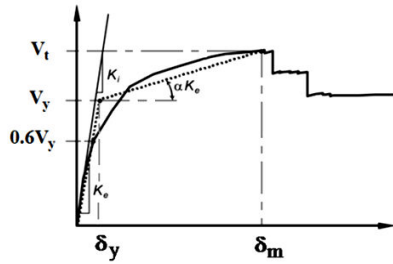
براساس رابطه (۱۴)، سختی خمشی تیر پیوند دارای RBS با برش واقعی و تیر پیوند معادل شده ( $K'_{mRBS}$ )، از روابط (۱۹) و (۲۰) بدست آمد. که در رابطه (۲۰)،  $I_{c'}$  و  $I_c$  (رابطه (۲۱)) به ترتیب، ممان اینرسی تیر پیوند در مقاطعی از RBS معادل شده با عمق برش بال  $c$  و  $c'$  می‌باشند.

$$\frac{1}{K'_{mRBS}} = \int_0^e \frac{(\frac{e}{2} - x)^2}{EI} dx = \frac{e^3}{12EI_0}$$

$$\times \left[ 1 + \frac{12EI_0}{e^3} \left( \frac{1}{E} \int_a^{a+b} \frac{(\frac{e}{2} - x)^2}{I(x)} dx - \frac{(x - \frac{e}{2})^3}{3EI_0} \Big|_a^{a+b} \right) \right]$$

$$= \frac{e^3}{12EI_0} \left[ 1 + \frac{12EI_0}{e^3} \left( \frac{2R}{EN_1} \left( x + (a + \frac{b}{2} - \frac{e}{2}) \ln \left| x - (a + \frac{b}{2}) \right| + N_2 \right) + \left( \frac{e^2}{4} + (a + \frac{b}{2})^2 - N_2 - (a + \frac{b}{2})e \right) \frac{1}{\sqrt{N_2}} \right. \right.$$

$$\left. \times \left[ \text{tg}^{-1} \left( \frac{x - (a + \frac{b}{2})}{\sqrt{N_2}} \right) - \frac{(x - \frac{e}{2})^3}{3EI_0} \right] \Big|_a^{a+b} \right] \quad (19)$$



شکل ۶- منحنی ظرفیت ایده‌آل شده [۱۸]

۶- ارزیابی مدل‌ها

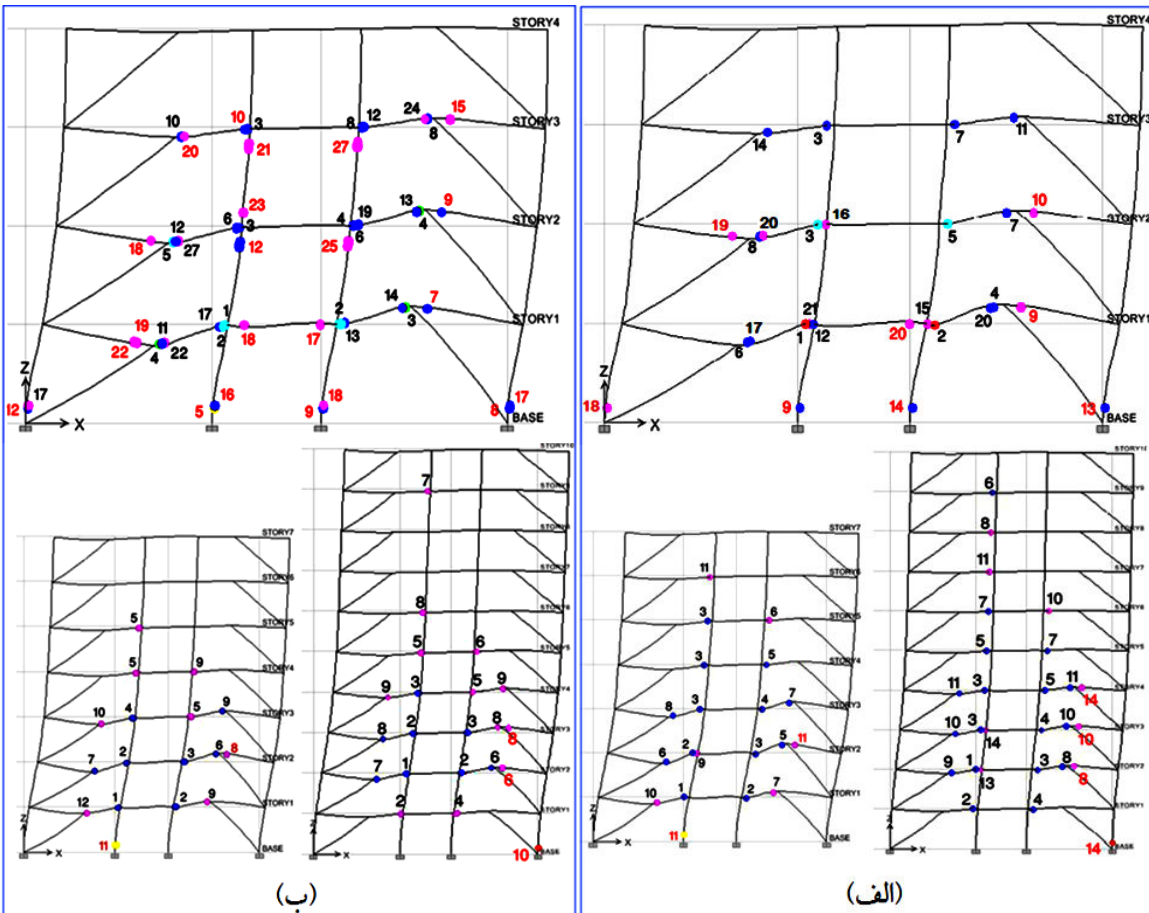
۱-۶- روند تشکیل مفصل

در شکل (۷- الف) و (۷- ب)، روند تشکیل مفصل مدل‌های دارای RBS و بدون RBS، تا لحظه‌ی انهدام به ترتیب شماره آورده شده است. در این شماره‌گذاری محل قرارگیری شماره مفصل‌های کنار هم، منطبق با ترتیب محل قرارگیری آن مفصل‌ها آورده شده است.

گردید. به منظور در نظر گرفتن اثر سرعت بارگذاری [۲۱]، مقدار R از رابطه‌ی (۲۵)، با اثر دادن ضریب ۱/۱ محاسبه گردید. در این رابطه،  $R_C$ ، ضریب ظرفیت و  $R_D$ ، ضریب نیاز هستند. مقدار  $R_C$ ، از تقسیم برش پایه‌ی هم‌ارز با نقطه‌ی عملکرد بر برش طراحی و مقدار  $R_D$ ، از نسبت حداکثر شتاب طیف بازتاب الاستیک بر شتاب طیفی متناظر با نقطه‌ی عملکرد محاسبه می‌شود. مقدار ضریب شکل‌پذیری نیز، طبق دستورالعمل FEMA356 با دو خطی کردن منحنی برش پایه - تغییرمکان با م منحنی ظرفیت (مطابق شکل (۶))، از رابطه‌ی (۲۶) بدست آمد که در این رابطه،  $\delta_m$ ، حداکثر تغییرمکان یا همان تغییرمکان متناظر با نقطه عملکرد و  $\delta_y$ ، تغییرمکان نظیر نقطه تسلیم است.

$$R = R_D \times R_C \times 1.1 \quad (25)$$

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (26)$$



شکل ۷- روند تشکیل مفصل‌های پلاستیک تا لحظه انهدام (الف) در قاب دارای RBS (ب) در قاب بدون RBS

مدل ۴ طبقه و به ازای تغییرمکان بام  $0.098$  متر، مفصل‌های ناحیه‌ی RBS طبقه‌ی اول، به شکل‌های دایره توخالی (محدوده شروع LS تا CP (مطابق نوار باریک در پایین شکل (۱۰)) و \* (محدوده شروع CP تا C (فروپاشی)) درآمده‌اند، یعنی مرز LS که متناظر با کرنش سخت شدگی  $1/1$  است را رد کرده‌اند، اما هنوز در بر ستون، تسلیم شدگی رخ نداده است. در تغییر مکان بام  $0.124$  متر نیز، مفصل ناحیه‌ی RBS طبقه‌ی دوم، کرنش سخت شدگی بیش از  $1/1$  را تجربه می‌کند، اما در بر ستون، مفصلی تشکیل نشده است. در مورد طبقه‌ی دوم مدل هفت طبقه و طبقات دوم و سوم مدل ده طبقه نیز، وضع بر همین منوال است (شکل (۱۰)). به این ترتیب مشاهده می‌شود که تسلیم شدگی بر ستون تیرهای پیوند، حداقل تا قبل از رسیدن مفصل RBS در محل حداکثر کاهش بال این ناحیه به کرنش سخت شدگی  $1/1$  ظرفیت خمشی مورد انتظار این مقطع، آغاز نخواهد شد.

### ۳-۶- حداکثر دوران تیرهای پیوند دارای RBS

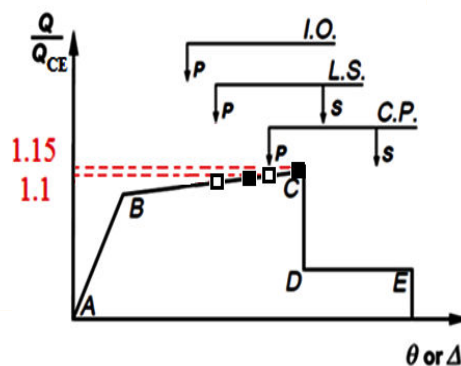
یکی از معیارهای عملکرد صحیح تیرهای پیوند در کارهای آزمایشگاهی، میزان توانایی تیرهای پیوند در کسب دوران‌های مورد نیاز آیین‌نامه‌ای است. حداکثر ظرفیت دوران تیرهای پیوند دارای RBS، دورانی متناظر با رسیدن RBS، به کرنش سخت شدگی  $1/1$  تا  $1/15$  ظرفیت خمشی پلاستیک (در محل حداکثر کاهش بال)، و البته قبل از وقوع تسلیم شدگی تیر پیوند در بر ستون است. مقدار دوران تیرهای پیوند، مطابق رابطه (۲۷) از حاصل ضرب drift طبقه (تغییرمکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه)، در نسبت طول دهانه ( $L$ ) به طول تیر پیوند ( $e$ ) قابل محاسبه است. بر این اساس مقدار دوران تیرهای پیوندی که در بر ستون‌شان مفصل تشکیل شده بود، مطابق جدول (۱) بدست آمد. همانطور که در این جدول دیده می‌شود، با افزایش تعداد طبقات، از مقدار دوران تیرهای پیوند کاسته می‌شود، اما در تمامی نمونه‌ها به جز در طبقه‌ی دوم مدل ده طبقه، دوران مورد نیاز آیین‌نامه‌ای  $0.02$  رادیان بدست آمده است.

$$\gamma_p = \text{drift} \times \frac{L}{e} \quad (27)$$

همانطور که در این شکل دیده می‌شود، اولین مفصل تمامی نمونه‌ها، مطابق انتظار، در تیرهای پیوند تشکیل می‌شود. اما این تسلیم شدگی در مدل‌های دارای RBS، از ناحیه RBS آغاز شده، و تسلیم شدگی بر ستون با تأخیر رخ می‌دهد. در حالی که در نمونه‌های بدون RBS از همان ابتدا، نخستین مفصل تیرهای پیوند، در ناحیه‌ی بحرانی بر ستون واقع می‌شود.

### ۲-۶- بررسی صحت طراحی قطعه‌ی RBS

همانطور که در شکل (۷) دیده شد، تمامی نمونه‌های دارای RBS توانستند با تشکیل سریع‌تر مفصل در محل RBS، نسبت به بر ستون، وقوع تسلیم شدگی در این بخش از تیر را به تأخیر بیندازند. اما این تأخیر باید حداقل تا قبل از رسیدن RBS به کرنش سخت شدگی  $1/1$  ظرفیت خمشی پلاستیک، بطول بیانجامد. لذا برای بررسی این امر، موقعیت ترازهای عملکردی «ایمنی جانی ( $LS^1$ )» و «جلوگیری از فروپاشی ( $CP^2$ )» توصیه شده در FEMA356 (نقاط تو خالی در شکل (۸))، بر روی منحنی تعریف رفتار مفصل‌های پلاستیک تیر پیوند، به موقعیت‌های متناظر با کرنش‌های سخت شدگی  $1/1$  و  $1/15$  ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع (نقاط توپر در شکل (۸))، منتقل شد. این تغییر، هیچ تأثیری در مسیر تحلیل غیرخطی نداشت و صرفاً موقعیت ترازهای عملکردی را روی نمودار رفتاری مفصل‌ها جابجا می‌کند.

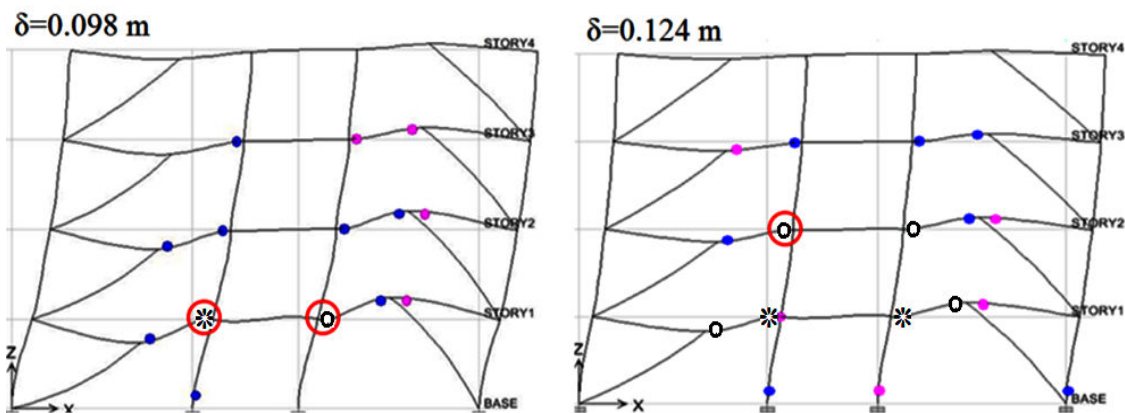


شکل ۸- تغییر موقعیت ترازهای LS و CP، بر روی منحنی تعریف رفتار مفصل پلاستیک

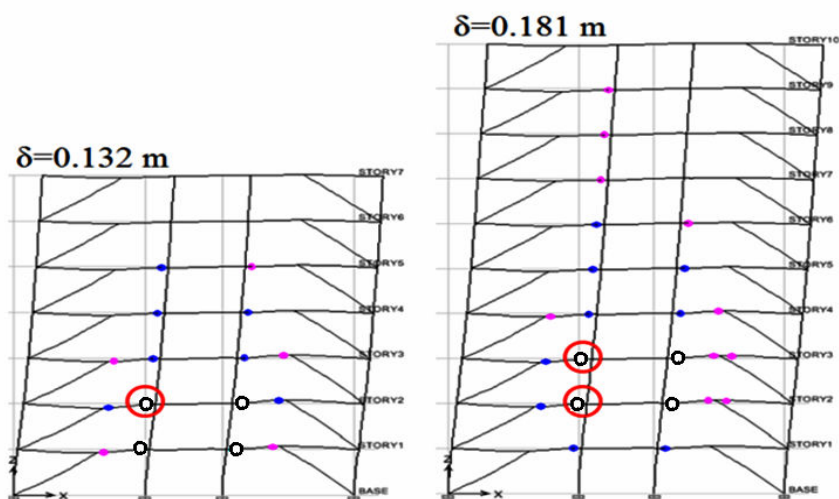
به این ترتیب در بررسی تیرهای پیوندی که تسلیم شدگی بر ستون را تجربه می‌کنند، در شکل (۹) ملاحظه می‌شود که در

<sup>1</sup>- Life Safety

<sup>2</sup>- Collapse Prevention



شکل ۹- موقعیت مفصل ناحیه‌ی RBS، قبل از تسلیم شدگی بر ستون، در تغییر مکان‌های بام مشخص شده، برای مدل چهار طبقه



B ● LS ○ CP \* C

شکل ۱۰- موقعیت مفصل ناحیه‌ی RBS، قبل از تسلیم شدگی بر ستون، در تغییر مکان‌های بام مشخص شده، برای مدل هفت و ده طبقه

جدول ۱- دوران تیر پیوند و تغییر مکان بام نظیر آن، قبل از تسلیم شدگی بر ستون تیر پیوند، برای مدل‌های دارای RBS

مشخصات	دهانه‌ی AB			دهانه‌ی CD		
	طبقه	$\gamma_p$	DISP-roof <sub>(m)</sub>	طبقه	$\gamma_p$	DISP-roof <sub>(m)</sub>
قاب چهار طبقه	اول	۰/۰۲۸	۰/۰۹۷	اول	۰/۰۲۹	۰/۱۰۱
	دوم	۰/۰۳۳	۰/۱۲۶	—	—	—
قاب هفت طبقه	دوم	۰/۰۲۲	۰/۱۳۲	—	—	—
قاب ده طبقه	دوم	۰/۰۱۹	۰/۱۸۱	—	—	—
	سوم	۰/۰۲۱	۰/۱۸۷	—	—	—

تیرهای پیوند، از نیاز طراحی تحمیل شده بر مهارها و ستون‌ها می‌کاهد. از سوی دیگر، کاهش سختی و افزایش drift طبقات، در برخی موارد می‌تواند موجب افزایش بعد مقاطع سازه گردد.

#### ۴-۶- اثر RBS بر وزن مدل‌ها

حضور RBS در تیرهای پیوند، از یک سو با کاهش ظرفیت خمشی مقطع و در نتیجه مقاومت برشی این نوع تیر پیوند (با توجه به طراحی قاب‌های مهاربندی واگرا براساس ظرفیت



مقدار افزایش بطور متوسط، در ضریب رفتار،  $27/77\%$  و در ضریب شکل‌پذیری،  $10/37\%$  می‌باشد که می‌تواند ناشی از تشکیل زود هنگام مقادیر ضرایب رفتار و شکل‌پذیری بدست آمده و صرفاً به عنوان معیاری جهت مقایسه و نه تعیین مقادیر دقیق این پارامترها برای نوع قاب خاص سازه‌ای، ارائه شده است.

#### ۷- خلاصه و جمع‌بندی نتایج

در این تحقیق، امکان استفاده از RBS در تیرهای پیوند خمشی و نقشی که می‌تواند در دور کردن محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون تیر پیوند داشته باشد، همینطور افزایش احتمالی شکل‌پذیری آنها بررسی شد. به این منظور دو سری مدل با سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه و مهاربندی واگرایی ویژه، با و بدون RBS، در سه تراز ارتفاعی چهار، هفت و ده طبقه، تحت تحلیل پوش‌آور قرار گرفتند. خلاصه‌ی نتایج بدست آمده از ارزیابی این مدل‌ها، عبارتند از:

۱- حضور RBS در تیر پیوند مطابق طرح پیشنهادی، می‌تواند تسلیم شدگی تیر پیوند در بر ستون را به تأخیر بیاورد. این تأخیر، حداقل تا قبل از رسیدن ممان، در محل حداکثر کاهش بال RBS، به  $1/1$  ظرفیت پلاستیک خمشی آن مقطع بطول می‌انجامد.

۲- تیرهای پیوند دارای RBS، در حداکثر دوران خود، به جز در نمونه‌ی ۱۰ طبقه، دوران مورد نیاز آیین‌نامه‌ای  $0/020$  را در این تیرها تأمین می‌کنند.

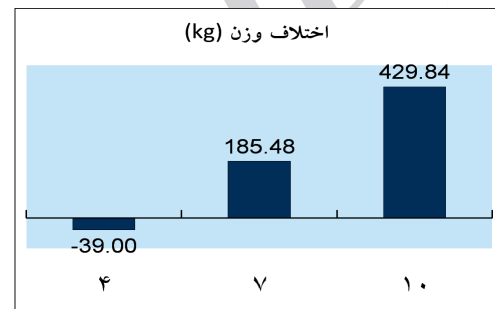
۳- حضور RBS، شکل‌پذیری سیستم را افزایش می‌دهد. حداقل مقدار این افزایش به طور متوسط در ضریب رفتار،  $27/77\%$  و در ضریب شکل‌پذیری،  $10/37\%$  می‌باشد.

۴- افزایش تعداد طبقات، می‌تواند موجب پررنگ‌تر شدن نقش کاهش سختی RBS در سیستم و افزایش وزن نمونه‌های دارای RBS در مقایسه با نمونه‌های بدون RBS گردد. البته درصد این اختلاف وزن چندان زیاد نبوده و از  $0/1$  درصد تجاوز نمی‌کند.

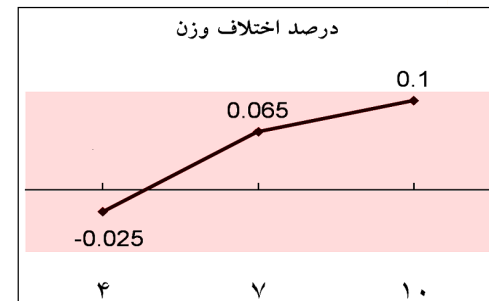
۵- با توجه به طرح پیشنهادی برای حضور RBS در تیر پیوند، این اتصال صرفاً برای طول‌های بسیار بلند و تا مقاطع نه چندان بزرگ از تیر پیوند توصیه می‌شود. لذا این اتصال، نمی‌تواند برای هر تیر پیوند خمشی‌ای کاربرد داشته باشد.

بمنظور ارزیابی اثر حضور RBS بر وزن مدل‌ها، مقایسه‌ای بین وزن مدل‌های با و بدون RBS که با برش پایه‌ی یکسان طراحی شدند، انجام گرفت. شکل (۱۱)، اختلاف وزن بین این نمونه‌ها را به گونه‌ای مقایسه‌ای، در تعداد طبقات مختلف نمایش می‌دهد.

همانگونه که در این نمودار دیده می‌شود، در مدل چهار طبقه که مقوله drift تأثیر کمتری نسبت به مدل‌های دیگر بر مسیر طراحی دارد، حضور RBS حتی موجب کاهش  $39$  کیلوگرمی مدل شده است. اما با افزایش تعداد طبقات و حاکم شدن هر چه بیشتر drift بر مسیر طراحی، وزن این مدل‌ها نسبت به مدل‌های بدون RBS افزایش می‌یابد. هر چند با وجود وزن زیاد مدل‌ها، درصد این افزایش (مطابق شکل (۱۲))، چندان چشم‌گیر نبوده و از  $0/1$  درصد تجاوز نمی‌کند.



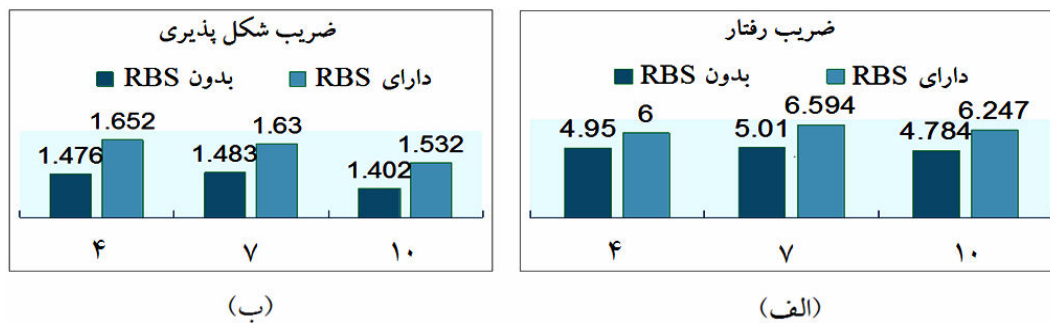
شکل ۱۱- مقایسه اختلاف وزن نمونه‌های با RBS نسبت به نمونه‌های بدون RBS در تعداد طبقات مختلف



شکل ۱۲- وضعیت درصد اختلاف وزن نمونه‌های با RBS نسبت به نمونه‌های بدون RBS در تعداد طبقات مختلف

#### ۶-۵- شکل‌پذیری مدل‌ها

نمودارهای (۱۳- الف) و (۱۳- ب)، مقادیر ضرایب رفتار و ضرایب شکل‌پذیری بدست آمده برای نمونه‌های دارای RBS و بدون RBS را به گونه‌ای مقایسه‌ای، در تعداد طبقات مختلف نشان می‌دهد. با نگاهی گذرا به این نمودارها می‌توان دریافت، که مقدار ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار تمامی نمونه‌های دارای RBS نسبت به نمونه‌های بدون RBS افزایش داشته است. این



شکل ۱۳- مقایسه‌ی نمونه‌های دارای RBS با نمونه‌های بدون RBS. در تعداد طبقات مختلف

(الف) ضریب رفتار (ب) ضریب شکل پذیری

- ۸- مراجع
- [9] Roeder, C.W., "Connection Performance for Seismic Design of Steel Moment Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 2002, 128, (4), 517-525.
- [10] Jones, S.L., Fry, G.T. and Engelhardt, M.D. "Experimental Evaluation of Cyclically Loaded Reduced Beam Section Moment Connections", Journal of Structural Engineering, ASCE, 2002, 128, (4), 441-451.
- [11] ANSI/AISC 358, "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, Chicago, 2005.
- [12] Jin, J., and El-Tawil, S. "Seismic performance of steel frames with reduced beam section connections", Journal of Constructional Steel Research, 2004, 61, 453-471.
- [13] ETABS Version 9.2.0, 2008, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- [۱۴] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۸۷. مقررات ملی ساختمان: مبحث ششم (بارهای وارد بر ساختمان). چاپ سوم، نشر توسعه ایران، تهران.
- [۱۵] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۸۷. مقررات ملی ساختمان: مبحث دهم (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی). چاپ اول، نشر توسعه ایران، تهران.
- [16] FEMA 274, "NEHRP Commentary Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, SAC Joint Venture, 1997.
- [17] Maple Version 10, Maplesoft, a division of Waterloo Maple, Inc.
- [18] FEMA 356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings",
- [1] Malley, J.O. and Popov, E.P., "Shear links in eccentrically braced frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 1984, 110, (9), 2275-2295.
- [2] Engelhardt, M.D., and Popov, E.P. "Experimental performance of long links in eccentrically braced frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 1992, 118, (11), 3067-3088.
- [3] Tsai, K.C., Engelhardt, M.D. and Nakashima, M. "Cyclic performance of link-to-box column connections in steel eccentrically braced frames", Proc., 1st Int. Conf. on Structural Stability and Dynamics, Taipei, Taiwan, 2000.
- [4] Ricles, J.M., Mao, C., Lu, L.-W., and Fisher, J.W. "Effect of local details on ductility of welded moment connections", Journal of Structural Engineering, ASCE, 2001, 127(9), 1036-1044.
- [5] Okazaki, T., Engelhardt, M.D., Nakashima, M. and Suita, M. August "Experimental Performance of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 2006, 132 (8), 1201-1211.
- [6] Plumier A., "The dog bone: Back to the future", Engineering Journal AISC, 1997, 34 (2), 61-7.
- [7] FEMA 355D, September "State of the Art Report on Connection Performance. Federal Emergency", Management Agency, SAC Joint Venture, 2000.
- [8] Moore, K.S., Malley, J.O. and Engelhardt, M.D. "Design of Reduced Beam Section (RBS) Moment Frame Connections. Steel TIPS, Structural Steel Educational Council, Technical Information & Product Service, 1999.

- [20] ATC 40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", 1996, 1, Applied Technology Council, California.
- [21] Uang, C.M. "Establishing R (or RW) and Cd Factors for Building Seismic Provisions", Journal of Structural Engineering, ASCE, 1991, 117, (1), 19-28.
- Federal Emergency Management Agency, SAC Joint Venture, 2000.
- [19] Freeman, S.A. "On the Correlation of Code Forces to Earthquake Demands", Proc 4th U.S. Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, 1990.

Archive of SID