

ارزیابی رفتار لرزه‌ای مهاربند واگرا با پیوند قائم ساخته شده از فولاد کم مقاومت

الهام نوری^۱ و موسی محمودی صاحبی^{۲*}

^۱ کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

^۲ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

(دریافت: ۹۶/۲/۲۰، پذیرش: ۹۶/۹/۱۸، نشر آنلاین: ۹۶/۹/۱۹)

چکیده

در مهاربندهای برون محور مجهز به تیر پیوند قائم، با افزایش ظرفیت شکل پذیری، نیاز مقاومتی سازه‌ها کاهش می‌یابد. در هنگام زلزله، تیر پیوند قائم با ورود به حوزه فراتر از جایی که مستهلک می‌کند بدون آن که نیاز باشد اعضای دیگر وارد ناحیه غیر ارتجاعی شوند. اگر در ساخت عضو تیر پیوند از مصالح شکل پذیرتر استفاده شود، قطعاً کارایی آن بیشتر خواهد شد. هدف از این مقاله ارزیابی رفتار لرزه‌ای مهاربند واگرا با پیوند قائم ساخته شده از فولاد کم مقاومت (EGS) می‌باشد. بدین منظور با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش‌آور) مقادیر ظرفیت سختی، مقاومت، شکل پذیری و همچنین ضریب رفتار نمونه‌های مختلف مورد ارزیابی قرار گرفت. در این مدل‌ها تأثیر پارامترهای ارتفاع سازه‌ها، طول تیر پیوند قائم و نوع فولاد مصرفی در پیوند قائم مدنظر قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد که کاربرد فولاد کم مقاومت در تیرهای پیوند قائم، میزان ظرفیت شکل پذیری، سختی و ضریب رفتار سازه‌ها را به ترتیب برابر ۲۳، ۱۶ و ۱۴ درصد افزایش خواهد داد. کوتاه‌تر بودن پیوندهای قائم نیز موجب می‌شود رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها بهتر شود. در مجموع می‌توان گفت کاربرد فولاد EGS به لحاظ اجرایی و اقتصادی طرح را مقرون به صرفه می‌نماید.

کلید واژه‌ها: قاب مهاربندی واگرا، تیر پیوند قائم، فولاد EGS، شکل پذیری، ضریب رفتار.

۱- مقدمه

زلزله جذب و مستهلک می‌گردد. بدین ترتیب، سایر اعضای سازه‌ای در حد ارتجاعی باقی می‌مانند. ساخت این قطعات از فولاد نرم یا کم مقاومت (EGS) می‌تواند ظرفیت شکل پذیری و جذب انرژی بیشتری را ایجاد نماید. در شکل (۱) منحنی تنش در برابر کرنش برای دو نوع فولاد EGS و معمولی با هم مقایسه شده‌اند (Ziaei و Sabouri-Ghomi، ۲۰۰۸). دلایل استفاده از فولاد کم به جای فولاد معمولی ساختمانی، به شرح زیر است:

(۱) مدول الاستیسیته هر دو فولاد یکسان است. به عبارتی شیب خط مماس بر منحنی تنش کرنش مصالح در دو فولاد با هم برابرند لذا سختی دو مصالح تفاوت چندانی با هم ندارد (شکل (۱)).

(۲) سیستم با فولاد کم مقاومت در مقایسه با همان سیستم مشابه با فولاد معمولی ساختمانی در جابه‌جایی‌های برشی کم‌تری تسلیم می‌شود، در حالی که هر دو سیستم مقاومت خمشی برابری دارند (شکل (۲)).

متداول‌ترین سیستم مهاربندی در سازه‌های فولادی، مهاربند ضربدری همگرا می‌باشد که با وجود سختی مناسب از لحاظ شکل پذیری، عملکرد ضعیفی دارد. از سوی دیگر قاب خمشی با وجود ظرفیت شکل پذیری بالا، از نظر سختی و کنترل تغییر مکان جانبی، رفتار مناسبی ندارد. لذا این دو سیستم هر یک معایبی دارند (Popov و Roeder، ۱۹۷۸). سیستم مهاربندی واگرا به دلیل برخورداری از سختی قابل توجه و شکل پذیری مناسب می‌تواند سیستم برابر جانبی مناسب تلقی گردد و در حقیقت قابلیت‌های مطلوب دو سیستم فوق را به طور توأم دارا باشد.

نحوه قرارگیری المان پیوند در این سیستم به دو صورت افقی و قائم می‌باشد. از مزایای قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرا با پیوند قائم (V-EBF) می‌توان به مواردی از جمله انتقال تغییر شکل‌های غیر خطی به خارج از تیر طبقه، تعویض پذیری ساده پیوند قائم پس از زلزله و کاربرد آن در مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود اشاره نمود. در عمل با جاری شدن تیر پیوند قائم، انرژی

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۲۱-۲۲۹۷۰۰۲۱

براساس نتایج تحلیلی اجزا محدود غیر خطی انجام شده توسط Dusicka و Itani در سال ۲۰۰۲ و بعداً مطالعه تکمیلی Dusicka و همکاران در سال ۲۰۰۴ بر روی تیرهای پیوند برشی که مطابق استانداردهای لرزه‌ای AISC انجام شده است، مشخص شد ظرفیت برشی نهایی با مقادیر آزمایشی مطابقت خوبی دارد. همچنین تأیید شد که جان این گونه تیرهای پیوند در برش جاری می‌شود (Dusicka و همکاران، ۲۰۰۲ و ۲۰۰۴).

Arce و همکاران در سال ۲۰۰۳، تیرهای پیوند برشی با فولاد ASTM A992 (با حد جاری شدن ۳۴۰ تا ۴۰۰ مگاپاسکال) را به منظور بررسی محدودیت‌های لاغری و برآورد ضرایب مقاومت افزون آزمایش کرده و مقادیر پیشنهادی آئین‌نامه AISC2002 را تأیید نمودند. خرابی بعضی نمونه‌ها به علت پارگی جان تیر پیوند بود که از انتهای سخت‌کننده‌های جان شروع می‌شد.

Galvez در سال ۲۰۰۴، ضمن بررسی عوامل مؤثر بر شکست جان در تیرهای پیوند برشی، راه‌هایی برای تأخیر شکست جان و بهبود رفتار شکل‌پذیر چنین تیرهای پیوندی ارائه داد.

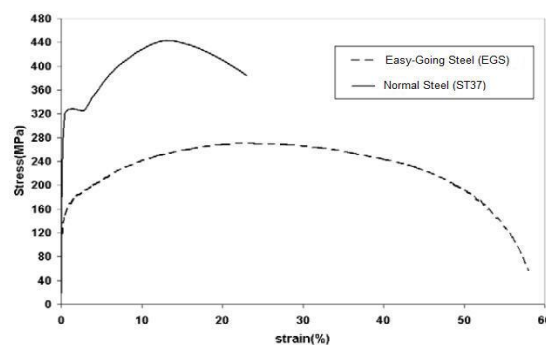
Okazaki و همکاران در سال ۲۰۰۵، مجموعه‌ای از آزمایش‌ها را برای بررسی بیشتر فاکتور اضافه مقاومت، محدودیت لاغری بال و تأثیر تاریخچه بارگذاری بر رفتار تیر پیوند انجام دادند. Okazaki و Engelhardt در سال ۲۰۰۶، آزمایشاتی روی فولاد ASTM A992 برای بررسی رفتار تیر پیوند در قاب مهاربندی برون محور انجام دادند و ضوابط جدیدی برای لاغری بال و طراحی سخت‌کننده تیر پیوند و جزئیات اتصال آن به ستون توصیه نمودند.

Bruneau و Berman در سال ۲۰۰۷، ضمن بررسی عددی و آزمایشگاهی روی تیر پیوند قوطی در قاب‌های مهاربندی برون‌محور، نشان دادند که این مقاطع قوطی به خوبی می‌توانند به سطوح شکل‌پذیری بالایی دست یابند.

Sabouri-Ghomi و Ziaei در سال ۲۰۰۸، تأثیر استفاده از فولاد کم‌مقاومت EGS در تیر پیوند افقی را بر روی چرخه‌های هیستریزس مهاربندهای برون‌محور مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد تیرهای پیوند با فولاد کم‌مقاومت دارای چرخه‌های هیستریزیک پایداری می‌باشند.

Sabouri-Ghomi و Bahrampoor در سال ۲۰۱۰، تأثیر استفاده از فولاد کم‌مقاومت EGS بر روی رفتار مهاربندهای قطری و اگر را مورد ارزیابی قرار دادند و نتایج نشان داد عملکرد قاب‌ها بهبود قابل ملاحظه‌ای پیدا کرد، بدون این که ناپایداری‌های موضعی و کلی در تیر پیوند رخ دهد.

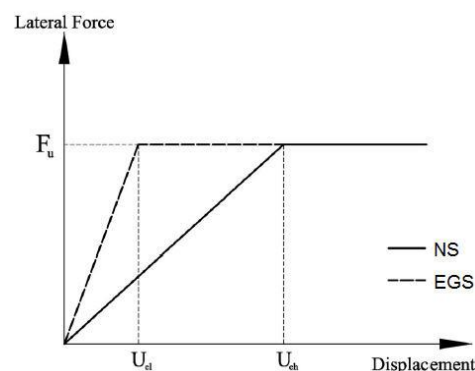
زهرايي و ماهرزاده در سال ۱۳۸۹، تأثیر استفاده از پانل برشی ساخته شده از پروفیل‌های موجود را در افزایش



شکل ۱- منحنی تنش - کرنش فولاد EGS در مقایسه با فولاد معمولی (Ziaei و Sabouri-Ghomi، ۲۰۰۸)

شکل پذیری فولاد کم‌مقاومت خیلی بیشتر از فولاد معمولی ساختمانی (NS) می‌باشد (صبوری، ۱۳۸۳). با توجه به شکل (۲) مساحت زیر منحنی فولاد EGS در ناحیه غیر خطی بیشتر است.

شایان ذکر است شکل (۵) مربوط به رفتار عضو می‌باشد و رفتار مصالح متفاوت است (Ebadi و Sabouri-Ghomi، ۲۰۰۸).



شکل ۲- منحنی بار - تغییر مکان اعضای ساخته شده از فولاد EGS و معمولی (Ebadi و Sabouri-Ghomi، ۲۰۰۸)

در اواسط دهه ۷۰ میلادی، سیستم مناسبی تحت عنوان قاب با مهاربندی واگرا توسط Popov و همکاران (Roeder و Popov، ۱۹۷۸؛ Engelhardt و Popov، ۱۹۸۴) در دانشگاه کالیفرنیا پیشنهاد شد و با شناخته شدن مزیت‌های منحصر به فرد این نوع مهاربندی، اولین ساختمان از این نوع در سال ۱۹۸۰ ساخته شد (Hjelmstad و Popov، ۱۹۸۴؛ Ishler و Becker، ۱۹۹۶).

Engelhardt و Popov در سال ۱۹۹۲، آزمایش‌هایی را بر روی چند نمونه تیر پیوند بلند متصل به ستون، با هدف تحقیق درباره‌ی ناپایداری‌های محتمل قطعه تیر خارج از تیر پیوند انجام دادند و اثرات استفاده از سخت‌کننده‌ها در به تأخیر انداختن کماتش موضعی در تیرهای پیوند بلند را بررسی نمودند.

به منظور بررسی سختی قاب‌های مورد مطالعه، پس از ترسیم منحنی‌های پوش‌آور، شیب قسمت ناحیه ارتجاعی نمودار دو خطی شده (K_e) مورد استفاده قرار گرفت. ظرفیت شکل‌پذیری هر طبقه (μ) با استفاده از رابطه (۱) تعیین شد:

$$\mu = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_{yield}} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، Δ_{ult} حداکثر تغییر مکان قابل تحمل سازه تا سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) است و Δ_{yield} جابجایی سازه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک است. برای به دست آوردن جابه‌جایی سازه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک، می‌بایست نمودار پوش‌آور را با استفاده از نرم‌افزارهای مربوطه تبدیل به منحنی دو خطی کرد و از روی نمودار دوخطی شده میزان جابه‌جایی سازه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک (Δ_{yield}) را به دست آورد.

به منظور بررسی مقاومت ارتجاعی قاب‌های مورد استفاده، نیروی برش پایه متناظر با اولین تراز واقعی تسلیم، به عنوان مقاومت ارتجاعی قاب مربوطه در نظر گرفته شد. در محاسبه ضریب رفتار، تأثیر عوامل تأثیرگذار مدنظر قرار گرفت. $Uang$ و $Maarouf$ (۱۹۹۴)، رابطه (۲) را برای محاسبه ضریب رفتار (R) پیشنهاد نمودند.

$$R = R_{\mu} \cdot R_s \quad (2)$$

در این رابطه، R_{μ} ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و R_s ضریب مقاومت افزون سازه است. ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری سازه‌ها (R_{μ}) به ظرفیت شکل‌پذیری آن‌ها بستگی دارد که در این مقاله از معادله ارائه شده توسط $Newmark$ و $Hall$ ، مطابق با رابطه (۳) استفاده شد ($Uang$ و $Maarouf$ ، ۱۹۹۴).

$$\left\{ \begin{array}{ll} R_{\mu} = 1 & T < 0.03 s \\ R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} & 0.12 < T < 0.5 s \\ R_{\mu} = \mu & T > 1 sec \end{array} \right. \quad (3)$$

برای مقادیر بینابینی از درون‌یابی خطی استفاده گردید. در روابط فوق μ ضریب شکل‌پذیری است که از رابطه (۱) به دست می‌آید.

ضریب مقاومت افزون (R_s) با توجه به شکل (۳) و روابط (۴) و (۵) به دست می‌آید. برای سازه‌های فولادی، R_{sd} حاصل از رابطه (۴)، مقاومت افزون واقعی سیستم نیست و بر پایه استفاده از خصوصیات اسمی مصالح می‌باشد. مقدار مقاومت افزون واقعی سازه‌های فولادی R_s از حاصل ضرب مقدار تحلیلی در ضرایب دیگر با رابطه (۵) به دست می‌آید.

شکل‌پذیری و استهلاک انرژی به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند. نتایج بیانگر به صرفه بودن استفاده از این قطعات برای بهسازی ساختمان‌ها در برابر زلزله بود.

هدف از این مقاله، ارزیابی رفتار لرزه‌ای مهاربندهای واگرا با پیوند قائم ساخته شده از فولاد کم‌مقاومت EGS و بررسی مقادیر سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب رفتار نمونه‌ها است. انتظار می‌رود با کاربرد فولاد EGS، کاهش طول پیوند و تعداد طبقات، رفتار لرزه‌ای قاب‌ها تغییر یابد.

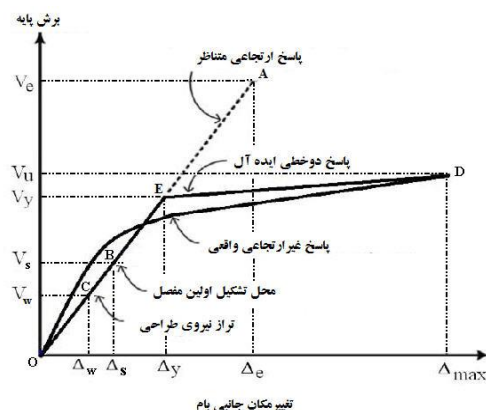
۲- روش تحقیق

برای نیل به هدف، چند نمونه قاب مهاربندی واگرا با پیوند قائم انتخاب شد و با استفاده از آئین‌نامه‌های معتبر طراحی گردید. در طراحی نمونه‌ها، از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، برای بارگذاری لرزه‌ای و از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طراحی و اجرای ساختمان‌های فولادی) برای طراحی سازه‌ای نمونه‌ها استفاده شد. با توجه به این که در مبحث دهم مقررات ملی ضوابط طراحی تیرهای پیوند قائم وجود ندارد لذا با شبیه‌سازی، از ضوابط مربوط به طراحی تیرهای پیوند افقی استفاده شد.

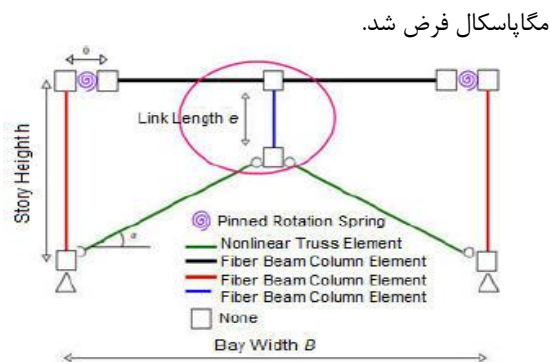
نمونه‌ها در نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی شدند و تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) قرار گرفتند. در مدل‌سازی نمونه‌ها از المان‌های شش وجهی استفاده شد که در تنش تسلیم فولاد، جاری می‌شوند و تا حد مقاومت نهایی تحمل مقاومت دارند. مقادیر مقاومت در بخش مدل‌های مورد بررسی ارائه شده است.

تحلیل قاب‌ها، یکبار با کاربرد فولاد کم‌مقاومت و بار دیگر با کاربرد فولاد معمولی در پیوند قائم انجام شد و در پایان، با مقایسه نتایج حاصل از این دو حالت، سختی، مقاومت و شکل‌پذیری نمونه‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت و ضریب رفتار آن‌ها تعیین شد.

در شکل (۳) نمودار پوش‌آور سازه فرضی و پارامترهای مؤثر در به دست آوردن مقادیر سختی، شکل‌پذیری و مقاومت آورده شده است.



شکل ۳- نمودار پوش‌آور سازه فرضی



شکل ۴- نمایش اعضای تعریف شده در یک نمونه قاب یک دهانه و یک طبقه

جدول ۱- مشخصات مصالح مصرفی

المان	F_y (Mpa)	F_u (Mpa)	E (Mpa)
تیر، ستون، مهاربند	۳۵۸	۴۴۱	۱۹۷۰۰۰
تیر پیوند با فولاد معمولی (NS)	۲۳۵	۳۶۰	۱۹۷۰۰۰
تیر پیوند با فولاد کم مقاومت (EGS)	۱۰۰	۲۵۰	۱۹۷۰۰۰

مقاطع به دست آمده از طراحی مدل‌ها در جدول (۲) ارائه شده است. ستون‌ها از مقطع IPB، تیرها از مقطع IPE، اعضای مهاربندی از مقاطع دابل UNP و تیرهای پیوند قائم از مقاطع IPE و تیرورق ساخته شده‌اند.

از آنجائی که ضوابط طراحی تیر پیوند قائم در آئین نامه طراحی سازه های فولادی وجود ندارد لذا تا جای ممکن در طراحی اولیه طراحی تیر پیوند قائم از ضوابط طراحی تیر پیوند افقی استفاده شد. ولی برای ارزیابی تأثیر طول و ابعاد آن بر رفتار لرزه ای سازه مهاربندی، طول و ابعاد متفاوتی برای آن لحاظ شد. همچنین تغییر مکان جانبی قاب‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ کنترل شد. بر اساس تحقیقات انجام شده، لینک پیوند یک المان برشی- خمشی است که تحت بارهای وارده ممکن است در آن مفصل برشی یا خمشی تشکیل شود. بنابر این طول و ابعاد مختلفی برای آن در نظر گرفته شد تا امکان تشکیل هر دو مفصل در آن وجود داشته باشد. هر یک از عکس‌العمل‌های برشی و خمشی زودتر به مقدار پلاستیک خود برسد مفصل پلاستیک متناسب با آن در تیر پیوند تشکیل می‌شود.

جدول ۲- مقاطع قاب‌های مورد مطالعه

مشخصات اعضای طبقات	مقطع ستون‌ها	مقطع تیرها	مقطع اعضای مهاربندها	مقطع تیر پیوند با فولاد معمولی	مقطع تیر پیوند با فولاد کم مقاومت
۴ تا ۱	IPB240	IPE220	2UNP140	IPE160	PG-W125×11.7 F82×17.5
۸ تا ۵	IPB300	IPE260	2UNP180	IPE200	PG-W160×13.2 F100×20
۱۲ تا ۹	IPB400	IPE300	2UNP240	IPE220	PG-W176.8×13.9 F110×21.6

$$R_{sd} = \frac{C_y}{C_s} \quad (۴)$$

$$R_s = R_{sd} \cdot R_1 \cdot R_2 \quad (۵)$$

در این معادله، R_1 برای اختلاف بین حد جاری شدن اسمی و حد جاری شدن واقعی مصالح به کار می‌رود. مطالعات آماری بر روی سازه‌های فولادی مقدار این ضریب را ۱/۰۵ تعیین کرده است (Schmidt و Bartlett, ۲۰۰۲).

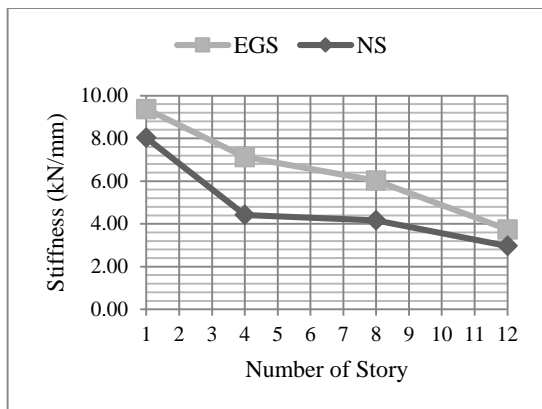
ضریب R_2 برای در نظر گرفتن اثر افزایش تنش جاری شدن، در اثر افزایش نرخ تغییر کرنش در هنگام زلزله است. مقدار ۱/۱ که نشان دهنده ۱۰ درصد افزایش نرخ کرنش است، برای این ضریب در نظر گرفته می‌شود (Uang, ۱۹۹۱). در این مقاله، پارامترهای R_1 و R_2 برابر ۱/۰۵ و ۱/۱ و حاصل ضرب آنها با پارامتر R_{sm} (به عنوان مقاومت افزون مصالح)، برابر ۱/۱۵۵ در نظر گرفته شد (رابطه (۶)).

$$R_s = R_{sd} \cdot R_{sm} \quad (۶)$$

۳- مدل‌های مورد بررسی

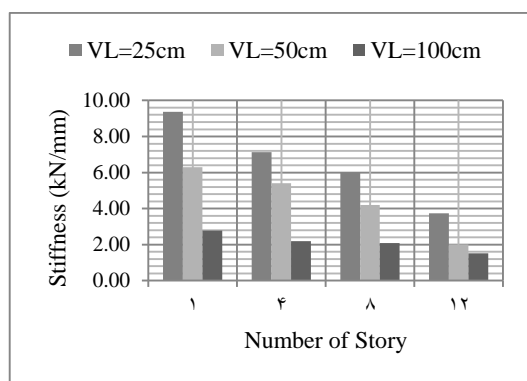
در این تحقیق، ۴ ساختمان فولادی مهاربندی ۱، ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با طول پیوندهای یک دوازدهم، یک ششم و یک سوم ارتفاع ستون (یعنی ۲۵، ۵۰ و ۱۰۰ سانتی‌متر) انتخاب گردید. ارتفاع طبقات برابر ۳ متر و طول دهانه‌ها برابر ۵ متر در نظر گرفته شد. قاب‌ها دارای سه دهانه می‌باشند که جهت انجام مطالعات تحلیلی فقط قاب‌های وسط آن به منظور بارگذاری انتخاب شد. دهانه میانی قاب مورد نظر دارای مهاربند واگرا با تیر پیوند قائم است که به صورت دو بعدی مورد بررسی قرار گرفت. در شکل (۴) اعضای تعریف شده در یک نمونه قاب یک دهانه و یک طبقه نشان داده شده است.

برای مصالح مورد استفاده در لینک‌های قائم دو حالت در نظر گرفته شد. ابتدا فولاد معمولی و بار دوم فولاد کم مقاومت مد نظر قرار گرفت. مشخصات مصالح مصرفی طبق جدول (۱) می‌باشد. رفتار غیر خطی لینک برشی قائم به صورت دو خطی الاستوپلاستیک (مشابه شکل (۲)) در نظر گرفته شد که در آن مقاومت تسلیم برابر ۱۰۰ مگا پاسکال و مقاومت نهائی برابر ۲۵۰



شکل ۵- مقایسه سختی مؤثر سازه در قاب‌های با طول تیر پیوند قائم ۲۵ سانتی‌متر

مقایسه کلی بین سختی سازه‌ها با طول‌های پیوند متفاوت (VL) با کاربرد فولاد EGS در شکل (۶) نشان داده شده است.



شکل ۶- مقایسه سختی مؤثر سازه با طول تیر پیوندهای مختلف با کاربرد فولاد EGS

با افزایش تعداد طبقات و طول تیر پیوند قائم، از سختی سازه کاسته می‌شود. همچنین در طبقات بالاتر میزان سختی‌ها اختلاف اندکی با هم خواهند داشت که نتایج حاکی از اثرگذاری فولاد EGS بر روی سختی سازه‌های با ارتفاع متوسط و کوتاه می‌باشد که به طور میانگین با کاربرد فولاد EGS افزایش ۲۳ درصدی سختی را در سازه‌های فولادی با مهاربندی واگرا با تیر پیوند قائم نسبت به فولاد معمولی مشاهده می‌شود.

۴-۲- ارزیابی شکل‌پذیری

در جدول (۴) و شکل (۷) مقدار ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌های ۱، ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در قاب‌های با طول تیر پیوند ۲۵ سانتی‌متر، با و بدون کاربرد فولاد کم مقاومت ارائه شده است.

برای این که یک مقطع معادل از فولاد کم مقاومت به دست آید، یک معیار ضروری است. معیار تبدیل مقطع این گونه است که به منظور حفظ مقاومت تیر پیوند قائم و با توجه به کمتر بودن تنش جاری شدن فولاد کم مقاومت نسبت به فولاد معمولی، ضخامت ورق‌های بال و جان تشکیل دهنده عضو تیر پیوند با فرض یکسان ماندن F_u یا بار نهایی، مطابق رابطه $F_{wu} = \frac{1}{2}bt\sigma_0$ (Bahrampoor و Sabouri-Ghomi، ۲۰۱۰). به دلیل این که تنش حد جاری شدن فولاد EGS برابر با $\sigma_0 = 100 \text{ Mpa}$ و تنش حد جاری شدن معمولی برابر با $\sigma_0 = 235 \text{ Mpa}$ است و تنش تسلیم مقطعی با فولاد EGS $100/235 = 1/2.35$ برابر مقطعی با فولاد معمولی می‌باشد، مقاومت نهایی عضو، رابطه زیر نتیجه می‌گردد:

$$A_{EGS} = 2.35 \times A_{NS} \quad (7)$$

در رابطه فوق، A_{EGS} مساحت ورق‌های ساخته شده از فولاد کم مقاومت و A_{NS} مساحت ورق‌های ساخته شده از فولاد معمولی می‌باشد. با فرض ثابت ماندن عرض ورق‌های بال و ارتفاع ورق‌های جان، ضخامت‌های جدید ورق‌های بال و جان مقاطع I شکل عضو تیر پیوند در جدول (۳) نشان داده شده است.

جدول ۳- ضخامت‌های جایگزین بال و جان

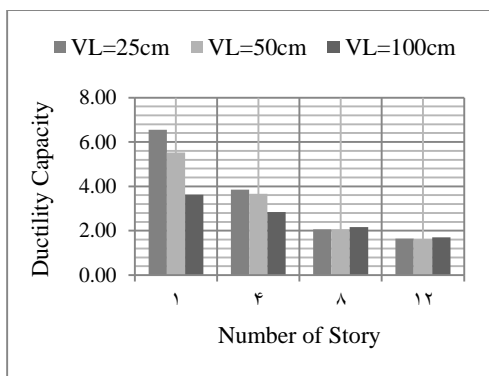
مقاطع	t_w جدید (cm)	t_f جدید (cm)
IPE16	۱/۱۷	۱/۷۵
IPE20	۱/۳۲	۲/۰۰
IPE22	۱/۳۹	۲/۱۶

۴- نتایج

۴-۱- ارزیابی سختی

شکل (۵) نشان دهنده مقادیر سختی ارتجاعی مؤثر سازه‌های ۱، ۴، ۸ و ۱۲ طبقه برای قاب‌های مهاربندی با طول پیوند قائم ۲۵ سانتی‌متر در دو حالت با فولاد معمولی و با فولاد کم مقاومت می‌باشد که بر حسب KN/m گزارش شده‌اند.

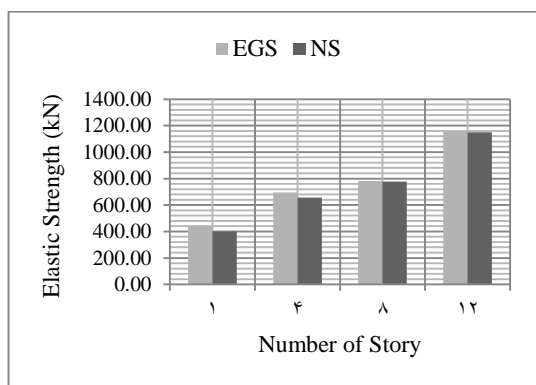
نتایج نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه، سختی جانبی مؤثر سازه کاهش پیدا می‌کند اما استفاده از فولاد EGS بر میزان سختی سازه با هر تراز ارتفاعی افزوده است. بیشترین اثر افزایشی در سازه‌های با طبقات کم و متوسط مشاهده می‌شود. به عبارتی، تأثیر استفاده از فولاد EGS در تیر پیوند قائم، جهت افزایش سختی در سازه‌های بلندمرتبه به مراتب کم‌تر از تأثیر آن در سازه‌های با ارتفاع کم‌تر و متوسط می‌باشد. از طرفی هر چقدر طول تیر پیوند کوتاه‌تر باشد، استفاده از فولاد EGS بر روی افزایش سختی سازه اثرگذارتر خواهد بود و موجب افزایش سختی سازه مذکور به میزان ۳۴٪ نسبت به سازه مشابه با فولاد معمولی شده است.



شکل ۸- مقایسه ظرفیت شکل پذیری سازه با طول تیر پیوندهای مختلف با کاربرد فولاد EGS

۳-۴- ارزیابی مقاومت

در شکل (۹) مقدار مقاومت ارتجاعی سازه‌های ۱، ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در قاب‌های با طول پیوند ۲۵ سانتی‌متر، با و بدون کاربرد فولاد کم مقاومت ارائه شده است.



شکل ۹- مقایسه مقدار مقاومت در قاب‌های با طول تیر پیوند قائم ۲۵ سانتی‌متر

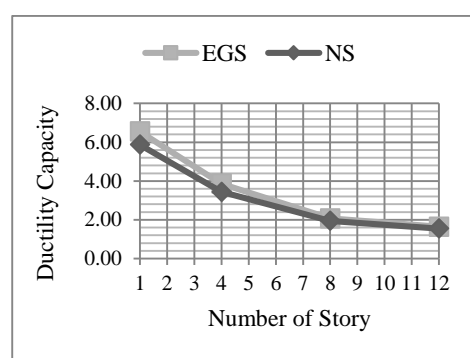
با توجه به این که معیار تبدیل مقطع فولاد معمولی به EGS با فرض یکسان ماندن بارنهایی یا مقاومت بوده است بنا بر این مقاومت‌ها تقریباً در هر دو حالت فولاد معمولی و کم مقاومت برابرند و فرض اولیه طراحی را تصدیق می‌کند. با افزایش تعداد طبقات سازه، مقاومت ارتجاعی سازه نیز افزایش می‌یابد که کاملاً بدیهی است.

۴-۴- ارزیابی ضریب رفتار

جدول (۵)، مقادیر ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری (R_{μ})، ضریب مقاومت افزون طراحی (R_{sd})، ضریب مقاومت افزون مصالح (R_{sm})، ضریب مقاومت افزون (R_s) و ضریب رفتار (R) را برای قاب‌های مهاربندی و اگر با طول پیوند ۲۵ سانتی‌متر نشان می‌دهد.

جدول ۴- ظرفیت شکل‌پذیری سازه در قاب‌های با طول تیر پیوند قائم ۲۵ سانتی‌متر

تعداد طبقات	نوع فولاد	Δ_y (mm)	Δ_{ult} (mm)	μ
۱	NS	۸/۴۸	۴۹/۸۱	۵/۸۷
	EGS	۷/۹۶	۵۲/۱۴	۶/۵۵
۴	NS	۱۱۲/۵۱	۳۸۷/۱۶	۳/۴۴
	EGS	۱۰۵/۱۷	۴۰۵/۸	۳/۸۶
۸	NS	۱۱۹/۷۸	۲۳۲/۳۷	۱/۹۴
	EGS	۱۱۵/۱	۲۳۸/۲۶	۲/۰۷
۱۲	NS	۲۶۰/۷۲	۴۰۴/۱۲	۱/۵۵
	EGS	۲۶۸/۵۲	۴۴۰/۳۸	۱/۶۴



شکل ۷- مقایسه ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های با طول تیر پیوند قائم ۲۵ سانتی‌متر

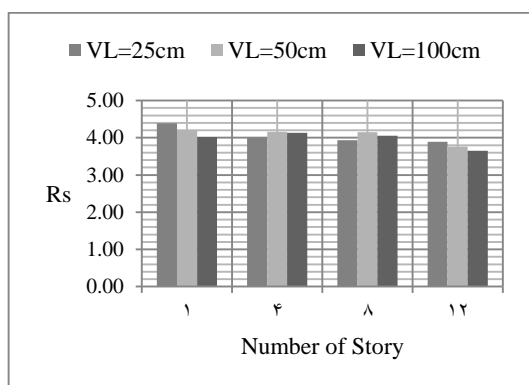
همان گونه که از نتایج مشخص است، با افزایش ارتفاع سازه، ظرفیت شکل‌پذیری در هر دو حالت کاهش می‌یابد. استفاده از فولاد EGS در پیوند قائم موجب افزایش شکل‌پذیری سازه می‌گردد لیکن با افزایش ارتفاع ساختمان و در سازه‌های مرتفع‌تر تأثیر این افزایش چندان قابل ملاحظه نیست. استفاده از فولاد EGS به طور متوسط موجب افزایش شکل‌پذیری سازه مذکور به میزان ۱۰٪ نسبت به سازه مشابه با فولاد معمولی شده است. مقایسه کلی بین شکل‌پذیری سازه‌ها با طول‌های پیوند متفاوت (VL) با کاربرد فولاد EGS در شکل (۸) نشان داده شده است.

بر اساس نتایج می‌توان نتیجه گرفت، با افزایش تعداد طبقات سازه، ظرفیت شکل‌پذیری کم می‌شود. همچنین با افزایش طول تیر پیوند قائم، از شکل‌پذیری سازه کاسته می‌شود. این موضوع را می‌توان به نوع مفصل پلاستیک در تیر پیوند ربط داد. در سازه‌های با لینک کوتاه، نوع مفصل پلاستیک از نوع برشی است و کارایی بیشتری دارد. در نهایت نتایج حاکی از اثرگذاری فولاد EGS بر روی شکل‌پذیری سازه‌های با ارتفاع متوسط و کوتاه می‌باشد که به طور میانگین کاربرد فولاد EGS موجب افزایش ۱۶ درصدی شکل‌پذیری در سازه‌های فولادی با مهاربندی و اگر با تیر پیوند قائم نسبت به فولاد معمولی شده است.

جدول ۵- ضرایب رفتار برای قاب‌های با طول تیر پیوند قائم ۲۵ سانتی‌متر

تعداد طبقات	نوع فولاد	Δ_y (mm)	Δ_{ult} (mm)	V_y (KN)	V_s (KN)	μ	R_μ	R_{sd}	R_{sm}	R_s	R
۱	NS	۸/۴۸	۴۹/۸۱	۳۹۹/۸۸	۱۱۱/۶۹	۵/۸۷	۲/۰۷	۳/۵۸	۱/۱۵۵	۴/۱۴	۸/۵۷
۴	EGS	۷/۹۶	۵۲/۱۴	۴۳۸/۷۴	۱۱۵/۴۲	۶/۵۵	۲/۲۲	۳/۸	۱/۱۵۵	۴/۳۹	۹/۷۵
۸	NS	۱۱۲/۵۱	۳۸۷/۱۶	۶۵۵/۸	۱۹۶/۳۵	۳/۴۴	۲/۵۶	۳/۳۴	۱/۱۵۵	۳/۸۶	۹/۸۸
۱۲	EGS	۱۰۵/۱۷	۴۰۵/۸	۶۹۴/۲	۲۰۰/۶۴	۳/۸۶	۲/۸۳	۳/۴۶	۱/۱۵۵	۴/۰	۱۱/۳۱
۸	NS	۱۱۹/۷۸	۲۳۲/۳۷	۷۷۶/۴۷	۲۳۴/۵۸	۱/۹۴	۲/۰۲	۳/۳۱	۱/۱۵۵	۳/۸۲	۷/۷۰
۱۲	EGS	۱۱۵/۱	۲۳۸/۲۶	۷۸۲/۵	۲۲۹/۴۷	۲/۰۷	۲/۱۶	۳/۴۱	۱/۱۵۵	۳/۹۴	۸/۴۹
۱۲	NS	۲۶۰/۷۲	۴۰۴/۱۲	۱۱۵۰/۶۷	۳۳۳/۳۳	۱/۵۵	۱/۸۰	۳/۴۵	۱/۱۵۵	۳/۹۹	۷/۱۹
۱۲	EGS	۲۶۸/۵۲	۴۴۰/۳۸	۱۱۶۰/۲	۳۴۴/۲۷	۱/۶۴	۱/۹۳	۳/۳۷	۱/۱۵۵	۳/۸۹	۷/۵۳

براساس شکل (۱۰) مشاهده می‌شود که ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری سازه‌های با سیستم مهاربند واگرا با تیرهای پیوند قائم کوتاه‌تر بیشتر از سازه‌های با تیر پیوند قائم بلندتر است. یعنی با افزایش طول تیر پیوند قائم از میزان ظرفیت شکل‌پذیری کاسته می‌شود. این موضوع به نوع مفصل پلاستیکی که در تیر پیوند تشکیل می‌شود ربط دارد. در سازه‌های کوتاه مرتبه نوع مفصل پلاستیک، برشی است و لذا رفتار بهتری دارد.

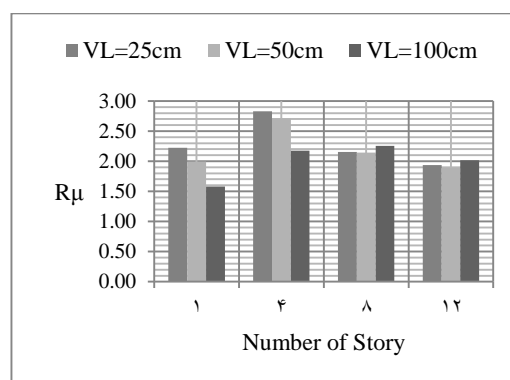


شکل ۱۱- مقایسه ضریب مقاومت افزون سازه با طول لینک‌های مختلف با کاربرد فولاد EGS

با توجه به شکل (۱۱) با افزایش طول عضو پیوند، ضریب مقاومت افزون، کاهش می‌یابد، اما در کل مشاهده می‌شود که ضریب شکل‌پذیری تأثیر بیشتری بر ضریب رفتار و نحوه رفتار سازه داشته است. در مورد نحوه رفتار این سازه‌ها به طور کلی می‌توان گفت مدل‌هایی که تیرهای پیوند کوتاه‌تری دارند دارای رفتار مناسب‌تری می‌باشند.

در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) میانگین مقادیر ضریب رفتار سازه‌های مورد بررسی با طول تیرهای پیوند قائم مختلف با فولاد معمولی NS و با فولاد کم مقاومت EGS با یکدیگر مقایسه شدند.

به طور میانگین ضریب رفتار برای قاب‌های مهاربندی واگرا با طول تیر پیوند ۲۵ سانتی‌متر با کاربرد فولاد معمولی برابر ۸/۳۴ و با کاربرد فولاد EGS برابر با ۹/۲۷ محاسبه شده است که با کاربرد فولاد EGS، ۱۱ درصد افزایش در ضریب رفتار سازه اتفاق می‌افتد. به طور کلی در سازه‌های با سیستم مهاربندی واگرا با کاربرد فولاد EGS در پیوند قائم، ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری به طور میانگین افزایش ۱۲/۳۹٪ را در پی خواهد داشت. ضریب مقاومت افزون نیز به طور متوسط ۲٪ افزایش می‌یابد. همان‌طور که مشخص است استفاده از فولاد EGS تأثیر چشمگیری بر روی ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری دارد و بر روی ضریب مقاومت افزون سازه تأثیر کم‌تری دارد. در کل نیز مشاهده می‌شود که با به کارگیری فولاد EGS در پیوند قائم، ضریب رفتار سازه به طور متوسط ۱۴ درصد نسبت به حالتی که در پیوند قائم از فولاد معمولی استفاده شده باشد افزایش پیدا می‌کند. با توجه به تأثیرات مطلوب فولاد EGS در رفتار سازه، جهت بررسی نتایج حاصل از تأثیر طول‌های پیوند بر روی پارامترهای فوق، نتایج نمودارها در شکل‌های (۱۰) تا (۱۳) ارائه شده‌اند تا مقایسه بهتری صورت بگیرد.



شکل ۱۰- مقایسه ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری با طول تیر پیوندهای مختلف با کاربرد فولاد EGS

فولاد معمولی دارد.

۲- در سازه‌های با سیستم مهاربندی واگرا با کاربرد فولاد EGS در پیوند قائم، ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری به طور میانگین، افزایش ۱۲ درصدی را در پی داشت یعنی با کاربرد فولاد کم مقاومت، شکل‌پذیری و در پی آن ضریب رفتار ناشی از آن، افزایش خوبی دارد.

۳- با کاربرد فولاد EGS ضریب مقاومت افزون به طور متوسط ۲ درصد افزایش می‌یابد. یعنی استفاده از فولاد EGS تأثیر چشمگیری بر روی ضریب مقاومت افزون سازه ندارد.

۴- با به‌کارگیری فولاد EGS در پیوند قائم، ضریب رفتار سازه به طور متوسط ۱۴ درصد نسبت به حالتی که در پیوند قائم از فولاد معمولی استفاده شده باشد افزایش دارد.

۵- به طور متوسط برای سازه‌های فولادی مهاربندی واگرا با پیوند قائم با فولاد EGS می‌توان ضریب رفتار ۸/۵ و در مقابل برای پیوند قائم با فولاد معمولی NS ضریب رفتار ۷/۵ را پیشنهاد داد. در استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های فولادی مهاربندی واگرا با پیوند قائم ضریب رفتاری ارائه نشده است.

۶- با توجه به کاهش سختی در قاب‌های مهاربندی با تیر پیوند قائم بلند مرتبه، پیشنهاد می‌گردد در آنها، اتصال تیر به ستون از نوع گیردار انتخاب شود تا کاهش سختی جبران شود.

۶- مراجع

صبری س، "سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی طرح اندیشه استفاده از فولاد نرم"، تهران، نشرانگیزه، ۱۳۸۳.
 زهرایی س.م، ماهرزاده ی، "بررسی آزمایشگاهی کاربرد تیر پیوند قائم در بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی"، ۱۳۸۹.

Arce, Okazaki T, Engelhardt MD, "Experimental Behavior of Shear and Flexural Yielding Links of ASTM A992 Steel", Proceedings of the 4th Intl. Specialty Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, Stessa 2003, Naples, Italy, 2003.

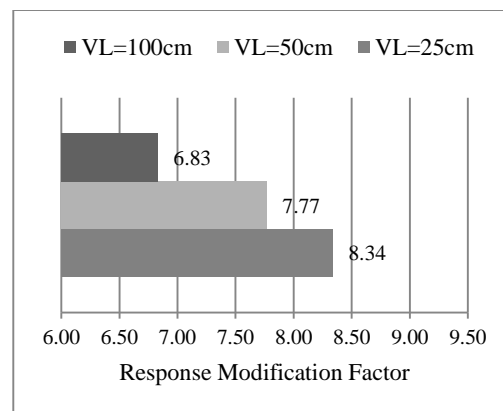
Bahrampoor H, Sabouri-Ghomi S, "Effect of easy-going steel concept on the behavior of diagonal eccentrically braced Frames", International Journal of Civil Engineering, 2010, 8 (3), 242-255.

Bahrampoor H, Sabouri-Ghomi M, "Effect of easy-going steel concept on the behavior of diagonal eccentrically braced Frames", International Journal of Civil Engineering, 2010, 8 (3), 242-255.

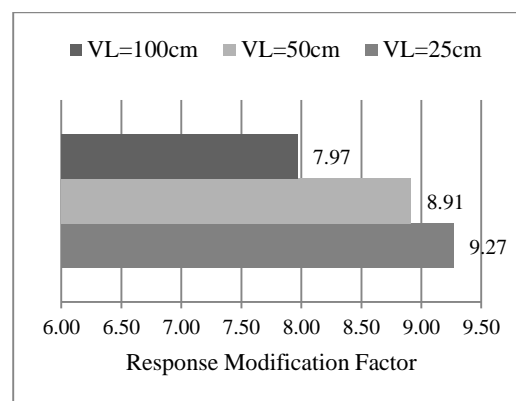
Becker R, Ishler M, "Seismic design practice for eccentrically braced frames", Steel Tips of Structural Steel Education Council, Berkeley-California, 1996.

Berman JW, Bruneau M, "Experimental and Analytical Investigation of Tubular Links for Eccentrically Braced Frames", Journal Engineering Structures, 2007, 29, 1929-1938.

Dusicka P, Itani AM, Buckle IG, "Evaluation of Conventional and Specialty Steels in Shear Link Hysteretic Energy Dissipaters", Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering,



شکل ۱۲- مقایسه میانگین ضریب رفتار سازه با طول تیر پیوندهای مختلف با کاربرد فولاد NS



شکل ۱۳- مقایسه میانگین ضریب رفتار سازه با طول تیر پیوندهای مختلف با کاربرد فولاد EGS

بر اساس شکل‌های (۱۲) و (۱۳) نتیجه می‌شود که ضریب رفتار سازه‌ها صرفنظر از نوع فولاد به کار رفته در تیر پیوند قائم، با افزایش طول تیر پیوند، کاهش می‌یابد. اما با کاربرد فولاد EGS در تیر پیوند قائم میزان کاهش در ضریب رفتار نسبت به حالتی که از فولاد معمولی استفاده می‌شود کم‌تر است.

۵- نتیجه‌گیری

به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای مهاربندهای واگرا با تیر پیوند قائم ساخته شده از فولاد کم مقاومت، قاب‌های ۱، ۴، ۸ و ۱۲ طبقه مورد ارزیابی قرار گرفتند. در بررسی این قاب‌ها تحلیل استاتیکی غیر خطی به کار گرفته شد. هر یک از پارامترهای سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و ضرایب رفتار مدل‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج حاصله به شرح زیر است:

۱- با افزایش تعداد طبقات سازه و طول پیوند قائم، سختی و شکل‌پذیری کم‌تر می‌شود. نتایج حاکی از اثرگذاری فولاد EGS بر روی سختی و شکل‌پذیری سازه‌های با ارتفاع متوسط و کوتاه می‌باشد و به طور میانگین کاربرد فولاد EGS افزایش ۲۳ درصدی سختی و ۱۶ درصدی شکل‌پذیری را در این سازه‌ها نسبت به

- Uang CM, "Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions", Journal of structural engineering, 1991, 117 (1), 19-28.
- Uang CM, Maarouf A, "Deflection amplification factor for seismic design provisions", Journal of structural engineering, 1994, 120 (8), 2423-243.
- Vancouver B.C., Canada, 2004.
- Dusicka P, Itani AM, "Behavior of Built-Up Shear Links Under Large Cyclic Deformation", Proceedings of the 2002 Annual Meeting of the Structural Stability Research Council, Structural Stability Research Council, Gainesville, FL, 2002.
- Engelhardt M, Popov E, "Experimental performance of long links in eccentrically braced frames", Journal of structural engineering, 1992, 118 (11), 3067-3088.
- Galvez, P, "Investigation of Factors Affecting Web Fractures in Shear Links", M.Sc. thesis, Univ. of Texas at Austin, Texas, USA, 2004.
- Hjelmstad KD, Popov EP, "Characteristics of eccentrically braced frames", Journal of structural engineering, 1984, 110 (2), 340-353.
- Okazaki T, et al., "Experimental study of local buckling, overstrength and fracture of links in eccentrically braced frames", Journal of Structural Engineering, October 2005, Vols. 131 (10), 1526-1535.
- Okazaki T, Engelhardt MD, "Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 steel", Journal of Construction Steel Research, August 2006, 63, 751-765.
- Popov EP, Engelhardt MD, "Seismic eccentrically braced frames", Journal of Constructional Steel Research, 1988, 10, 321-354.
- Roeder CW, Popov EP, "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", Journal of the Structural Division, 1978, 104 (3), 391-412.
- Sabouri-Ghomi S, Ziaei M, "Study the feasibility of transferring the energy absorption from link beam to braces in eccentrically braced frames", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
- Sabouri-Ghomi S, Ebadi P, "Concept improvement of behavior of X-Bracing systems by using Easy-Going Steel", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October, 2008.
- Sabouri-Ghomi S, Ziaei M, "A study on the behavior of shear link beam made of easy-going steel in eccentrically braced frames", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October, 2008.
- Schmidt B, Bartlett F, "Review of resistance factor for steel: resistance distributions and resistance factor calibration", Canadian Journal of Civil Engineering, 2002, 29 (1), 109-118.

EXTENDED ABSTRACT

Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames with Vertical Links made of Easy-Going Steel

Elham Nouri, Mussa Mahmoudi *

Faculty of Civil Engineering, University of Shahid Rajaei Teacher Training, Tehran 22970060, Iran

Received: 10 May 2018; Accepted: 09 December 2018

Keywords:

Eccentrically braced frame, Vertical link beam, Easy-Going steel (EGS), Ductility, Response modification factor, Nonlinear static analysis.

1. Introduction

In order to reduce the seismic demand and enhancement the ductility capacity, vertical link beams as a ductile element are used in eccentrically braced frames. During the earthquake, vertical link beams dissipate the energy by forming nonlinear deformations in their plastic region while the other members remain in the elastic range. In EGS, the percentages of carbon and other alloys are very low. EGS has high ductility. The most ductile kind of easy-going steel has a nominal yielding stress between 90-110 MPa and its Young's modulus is equal to that of normal steel. In Fig. 1, the stress-strain curve of this steel is compared to that of normal steel. If the vertical link beam is made of EGS, which yields at smaller stress compared to the normal steel, its performance and energy absorption will improve as shown in Fig. 2.

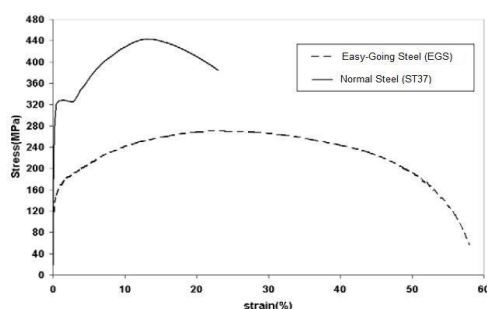


Fig. 1. Stress-strain curve of normal steel and EGS (Sabouri-Ghomi S, Ziaei M, 2008)

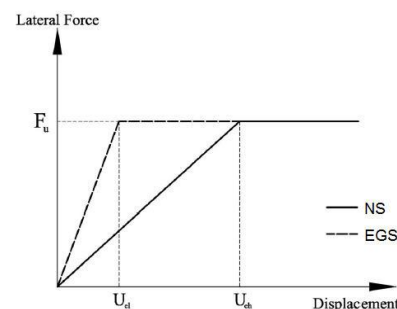


Fig. 2. Force-shear displacement curve for members made of normal steel and EGS (Sabouri-Ghomi S, Ebadi P, 2008)

In this paper, the effect of vertical link beams made of EGS was examined and compared with the same frame including normal steel in order to improve the seismic behavior of eccentrically braced frames. It is expected that ductility, stiffness, and response modification factor of the structures improve significantly by using EGS in vertical link beam and reducing the link length and the number of stories.

* Corresponding Author

E-mail addresses: elhamnoori.69@gmail.com (Elham Nouri), m.mahmoudi@srttu.edu (Mussa Mahmoudi).

To achieve this purpose, the frames with vertical link beams were selected and designed by seismic code provisions. The samples were modeled in lengths of 25, 50 and 100cm with EGS and with normal steel in 1, 4, 8 and 12 story frames. The heights of all stories equal to 3m and the bays are 5m in width. The effect of EGS and link beam length variation on the structures were determined by using Open Sees software. The defined members in a sample frame with one bay and one story are shown in Fig. 3. The samples were analyzed under nonlinear static analysis (pushover) and finally the stiffness, ductility, strength and response modification factor were determined in different states. In Fig. 4. the pushover diagram of supposed frame and the effective parameters are shown to determine the stiffness, ductility, and strength.

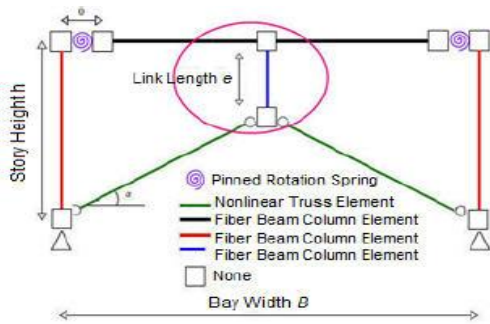


Fig. 3. Members in a sample frame with 1bay-1story

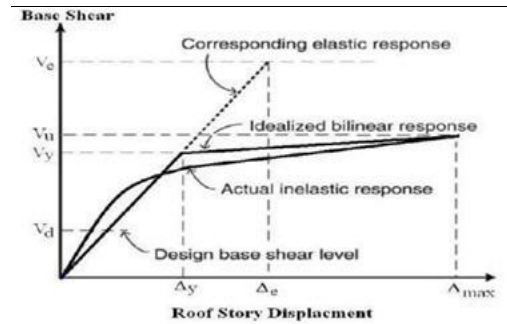


Fig. 4. General structure response

Uang and Marrouf (1994), proposed the Eq. 1 for determination of response modification factor:

$$R = R_{\mu} \cdot R_s \tag{1}$$

3. Results and discussion

3.1. 3.1. Stiffness Capacity

By increasing the number of stories and the vertical link beam length, the stiffness is reduced. Also on the higher stories, the stiffness of the frames has slightly difference with each other. By using EGS on the vertical link beams, the stiffness of the frames will be increased 23.33% on average compared to the same frame with normal steel (Fig. 5).

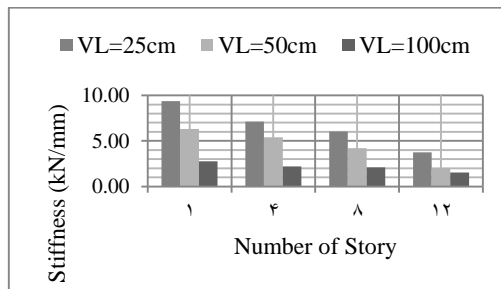


Fig. 5. The effective stiffness with various link beam length by using EGS

3.2. Ductility Capacity

The results indicate the influence of using EGS upon the ductility of the middle and short frames is high. By using EGS on the vertical link beams, the ductility of the frames will be increased 16.73% on average compared to the same frame with normal steel (Fig. 6).

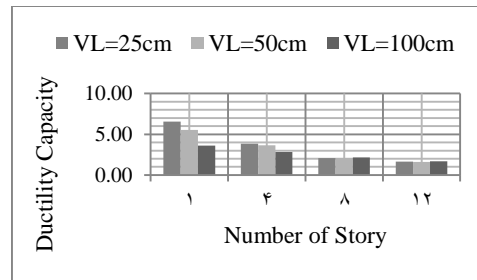


Fig. 6. The ductility capacity with various link beam length by using EGS

3.3. Strength

According to the conversion criterion of the normal steel section to EGS one, (it is supposed an equal lateral load-bearing capacity); so the strength is almost equal in both cases and this result concedes the prime design assumption. Fig. 7. shows the elastic strength in the 25cm link by using normal steel and EGS.

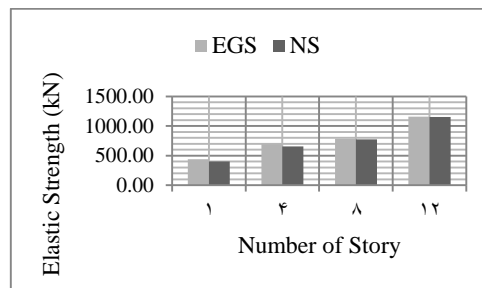


Fig. 7. The elastic strength with 25cm link beam

3.4. Response Modification Factor (Farivar et al, 2010).*tor*

The response modification factor decreases by increasing of link beam length. But when EGS is used in the vertical link beam, this reduction effect is lower compared to the same one with normal steel.

4. Conclusions

The presence of EGS in the vertical link beams instead of NS, leads to increase of the stiffness and ductility 23.33% and 16.73% in average respectively. Also by using of EGS, the response modification factor will be increased about 14.17%. It is suggested the response modification factor of 8.5 for the eccentrically braced frames with EGS vertical link beams and 7.5 for the NS one. Thus the seismic performance of these frames will be improved significantly if the vertical link beam was used shorter.

5. References

- Sabouri-Ghomi S, Ziaei M, "Study the feasibility of transferring the energy absorption from link beam to braces in eccentrically braced frames", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
- Sabouri-Ghomi S, Ebadi P, "Concept improvement of behavior of X-Bracing systems by using Easy-Going Steel", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October, 2008.
- Uang C-M, Maarouf A, "Deflection amplification factor for seismic design provisions", Journal of structural engineering, 1994, 120 (8), 2423-2436.