



# بکارگیری فولاد کم مقاومت به عنوان المان فدا شونده در اتصالات صلب ستون-درختی

محمدعلی کافی<sup>۱</sup>، میترا عابد<sup>۲</sup>  
(تاریخ دریافت ۹۴/۰۲/۲۳، تاریخ پذیرش: ۹۴/۱۱/۱۶)

## چکیده

با توجه به تقاضای روزافزون برای طراحی و ساخت سازه‌های بلند مرتبه قاب خمشی، و وجود مزایای استفاده از فولاد مقاومت بالا در این نوع سازه‌ها (اعم از صرفه جویی در تولید، سهولت نصب و انتقال به محل اجرا، طراحی ظریف اعضا و کاهش آلودگی‌های زیست محیطی)، لزوم بررسی اتصالات گیردار ساخته شده از فولاد پرمقاومت وجود دارد. از طرفی استفاده از فولاد با تنش جاری شدن بیشتر از حد معمولی (۲۴۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع) سبب کاهش شکل پذیری اتصال می‌گردد. از این رو ایده‌ی دستیابی به مدل اتصالی که در کنار بکارگیری فولاد مقاومت بالا و استفاده از مزایای آن، سبب کاهش شکل پذیری نشود؛ مطرح گردید. بدین منظور تنها در جزئی از المان تیر که پیش بینی ایجاد مفصل پلاستیک می‌شود (المان فداشونده یا فیوز) از فولاد با مقاومت پایین استفاده شده مابقی المان‌های اتصال که رفتاری الاستیک را در خلال بارگذاری تجربه می‌کنند، از فولاد پرمقاومت می‌باشند. در این روش با تضعیف فولاد قسمت ابتدایی تیر، مفصل پلاستیک به دور از ناحیه بر ستون تشکیل شده و همچنین با بکارگیری فولاد مقاومت بالا در سایر المان‌ها، کاهش وزن سازه و کاهش هزینه‌های حمل و نقل و ساخت و ساز اتفاق می‌افتد. همچنین در راستای صحت سنجی ایده‌ی موجود، مدل‌سازی‌هایی بر روی اتصال صلیبی شکل ستون-درختی انجام پذیرفت و نتایج حاصله با اتصالات رایج مقایسه گردید و امکان جایگزینی اتصال پیشنهادی با اتصالات موجود انجام گردید.

## کلمات کلیدی

اتصالات ستون-درختی، فولاد مقاومت بالا، فولاد جاذب انرژی

## Using Low-Strength Steel as Sacrificial Element in Column-Tree Rigid Connections

M.A. Kafi, M. Abed

### ABSTRACT

In this study to evaluate the effect of high-strength steel and energy-absorbing steel in moment frame structures, a numerical investigation was undertaken of column-tree moment connections with three type of steels as ST37, ST19 and ST52. Also, in order to improve steel moment connections, the possibility of replacing the proposed model has been analyzed by common popular models. The results show acceptable ductility and energy absorption capacity and also stable hysteresis curves in the models which have been made of light steel in the plastic zone. As a result, using ST37 steel in plastic hinges of connections which were made of ST52 steel, increase the ductility (36%) and energy absorption (5.8%) in compared with column-tree connections which are fully made of ST37. Also applying ST19 in plastic hinges of ST37 connections will bring more ductility in a range of 64 percent and will increase the energy absorption. Accordingly, this study recommends this column-tree connection with combined steels as a good alternative for rigid connections.

### KEYWORDS

Column-tree connections, High strength steel, Energy absorbing steel

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، mkafi@semnan.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، abed\_mitra@yahoo.com



## ۱- مقدمه

بر اساس ایده تیر ضعیف-ستون قوی در طراحی سازه‌های قاب خمشی فولادی، از ایجاد مفاصل پلاستیک در ستون‌ها اجتناب می‌گردد. بدین منظور تنها در جزئی از المان تیر که پیش بینی ایجاد مفصل پلاستیک می‌شود، از فولاد با مقاومت پایین استفاده شده و مابقی المان‌های اتصال که رفتاری الاستیک را در خلال بارگذاری تجربه می‌کنند، از فولاد پرمقاومت می‌باشند. در این روش با تضعیف فولاد قسمت ابتدایی تیر، مفصل پلاستیک به دور از ناحیه‌ی بر ستون تشکیل شده و همچنین با بکارگیری فولاد مقاومت بالا در سایر المان‌ها، کاهش وزن سازه و کاهش هزینه‌های حمل و نقل و ساخت و ساز اتفاق می‌افتد.

## ۳- مدل‌سازی و بیان مسئله

برای دستیابی به مدل اتصالی که در کنار بکارگیری فولاد مقاومت بالا و استفاده از مزایای آن، شکل پذیری اتصال کاهش نیابد؛ تیر اصلی و ستون از فولاد ST52 و بر اساس مشخصات فولاد مقاومت بالا طراحی شده و تیر لینک اتصال از فولاد ST37 و با طراحی بر اساس همان فولاد می‌باشد (شکل (۱)). طبیعتاً به منظور طراحی اتصال بر اساس مشخصات فولاد ST52 و با در نظر گرفتن این مسئله که بخاطر منشوری ماندن اتصال ستون درختی باید عرض بال تیر لینک با تیر اصلی یکی باشد، لذا بر اساس نسبت  $F_y$  ضخامت‌های بال تیر و جان تیر و همچنین ضخامت ستون تغییر پیدا می‌نمایند و مقدار کمتری را اتخاذ می‌کنند. همچنین مسئله‌ی نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در قاب‌های خمشی نیز مطابق با آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شده است. ترکیب فولادهای پرمقاومت و مقاومت پایین به صورت ترکیب (ST52 و ST37) و بار دیگر (ST37 و ST19) در نظر گرفته شده‌اند.

$$\frac{M_c}{M_b} \geq 1.0 \quad (1)$$

با توجه به آنکه مدل‌سازی اتصالات بر پایه‌ی یکسان بودن لنگر پلاستیک تیر اصلی و تیر لینک انجام شده و تنها ضخامت تیر لینک بر اساس نسبت تنش فولادها تغییر

امروزه به دلیل رشد روزافزون جمعیت و افزایش تقاضا برای مواد اولیه و انرژی، راه‌حلهایی به منظور بهینه نمودن استانداردها و مصالح مصرفی و کاهش هزینه‌ها مورد توجه می‌باشد. یکی از راهکارهایی که می‌توان از آن در صنعت ساخت و ساز بهره گرفت؛ استفاده از مصالح با مقاومت بالا می‌باشد. استفاده از فولاد مقاومت بالا در اتصالات با کاهش ابعاد سازه‌ای، وزن کلی اسکلت و هزینه‌ها را کاهش داده ولی از طرفی سبب کاهش شکل پذیری و کاهش جذب انرژی می‌گردد. در مطالعات پیشین؛ تاثیر بکارگیری فولاد مقاومت بالا بصورت کلی در اتصال در نظر گرفته شده است. بدین معنی که تمام تیر و تمام ستون اتصال از فولاد ST52 مدل‌سازی شده‌اند. در این حالت نتایج تحقیقات حاکی از کاهش وزن و کاهش شکل پذیری اتصال بوده‌اند. در مطالعه‌ی ای که توسط Chen و همکارش در سال ۲۰۰۴ بر روی کاربرد فولاد مقاومت بالا در اتصالات گیردار فولادی صورت پذیرفت، راهکار کاهش مقطع بال تیر با هدف افزایش میزان ظرفیت استهلاک انرژی، به منظور جبران شکل پذیری کاهش یافته پیشنهاد گردید [۱]. همچنین در مقاله‌ای که به منظور بررسی اثر فولاد جاذب انرژی در سازه‌های مهاربندی واگرا توسط صبوری و ضیائی صورت گرفت؛ تیر پیوند از نوع فولاد جاذب انرژی و بقیه اعضا از فولاد معمولی ساختمانی انتخاب گردیده و مدل‌سازی صورت گرفت [۲].

## ۲- اهداف و نوآوری تحقیق

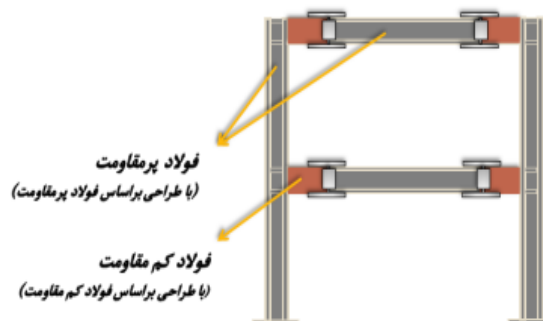
در مطالعاتی که به منظور بررسی اثر نوع فولاد بر اتصالات فولادی صورت گرفته است؛ اثر بکارگیری فولاد پرمقاومت به صورت کلی و در تمام المان دیده شده است. که عموماً در این نوع نگاه، استفاده از فولاد مقاومت بالا کاهش شکل پذیری سازه را در پی داشته است. نوآوری ایده‌ی حاضر به بهبود اتصالات فولادی با بکارگیری فولاد پرمقاومت به نحوی که سبب کاهش شکل پذیری نشود، اختصاص دارد.



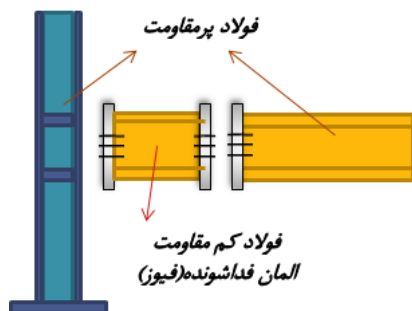
می‌یابد؛ بنابراین رابطه‌ی (۱) برقرار بوده و ظرفیت خمشی ستون و تیرها یکسان در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر، هیچگونه کاهش و یا افزایش لنگر خمشی در ابتدای تیر نسبت به ستون رخ نداده است.

می‌باشد؛ بنابراین رابطه‌ی (۱) برقرار بوده و ظرفیت خمشی ستون و تیرها یکسان در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر، هیچگونه کاهش و یا افزایش لنگر خمشی در ابتدای تیر نسبت به ستون رخ نداده است.

به‌بود عملکرد اتصال ستون-درختی ترکیبی از فولاد معمولی ST37 و فولاد پرمقاومت ST52 در کنار کاهش سطح مقطع و کاهش وزن اتصال، مورد انتظار می‌باشد.



شکل (۱): نمایی شماتیک از ایده طرح



شکل (۲): اتصالات پیچی ورق‌های وصله به المان‌های اصلی اتصال

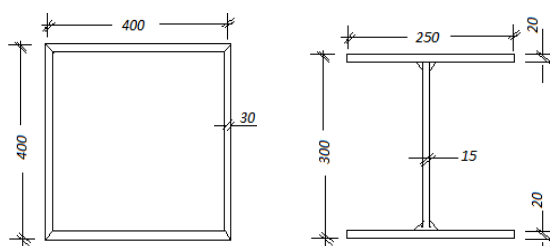
عموماً در اتصالات ستون-درختی، تیر لینک در کارگاه به ستون جوش می‌شود و به محل اجرا منتقل می‌گردد. از آنجا که در ایده‌ی حاضر، جنس فولاد تیر لینک و فولاد ستون متفاوت می‌باشند، پیش بینی می‌شود جوشکاری فولاد پرمقاومت به فولاد نرم‌تر مشکلات اجرایی را به همراه داشته باشد. در این راستا پیشنهاد می‌گردد اتصال تیر لینک (المان فدا شونده) به ستون و تیر اصلی توسط ورق‌های وصله‌ی پیچی صورت پذیرد (شکل (۲)). اساساً در سیستم ستون-درختی با این روش، اتصال تیر لینک به ستون توسط پیچ در محل قابل اجرا می‌باشد. برای مجموعه توسط پیچ در محل قابل اجرا می‌باشد. برای اساس المان فدا شونده عملکردی فیوز مانند داشته و تعویض و جایگذاری قسمت تیر لینک (که از فولاد با مقاومت پایین‌تر بوده و مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود)، پس از جاری شدن فولاد و خرابی در این ناحیه نیز امکان پذیر می‌باشد.

مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه، اتصالات گیردار ستون درختی دو طرفه از قاب میانی پلان سازه ای ۲۰ در ۲۵ متر با دهانه‌های به طول ۵ متر و ارتفاع ۳ متر و تعداد طبقات ۱۲ طبقه می‌باشند. با توجه به این که هدف، بررسی نوع فولاد در اتصالات این سازه‌ی قاب خمشی است؛ ابعاد مقاطع سازه با توجه به نوع فولاد و تحلیل نرم افزاری تغییر می‌کند. سیستم مقاوم بار جانبی در هر دو جهت سیستم قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شده است. مصالح مفروض برای مدل‌سازی و تحلیل، فولادهای ST19، ST52 و ST37 با مدول الاستیسیته  $210 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  و ضریب پواسون  $0.3$  می‌باشند. فولاد ST37 دارای تنش تسلیم  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  و تنش حد نهایی  $F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$  و فولاد ST19 دارای تنش تسلیم  $F_y = 1850 \text{ kg/cm}^2$  و تنش حد نهایی  $F_u = 2500 \text{ kg/cm}^2$  و همچنین فولاد مقاومت بالای ST52 دارای تنش تسلیم  $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$  و تنش حد نهایی  $F_u = 5200 \text{ kg/cm}^2$  هستند. سیستم سازه‌ای کف طبقات از نوع سقف‌های تیرچه بلوک و مقاومت فشاری بتن  $f^c = 250 \text{ kg/cm}^2$  انتخاب شده و تیرریزی چشمه‌های

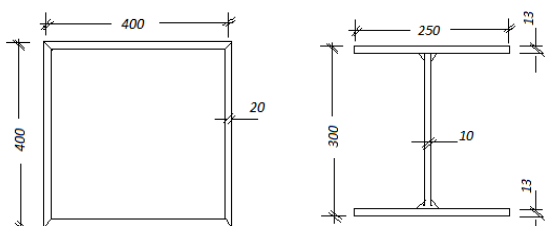
براین اساس فرضیه‌های طرح مورد انتظار می‌باشند:

انتظار می‌رود در صورتی که از نظر تغییر مکان جانبی محدودیتی برای طراحی تیر و ستون‌های قاب خمشی در نظر گرفته نشود، با تغییر نوع فولاد از فولاد معمولی به پرمقاومت، کاهش سطح مقطع به منظور ثابت نگاه داشتن نسبت تنش در دو نوع فولاد نتیجه شود.

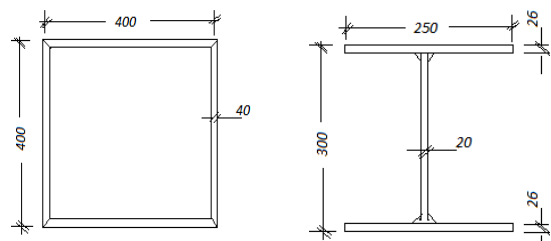
مقاطع برحسب طراحی براساس فولادهای ST37، ST52 و ST19 در شکل (۳) آورده شده است.



الف) طراحی قاب خمشی براساس فولاد ST37



ب) طراحی قاب خمشی براساس فولاد ST52



ج) طراحی قاب خمشی براساس فولاد ST19

شکل (۳): مشخصات هندسی مقاطع تیر و ستون براساس فولادهای مورد مطالعه (ابعاد برحسب میلیمتر)

به منظور صحت سنجی مدل ستون درختی پیشنهادی برای اتصال گیردار قاب خمشی موجود، یک نمونه آزمایشگاهی مشابه از مطالعات کی سانگ و همکارش در نرم افزار غیرخطی آباکوس مدل سازی شده و با نتایج آزمایشگاهی مقاله مقایسه گردید [۳].

#### ۴- معرفی مدل های طرح

تحلیل ها با استفاده از نرم افزار المان محدود غیر خطی ABAQUS انجام گرفت. این نرم افزار قادر به در نظر گرفتن تغییر شکل های بزرگ غیرخطی به همراه غیرخطی هندسی و مصالح در حالت تحلیل سه بعدی است. برای مدل سازی تیر و ستون از المان های Shell هشت گره ای چهار ضلعی (نوع المان S8R در ABAQUS) که هر گره

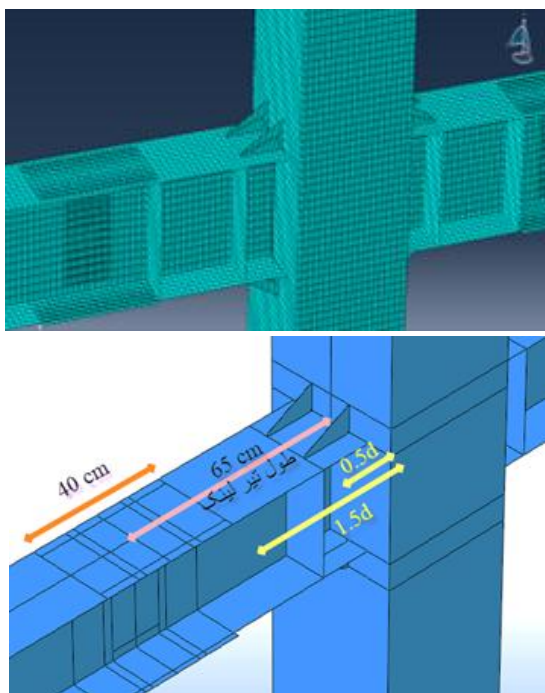
سقف به صورت شطرنجی صورت گرفت. مطابق آیین نامه مقدار بار زنده در طبقات مختلف برابر  $200 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته شده است. مقدار بار مرده کف طبقات نیز به میزان  $600 \text{ kg/cm}^2$  لحاظ گردید. محل استقرار سازه براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران در ناحیه با خطر نسبی خیلی زیاد در نظر گرفته شد، لذا شتاب مبنای طرح A برابر با  $0/35$  منظور گردید. همچنین جنس زمین محل ساخت از نوع خاک ۳ لحاظ شد. با توجه به تاثیر بیشتر اثر بار زلزله نسبت به بار باد بر سازه مورد نظر، در این مطالعه به بررسی اثر بار زلزله بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران پرداخته شد. مدل قاب خمشی توسط نرم افزار ETABS v9.6.0-1 تحلیل و طراحی گردید. همچنین طراحی مقاطع فولادی با استاندارد AISC.ASD-89 صورت پذیرفت.

در این مطالعه ترکیب فولاد پرمقاومت و کم مقاومت به ترتیب یک بار (ST37 و ST52) و بار دیگر (ST37 و ST19) در نظر گرفته شده اند. نتایج حاکی از عملکرد بهتر ترکیب فولادهای (ST37 و ST19) بوده است. در اتصال در نظر گرفته شده، به منظور منشوری بودن اعضا و براساس یکسان بودن لنگر پلاستیک، ضخامت ها براساس نسبت تنش ها تغییر یافته اند (رابطه (۲)).

$$M_p = F_y Z \rightarrow M_{p(ST37)} = M_{p(ST52)} \quad (2)$$

$$\rightarrow \frac{F_{y(ST37)}}{F_{y(ST52)}} = \frac{Z_{ST52}}{Z_{ST37}} \rightarrow \frac{2}{3} = \frac{t_{ST52}}{t_{ST37}}$$

از مهمترین پارامترهای کنترل کننده طراحی مقاطع تیر و ستون، کنترل نسبت تنش و کنترل تغییر مکان جانبی ساختمان می باشد. در طراحی قاب خمشی بر طبق فولاد معمولی و مقاومت بالا، در هر حالت با در نظر گرفتن مقاطع سازه ای یکسان، ضخامت ها براساس نسبت تنش های تسلیم فولاد تغییر داده شدند. در این حالت و پس از طراحی، مقاطع تیر و ستون های مشابه، دارای نسبت تنش های تقریباً یکسان و کمتر از یک هستند. پس از انجام طراحی سازه مقادیر مختلفی برای تیر و ستون های طبقات حاصل شد؛ که از آن میان مقاطع قاب میانی مربوط به طبقه ششم برای مدل سازی در ادامه کار انتخاب گردید. این



شکل (۴): نمایی از ابعاد تیر لینک کوتاه در مدل‌سازی نمونه اتصال

در طراحی ماهیچه به عنوان تقویت کننده اتصال به این نکته توجه گردید که طول افقی ماهیچه برابر  $0.5d$  (d برابر عمق تیر) انتخاب شد. دلیل این انتخاب آن است که فاصله پیشنهادی آیین نامه برای شروع مفصل پلاستیک رعایت شده است. همچنین طول عمودی ماهیچه برابر با نصف طول افقی آن در نظر گرفته شد. از ورق‌های تقویت چشمه اتصال (ورق‌های پیوستگی) به منظور کاهش تنش برشی جان ستون و جلوگیری از ناپایداری آن مطابق با ضوابط بحث دهم مقررات ملی به صورت متقارن استفاده گردید. ضخامت این ورق‌ها برابر با ضخامت بال‌های تیر انتخاب شد. در انتهای ماهیچه و در محل  $0.5d$  از بر ستون از سخت کننده‌هایی به منظور تقویت جان تیر و بصورت متقارن بهره گرفته شد. همچنین در محل وصل تیر لینک به تیر اصلی از سه ورق وصله شامل دو ورق وصله در بال و پایینی تیر و یک ورق وصله در جان تیر استفاده شد. در فرض مدل‌سازی ورق‌های وصله توسط جوش به ورق‌های اصلی تیر متصل شده‌اند.

بارگذاری دو طرفه براساس کنترل تغییر مکانی در جهت قائم به دو انتهای تیر اعمال گردید. مقادیر بارگذاری اعمال

دارای شش درجه آزادی می‌باشد، استفاده گردید. منحنی تنش- کرنش فولاد بوسیله‌ی گزینه سخت شونده‌ی دوخطی مدل‌سازی شد. سخت شونده‌ی از نوع سینماتیک و براساس معیار تسلیم فون میسز و در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح با ضریب پواسون  $0.3$  انتخاب گردید. مدول الاستیسیته فولاد  $200 \text{ GPa}$  و نرخ سخت شونده‌ی مجدد  $4$  درصد مدول الاستیسیته در نظر گرفته شد. معیار تسلیم فون میسز یک معیار معتبر برای تشخیص شروع تسلیم در مصالح شکل پذیر تحت تنش‌های مرکب سه بعدی به شمار می‌آید.

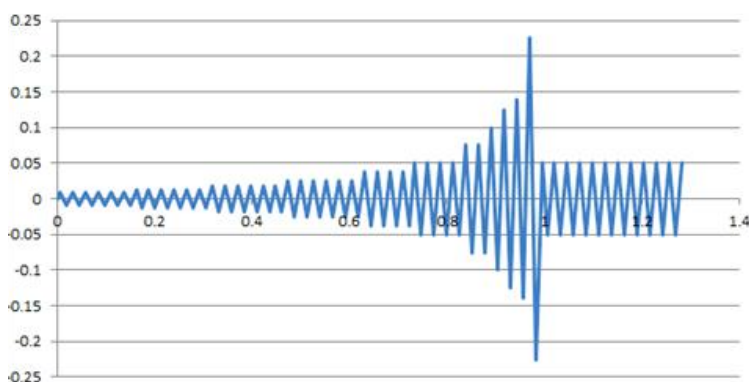
در عملیات مدل‌سازی اتصال ستون-درختی در نرم افزار ABAQUS، سیستم ستون-درختی به گونه‌ای مدل شد که ابتدا تیر لینک متصل به ستون مدل‌سازی گردید و سپس تیر اصلی به آن اضافه شد. تمامی المان‌ها توسط المان Merge به هم متصل گردیدند و سپس وصله‌ها به صورت جداگانه و توسط Interaction‌ها به سازه‌ی اصلی وصل شد.

شرایط مرزی به گونه‌ای در نظر گرفته شد که تکیه‌گاه بالایی ستون به صورت غلطکی و تکیه‌گاه پایینی به صورت مفصلی عمل نمایند. و به منظور جلوگیری از کمناش جانبی-پیچشی تیرها، تعدادی از گره‌های کناری بال‌های تیر و همچنین انتهای تیر در جهت جانبی مقید شده‌اند.

طول لینک برابر با  $65$  سانتی متر انتخاب گردید. محاسبات این مقدار براین اساس بوده است که طول ورق وصله‌های بالایی و پایینی برابر  $40$  سانتیمتر ( $20$  سانتیمتر از هر طرف) داده شده‌اند و محاسبه باربری طول خط جوش صورت گرفته است. ضمن اینکه در انتخاب طول تیر لینک توجه به این نکته ضروریست که طول مفصل پلاستیک پیشنهادی آیین نامه ( $1/5d$ ) رعایت شده باشد و مفصل پلاستیک درون تیر لینک اتفاق بیفتد. در حقیقت به منظور کسب اطمینان، طول تیر لینک حدوداً  $2$  تا  $2/5d$  اختیار گردید. رعایت این مسئله در شکل (۴) قابل مشاهده می‌باشد. ضخامت و عرض تیر لینک مشابه تیر اصلی وارد شده است.

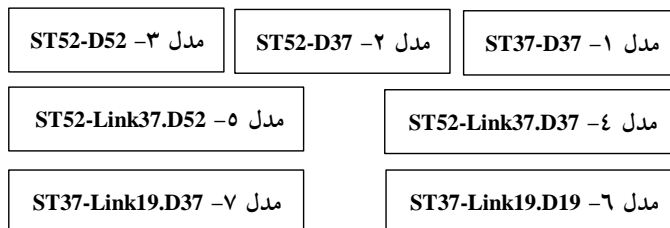
در محور قائم برحسب متر به دو انتهای تیرها اعمال شده است. در شکل (۶) بصورت گراف به معرفی نمونه‌های اتصال مدل‌سازی شده در نرم افزار ABAQUS پرداخته شده است.

شده به انتهای تیر به صورت تغییر مکان و براساس پروتکل بارگذاری آیین نامه AISC2010 بخش مربوط به قاب‌های خمشی می‌باشد [۴]. مطابق شکل (۵) پروتکل بارگذاری به صورت تغییر مکان



شکل (۵): پروتکل بارگذاری لرزه‌ای براساس آیین نامه AISC2010 مربوط به قاب‌های خمشی [۴]

نمونه‌های مدل‌سازی شده در نرم افزار ABAQUS



شکل (۶): معرفی نمونه‌های اتصال مدل‌سازی شده

قسمت دوم مربوط به نوع فولادی است که در طراحی قاب خمشی در نرم افزار ETABS بکار رفته است. در نامگذاری مدل‌های ترکیبی، بخش ابتدایی فولاد بکار رفته در ستون و تیر اصلی بوده و طراحی قاب خمشی براساس آن مشخص شده است. در بخش دوم، نوع فولاد تیر لینک به همراه نوع طراحی مربوط به آن بیان می‌گردد.

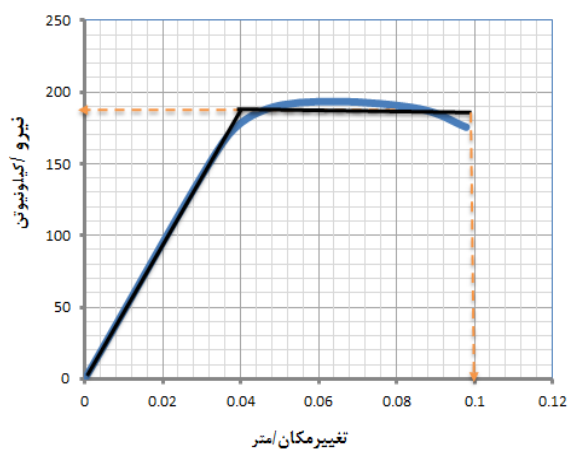
#### ۵- تحلیل و بررسی نتایج

پس از بارگذاری نوبت به تحلیل اتصال می‌رسد. به منظور تحلیل تحت بارگذاری دو طرفه اعمال شده به انتهای تیر، از تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده گردید. تحلیل غیر خطی صورت گرفته، تحلیل غیر خطی مادی و هندسی را شامل می‌شود. نتیجه نهایی تحلیل تحت بارگذاری

منظور از مدل ST52-D37، اتصال صلیبی ستون-درختی است که در نرم افزار ETABS با مشخصات فولاد ST37 طراحی شده و ابعاد آن بدست آمده‌اند. ولی به هنگام مدل‌سازی در نرم افزار آباکوس نوع فولاد اتصال به صورت تماماً از فولاد ST52 انتخاب شده است. همچنین مدل اتصال ST52-Link37.D37 اتصال می‌باشد که ابعاد تیر و ستون آن براساس نتایج ETABS قاب با فولاد ST52 بوده، که تنها در قسمت تیر لینک اتصال از فولاد ST37 استفاده شده و ضخامت بال و جان تیر لینک نیز براساس نسبت تنش جاری شدن فولاد ST37 و ST52 افزایش داده شده است.

به طور کلی در نامگذاری سه مدل اول، قسمت اول نام مربوط به نوع فولاد بکار رفته در مدل‌سازی ABAQUS؛ و

در شکل (۸) یک نمونه از نمودارهای ایده آل دوخطی آورده شده است. نتایج عددی نمودار دوخطی ایده آل نمونه‌های ۱ تا ۳ در جدول (۱) آورده شده است.



شکل (۸): نمودار دوخطی ایده آل مدل ۳

جدول (۱): بررسی عددی نتایج نمودار دوخطی ایده آل

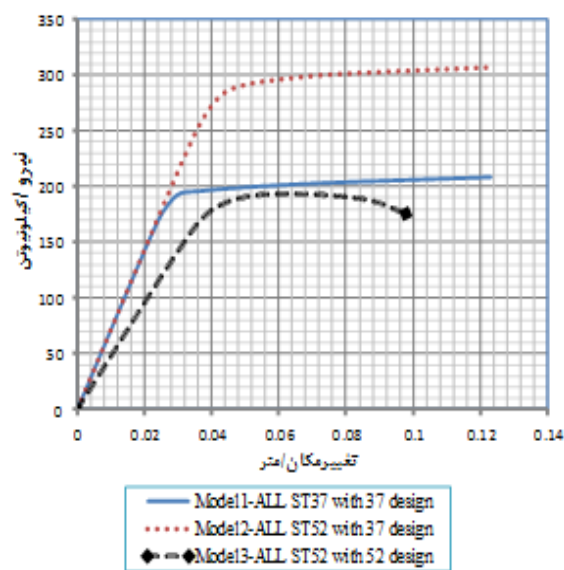
نمونه‌های ۱ تا ۳

$\mu$	$P_y$ (mm)	$\Delta u$ (mm)	$\Delta y$ (mm)	نوع اتصال
۲/۶۳	۲۰۳/۰۳۹	۱۲۳/۰۵۰	۴۶/۷۵	مدل ۱- ALLST37
۲/۹۷	۲۹۷/۶۳۹	۱۲۳/۹۲۵	۴۱/۷۵	مدل ۲- ALLST52-with 37 design
۲/۳۹	۱۸۸/۱۹۴	۹۷/۹۰۰	۴۱/۰۰	مدل ۳- ALLST52-with 52 design

نتایج عددی بدست آمده از جدول (۱)، میزان شکل پذیری را در هر مدل نشان می‌دهد. با توجه به نتایج حاصله، استفاده از فولاد پرمقاومت ST52 در اتصالی که طراحی براساس فولاد ST52 صورت گرفته، در کنار کاهش ۳۳ درصدی ضخامت المان‌ها، کاهش ۹ درصدی شکل پذیری را نیز به همراه دارد. این درحالیست که با فرض یکسان بودن قیمت فولادها، اگر در سازه‌ای که براساس فولاد ST37 طراحی شده، اتصالی را انتخاب نماییم و در نرم افزار ABAQUS با همان ابعاد بدست آمده از نرم افزار ETABS، تنها نوع فولاد را به ST52 تغییر دهیم؛ مشاهده می‌نماییم که این مدل در مقایسه با مدل تماماً از فولاد ST37، افزایش ۱۳ درصدی شکل پذیری را در کنار افزایش چشمگیر ظرفیت باربری خواهد داشت. با این

دو جهتی، منحنی نیرو در نوک تیر-تغییر مکان نوک تیر خواهد بود.

معیار توقف عملیات بارگذاری برای نمونه‌ها، براساس رسیدن المانی مشخص در بال بالایی تیر به مقدار کرنش پلاستیک ۰/۰۵ بوده است. در منحنی‌های هیستریزیس، محور افقی نمایانگر تغییر مکان نسبی انتهای یک تیر بر طول تیر بوده و محور قائم، نیروی ایجاد شده بر اثر تغییر مکان رفت و برگشتی اعمالی را نشان می‌دهد. با محاسبه‌ی مساحت زیر منحنی‌های عملکرد، میزان جذب انرژی در مدل‌های ۱، ۲ و ۳ به ترتیب برابر با ۸/۷۹۰۹، ۱۲/۲۷۴ و ۵/۸۳ kN.m بوده است. همچنین با توجه به شکل (۷)، مدل اتصال‌های ۱ و ۲ که براساس طراحی سازه با فولاد ST37 بوده‌اند، به دلیل ضخامت بیشتر اعضا نسبت به حالتی که با فولاد ST52 طراحی می‌شوند؛ منحنی عملکرد دارای سختی اولیه‌ی بیشتری نسبت به مدل ۳ بوده و ظرفیت باربری آن بیشتر می‌باشد.



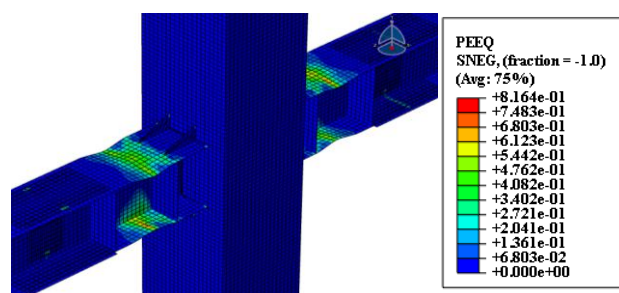
شکل (۷): مقایسه منحنی‌های پوش مدل‌های ۱ تا ۳

به منظور محاسبه‌ی ضریب شکل پذیری، نمودارهای دوخطی ایده آل براساس توصیه‌های نشریه ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه ریزی رسم گردید. مبنای ترسیم نمودارها، برابر بودن سطح محصور بالا و پایین خطوط ترسیمی بوده است.

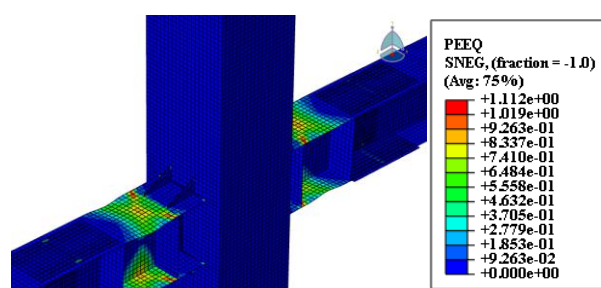
یافته ناشی از مصرف فولاد مقاومت بالا را دنبال می‌نماید. با این روش با بهره‌گیری از فولاد ST52، کاهش وزن و مزایای فولاد پرمقاومت را به همراه شکل پذیری معادل سازه با فولاد ST37 معمولی در کنار هم فراهم می‌شود. در ادامه به بررسی این ایده پرداخته شده است.

وجود استفاده از این نوع فولاد در سازه‌های بلند مرتبه سبب کاهش ابعاد مقاطع تیر و ستون گردیده که این امر؛ کاهش وزن کلی سازه و در نتیجه کاهش هزینه‌ها، افزایش مساحت مورد استفاده ی بنا و کاهش میزان انرژی دریافتی زلزله را در پی دارد.

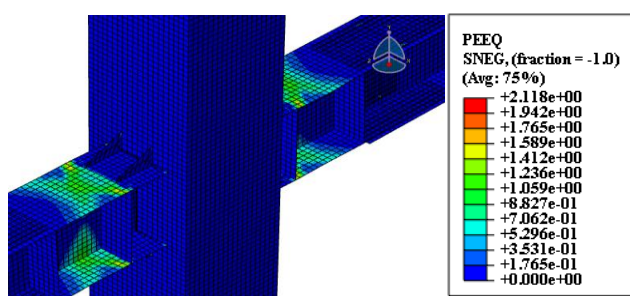
با این حال؛ این مطالعه هدف جبران شکل پذیری کاهش



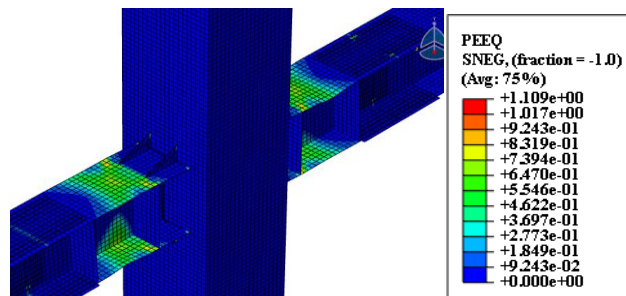
ب) مدل ۳



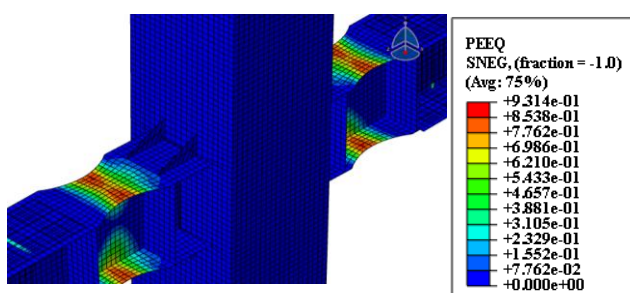
الف) مدل ۱



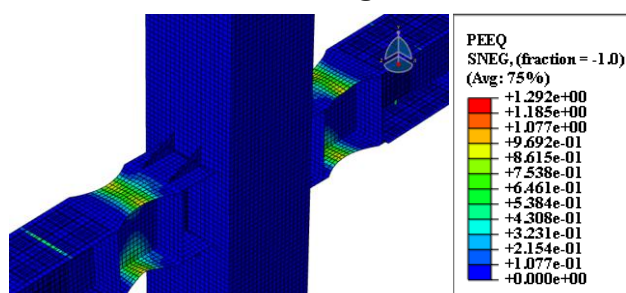
د) مدل ۶



ج) مدل ۴



و) مدل ۱۱



ه) مدل ۱۰

شکل (۹): توزیع کرنش پلاستیک در نمونه‌های اتصالات-توقف عملیات براساس دستیابی المانی مشخص از بال تیر به کرنش ۰/۰۵

تشکیل مفصل پلاستیک در مقطع تیر به دور از وجه ستون، بیانگر آنست که تمامی مدل‌های مورد مطالعه رفتار شکل پذیر از خود نشان داده و برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه مناسب می‌باشند. نکته قابل تامل اینست که در مدل ۳ که براساس فولاد ST52 طراحی شده و مقاطع ضخامت کمتری را دارا می‌باشند، مدل در تغییر مکان‌های پایین‌تری

با توجه به توزیع کرنش پلاستیک در شکل (۹) مشاهده می‌گردد تسلیم شدگی در بال تیر لینک کوتاه و بعد از انتهای ماهیچه رخ داده است. براساس گستردگی ناحیه تسلیم، مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به سوی تیر منتقل شده و به دور از بر ستون و در ناحیه لینک تشکیل می‌شود. نکته مهم دیگر که در اشکال مشاهده می‌شود این است که



منحنی هیستریزیس دو مدل ۱ و ۴ نشانگر آنست که میزان جذب انرژی مدل ۴ به مقدار عدد ۹/۳۰۷ kN.m و مساحت زیر منحنی پوش مدل ۱ برابر عدد ۸/۷۹ kN.m بوده است. نتیجه آنکه با وجود سختی اولیه بیشتر مدل ۱، نهایتاً میزان جذب انرژی مدل ترکیبی ۶ درصد بیشتر بوده است. همچنین این مدل اتصال با بکارگیری فولاد ST52 در تیر اصلی و ستون، کاهش ۳۳ درصدی ضخامت را نیز در پی دارد.

با توجه به نتایج جدول (۲)، با وجود سختی اولیه بیشتر در مدل ۱ نسبت به مدل ۴، میزان جذب انرژی و همچنین مقدار ضریب شکل پذیری مدل پیشنهادی ترکیبی از دو نمونه‌ی دیگر افزون می‌باشد.

فولاد جاذب انرژی فولادی است که در آن درصد کرنش و دیگر آلیاژها بسیار ناچیز بوده و دارای شکل پذیری بسیار بالایی می‌باشد. تنش جاری شدن آن برابر ۱۸۵ نیوتن بر میلی متر مربع و مقدار تنش نهایی برابر ۲۵۰ نیوتن بر میلی متر مربع است. به منظور بررسی استفاده از این نوع فولاد در اتصالات ستون درختی فولادی مورد بحث در این مطالعه، از فولاد جاذب انرژی در تیر لینک و از فولاد معمولی برای المان‌های تیر اصلی و ستون استفاده گردید.

جدول (۲): بررسی عددی نتایج نمودار دوخطی ایده آل

نمونه های ۱ و ۳ و ۴

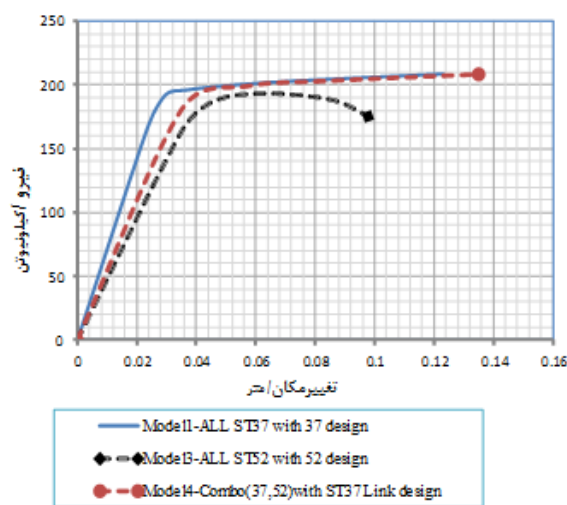
$\mu$	$P_y$ (mm)	$\Delta u$ (mm)	$\Delta y$ (mm)	نوع اتصال
۲/۶۳	۲۰۳/۰۳۹	۱۲۳/۰۵۰	۴۶/۷۵	مدل ۱- ALLST37
۲/۳۹	۱۸۸/۱۹۴	۹۷/۹۰۰	۴۱/۰۰	مدل ۳- ALLST52-with 52 design
۳/۵۸	۲۰۳/۲۶۳	۱۳۵/۱۲۵	۳۷/۷۵	مدل ۴- Combo(37,52) with ST37 Link design

مقایسه منحنی‌های پوش مدل‌های ۱ و ۴ و مدل‌های ۴ و ۶ به ترتیب در شکل (۱۱) و (۱۲) آورده شده است. مقایسه منحنی‌های شکل (۱۱) نشانگر آن است که با توجه به شیب اولیه و سختی الاستیک بیشتر مدل ترکیبی در ابتدای بارگذاری (به دلیل بالاتر بودن ضخامت بال و جان تیر لینک)؛ در ادامه مدل ترکیبی از فولاد جاذب انرژی و فولاد

(سیکل‌های بارگذاری پایین‌تر) کمانش می‌کند و کمانش در آن مشهودتر می‌باشد.

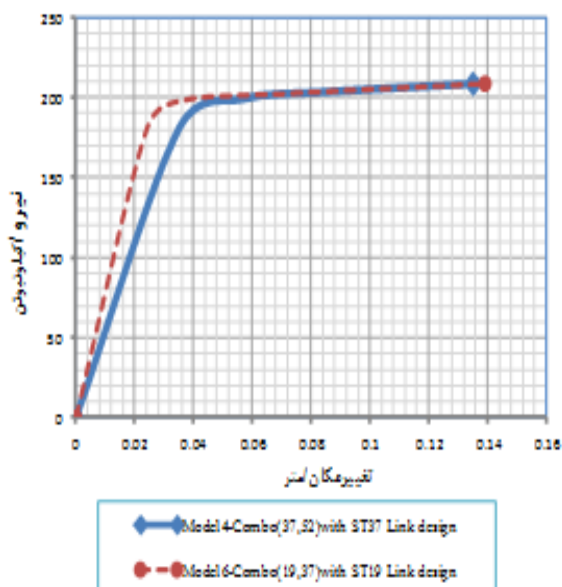
## ۶- مقایسه اتصال پیشنهادی ترکیبی از فولادهای معمولی-پرمقاومت و مدل اتصالات پیشین

اتصال مدل ۴ که تیر لینک در آن براساس طراحی فولاد ST37 می‌باشد نسبت به مدل ۵ از شکل پذیری (۴۲ درصد) و ظرفیت باربری بسیار بیشتری (۶۲ درصد) برخوردار است. در مدل ۵ فولاد تیر لینک نسبت به مدل ۳ ضعیف‌تر انتخاب شده ولی به این دلیل که طراحی براساس همان فولاد ST52 است و ضخامت‌ها در تیر لینک افزایش نداشته، عملکرد خوبی ندارد. ولی در مدل ۴ با تضعیف فولاد تیر لینک از فولاد پرمقاومت به فولاد معمولی-به منظور افزایش شکل پذیری اتصال-؛ ضخامت‌ها نیز براساس نسبت تنش فولادها افزایش یافته است. بدیهی است که در این نمونه، اتصال قادر به تحمل بارگذاری بیشتری بوده و همچنین تغییرشکل بهتری را به نمایش می‌گذارد.



شکل (۱۰): مقایسه منحنی‌های پوش مدل‌های ۱، ۳ و ۴

همانطور که مشاهده از شکل (۱۰) می‌شود، با وجود اینکه سختی اولیه مدل اتصال تماماً از فولاد ST37 از دو مدل دیگر بیشتر است، ولی نهایتاً شکل پذیری اتصال ترکیبی با طراحی لینک براساس مشخصات فولاد ST37 به میزان ۳۶ درصد بیشتر می‌باشد. مقایسه سطح زیر نمودار پوش



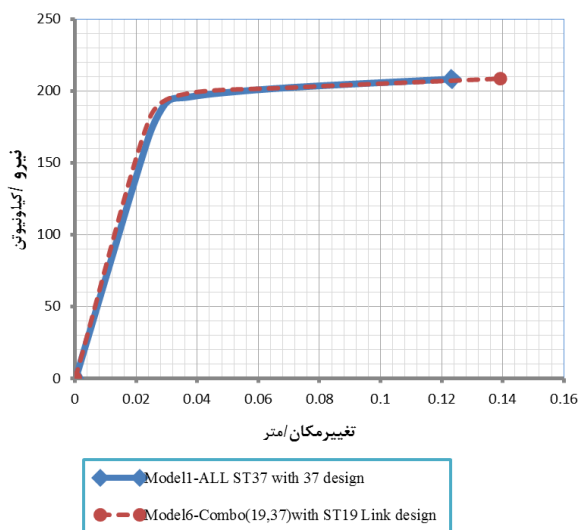
شکل (۱۲): مقایسه منحنی‌های پوش مدل‌های ۴ و ۶

مدل ۶ که ترکیب فولادهای (۱۹ و ۳۷) می‌باشد، نسبت به مدل ترکیبی (۳۷ و ۵۲) دارای ۲۰ درصد شکل پذیری بیشتر و ۸ درصد افزایش در میزان جذب انرژی است. بنابراین مدل ۶ قابلیت جایگزینی با اتصالات رایج ستون-درختی که کاملاً از فولاد ST37 می‌باشند را داراست.

در شکل (۱۳) مقایسه‌ی نموداری مساحت‌های زیر منحنی پوش اور مدل‌ها که بیانگر میزان انرژی جذب شده است، آورده شده است. با توجه به مقایسه‌ی صورت گرفته، میزان جذب انرژی در مدل‌های تماماً از فولاد معمولی و مدل‌های ترکیبی فولادهای (۳۷ و ۵۲) و (۱۹ و ۳۷) تقریباً یکسان است.

شکل (۱۴) به مقایسه‌ی شکل پذیری مدل‌های مورد مطالعه اختصاص دارد. مدل‌های پیشنهادی اتصال ستون-درختی با تقویت کننده‌های ماهیچه به خوبی قابلیت جایگزینی با اتصالات رایج که تماماً از فولاد ST37 هستند را دارا می‌باشند. در اینحالت با یکسان ماندن میزان جذب انرژی در اتصال، شکل پذیری افزایش یافته و از دیگر مزیت‌های فولادهای ST52، ST19 و یا نوع دیگر فولادها استفاده می‌شود.

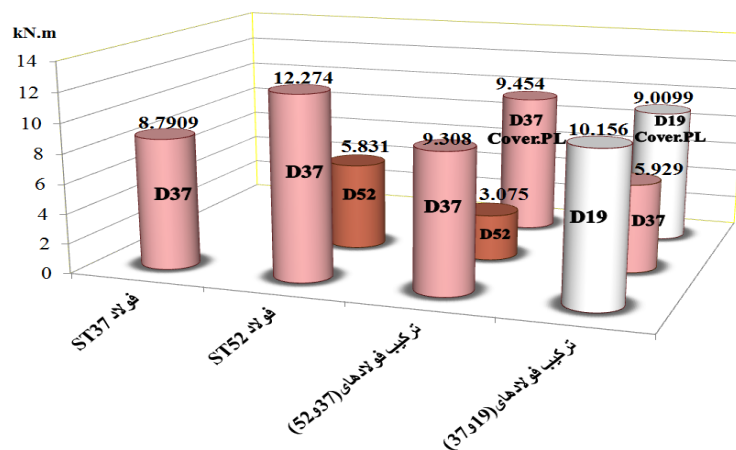
معمولی، تغییر شکل پلاستیک بیشتری را نسبت به نمونه اتصال تماماً از فولاد معمولی، داشته است. این مدل نسبت به مدل ۱ که تماماً از فولاد ST37 می‌باشد، ۶۴ درصد شکل پذیری بیشتر را تحمل می‌نماید. همچنین مقایسه مساحت-های زیر نمودار پوش دو مدل، حاکی از بیشتر بودن مساحت زیر منحنی مدل ۶ - با مقدار عددی  $kN.m$   $10/156$  - نسبت به مدل ۱ - به مقدار  $kN.m$   $8/79$  - به میزان ۱۵ درصد می‌باشد. بنابراین علاوه بر تحمل دریافت (نسبت تغییر مکان قائم انتهای تیر به طول تیر) بیشتر، مدل ترکیبی از میزان جذب انرژی بالاتری نیز برخوردار است.



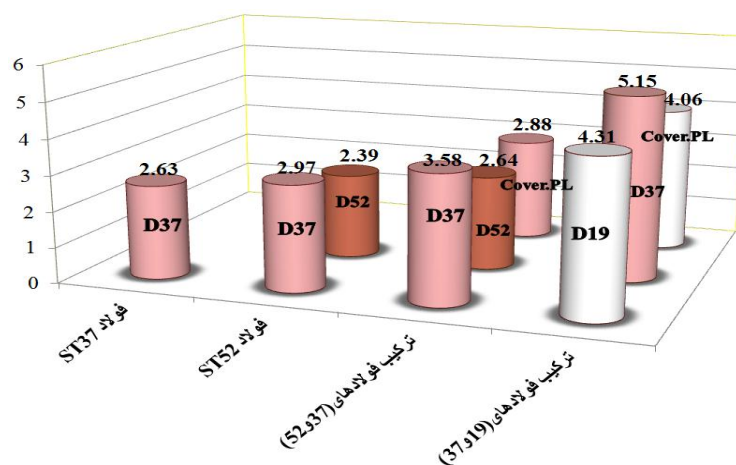
شکل (۱۱): مقایسه منحنی‌های پوش مدل‌های ۱ و ۶

در ادامه به مقایسه‌ی دو نمونه اتصال ۴ و ۶ که به ترتیب از ترکیب فولادهای (۳۷ و ۵۲) و (۱۹ و ۳۷) می‌باشند، پرداخته شده است.

با توجه به مقایسه‌ی نمودارهای دو خطی دو نمونه در شکل (۱۲)، در مدل ۶ به این دلیل که تمامی اعضا به جز تیر لینک از فولاد معمولی هستند، نسبت به مدل ۴ از ضخامت بیشتری برخوردار بوده و دارای سختی اولیه‌ی بیشتری می‌باشند. با این وجود و با وارد شدن به ناحیه‌ی غیرخطی، مدل ۶ دریافت بیشتری نیز تحمل می‌کند. مقایسه‌ی سطح زیر منحنی‌های پوش نیز نشان از برتری مدل ۶ (با سطح زیر منحنی  $kN.m$   $10/156$ ) نسبت به نمونه ۴ (با سطح زیر منحنی  $kN.m$   $9/308$ ) دارد.



شکل (۱۳): نمودار میله‌ای مقایسه‌ی میزان جذب انرژی (سطح زیر منحنی‌های پوش آور هیستریزس مدل‌ها



شکل (۱۴): نمودار میله‌ای مقایسه‌ی میزان شکل پذیری مدل‌های تحلیل و بررسی شده

#### ۷- نتیجه گیری

نتایج بدست آمده از این مطالعه به شرح ذیل می باشند:

۱- در مدل ترکیبی فولاد ST52 و ST37، مدل ST52-Link37.D37 که در آن طراحی تیر لینک براساس مشخصات فولاد ST37 می باشد، نسبت به مدل ST37-D37، علاوه بر اینکه اعضای اصلی اتصال از فولاد ST52 بوده و کاهش ضخامت ۳۳ درصدی را به همراه داشته است؛ شکل پذیری به میزان ۳۶ درصد و مساحت زیر منحنی هیستریزس که نشان دهنده‌ی میزان جذب انرژی اتصال است، افزایش ۵/۸ درصدی را نشان می دهد. همچنین مقایسه‌ی منحنی‌های عملکرد مدل اتصال پیشنهادی با مدل‌های قبلی، از برابری ظرفیت باربری مدل

اتصال ترکیبی و مدل ST37-D37 و برتری آن بر مدل ST52-D52 حکایت دارد.

نتیجتاً مدل ترکیبی از فولاد پرمقاومت برای تیر اصلی و ستون‌ها و فولاد معمولی برای تیرهای لینک در مدل اتصال ستون درختی، با طراحی هر قسمت براساس فولاد بکار رفته در آن، می تواند به خوبی جایگزینی برای اتصالات فولادی سازه‌های بلند باشد. با استفاده از این نوع اتصال به دلیل بهره گیری از فولاد مقاومت بالا، وزن اسکلت سازه کاهش یافته و هزینه‌های ساخت پایین می آیند. همچنین میزان جذب و استهلاک انرژی زلزله آن نیز حتی نسبت به حالت استفاده از فولاد سازه‌ای رایج، افزایش می یابد.

۲- در مدل اتصال ترکیبی از فولاد ST37 و ST19 که اعضای اصلی از فولاد ST37 و تیر لینک از فولاد جاذب

انرژی ST19 انتخاب شده است، در صورتی که طراحی تیر لینک براساس مشخصات فولاد ST19 در نظر گرفته شده و ضخامت المان تیر لینک به نسبت تنش جاری شدن فولادها افزایش داده شود، اتصال در مقایسه با اتصال تماماً از فولاد ST37 عملکرد بهتری را به نمایش می‌گذارد. در این حالت، با یکسان بودن شیب اولیه‌ی منحنی عملکرد (سختی الاستیک) دو نمونه، مدل ترکیبی فولاد معمولی و فولاد جاذب انرژی دارای افزایش شکل پذیری ۶۴ درصدی نسبت به مدل ST37-D37 است. همچنین مقایسه‌ی سطح زیر منحنی‌های عملکرد حاکی از افزایش ۱۵/۷ درصدی میزان جذب انرژی مدل ترکیبی می‌باشد. به عنوان نتیجه مدل ترکیبی فولاد جاذب-فولاد معمولی با طراحی تیر لینک براساس مشخصات فولاد ST19 قابلیت جایگزینی با اتصالات رایج از فولاد معمولی ST37 را دارا می‌باشد.

#### ۸- مراجع

[1] Chen, S.-J. and Tu, C. (2004), "Experimental Study of Jumbo Size Reduced Beam Section Connections Using High-Strength Steel", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 130, pp. 582-587.

[۲] صبوری، س. و ضیایی، م. (۱۳۹۱)، "بررسی اثر استفاده از فولاد جاذب انرژی در تیرهای پیوند قاب‌های مهار شده واگرا"، نشریه عمران، مقاوم سازی و بهسازی، شماره ۷.

[3] Yu, Q.-S., Uang, C. and Gross, J. (2000), "Seismic Rehabilitation Design of Steel Moment Connection with Welded Haunch", Journal of Structural Engineering, Vol. 126, pp. 69-78.

[4] AISC. (2010), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago.

