

رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی با تیرهای با مقطع کاهش یافته

امین قلی‌زاد^{۱*}، مهدی سعدآبادی فراهانی^۲

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

۲- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

* اردبیل، صندوق پستی ۵۶۱۹۹۱۱۳۶۷، gholizad@uma.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۱۱/۲۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۹/۰۷)

چکیده

بعد از زلزله نورتریج اتصال با مقطع کاهش یافته جهت بهبود عملکرد اتصالات پیشنهاد گردید. در ویرایش اخیر مبحث دهم مقررات ملی، تشکیل مفاصل پلاستیک انتهای تیرها در خارج از محدوده اتصال به ستون ملزم گردیده‌است. استفاده از تیر با مقطع کاهش یافته راهکار موثری برای این منظور می‌باشد. در این تحقیق جزئیات جدیدی برای این اتصال که شامل ترکیبی از حالت جان کاهش یافته و جان موجدار می‌باشد پیشنهاد و ضمن مقایسه با گزینه‌های دیگر مدلی برای توصیف رفتار این اتصال جدید تهیه می‌شود. برای این منظور از نتایج تحلیل مدل اتصال به روش اجزای محدود استفاده شده‌است. سپس ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه در حضور تیر با مقطع کاهش یافته طرح و با استفاده از نرم افزار تحلیل غیر خطی در محدوده غیرارتجاعی تحلیل و رفتار کلی سازه با جزئیات اتصال جدید و معمولی بررسی می‌شود که شامل بررسی شکل‌پذیری و تعیین ضریب رفتار می‌باشد. تحلیل موضعی اتصالات، افزایش ۹ درصدی ظرفیت چرخش پلاستیک در صورت استفاده همزمان از جان موجدار و کاهش یافته را نشان می‌دهد هرچند افزایش در ضریب رفتار قابهای فولادی مدل شده با چنین اتصالی چندان قابل توجه نبوده است.

واژگان کلیدی

تیر با مقطع کاهش یافته، تحلیل غیر ارتجاعی، شکل پذیری، ضریب رفتار

Seismic Behavior of Steel Moment Frames with Reduced Beam Sections

A. Gholizad, M. Sadabadi Farahani

Abstract

After Northridge earthquake reduced beam sections were suggested to improve connections performance. A new detail has been evaluated for reduced beam sections that includes a combination of two previously investigated models; reduced web section and accordion web section. According to comparison with other models through finite element analysis, it was found that the stresses and plastic strains have been more effectively reduced in the beam to column connection region of the combined detail and up to 9%. Increase in plastic rotation capacity may be achieved without a noticeable loss in strength. According to performed nonlinear static analyses results for well-designed 5, 10 and 15 story steel buildings with special moment resistant frame system, the amount of plastic drift capacity using the reduced beam sections slightly increases and this increase is more in connections with accordion web and accordion web together with reduced web sections respectively. Pushover curves indicate that the reduced beam sections has little effect on the linear part of the curves but increasing drifts, added strength is reduced. The rate of decrease for two connections with accordion web sections and accordion web with reduced web is more. Average rates of behavior factors 11.38 and 11.73 and 11.88 have respectively been obtained for moment resistant frames with reduced beam section and accordion web sections and accordion web with reduced web sections. It can be said that the average rates of behavior factor for frames that are designed based on the behavior factor of 8 has been considerably increased.

Keywords

Reduced beam Section, Non-elastic analysis, Ductility, Behavior factor

قبل از زلزله نورتریج^۱ قاب‌های فولادی مقاوم در برابر خمش با اتصالات جوشی متداول بودند. در این قاب‌های خمشی از پیچ برای اتصال جان تیرها و از جوش نفوذی کامل برای اتصال بال آنها استفاده می‌شد. در این زلزله قاب‌های خمشی فولادی متحمل شکست‌های ترد غیر منتظره‌ای در ناحیه‌ی اتصال تیر با ستون شدند. بعد از زلزله نورتریج، تحقیقات گسترده‌ای در این خصوص سازماندهی شد. هدف از این تحقیقات یافتن علتی برای عملکرد ضعیف و نامناسب اتصالات خمشی فولادی در زلزله نورتریج و دستیابی به جزئیات اتصال جدید و یا اصلاح شده بود. بعد از سال‌ها تحقیق روش‌هایی برای بهبود عملکرد این نوع اتصالات پیشنهاد داده شد که اکثر آنها را می‌توان در دو دسته روشهای تقویت اتصال با استفاده از ماهیچه، لچکی، ورق پوششی و... یا روش‌های دور کردن مفصل پلاستیک از ستون و چشمه اتصال و کشاندن آن به درون تیر جای داد که اتصال تیر با مقطع کاهش یافته^۲ بر مبنای روش دوم عمل می‌کند. جزئیات چنین اتصالی در ابتدا با کاهش موضعی مقطع بال پیشنهاد گردید. مطالعات آزمایشگاهی چنین اتصالی بهبود کلی رفتار و افزایش ظرفیت شکل‌پذیری در آن را نشان داده است [۱]. بدیهی است که کارایی تیر کاهش یافته در درست طرح کردن آن است که خود تابعی از محل و مقدار کاهش سطح مقطع می‌باشد. مطالعات آزمایشگاهی گسترده بر روی اتصال با بال کاهش یافته، نشان می‌دهد که با استفاده از این اتصال می‌توان به زاویه چرخش بزرگتر از ۰/۰۴ رادیان که چندین برابر بزرگ‌تر از میانگین چرخش پلاستیک در روش قدیمی اتصال است دست یافت [۲]. Chen و همکارانش بر مبنای مطالعات انجام شده‌ی خود، در رابطه با ابعاد و محل این اتصال پیشنهاداتی را نیز مطرح نمودند [۲]. تحقیقات عددی زیادی به منظور تکمیل این کارهای آزمایشگاهی صورت گرفته‌است. Zekioglu و همکارانش با انجام تحلیل المان محدود غیرخطی مدل برش متغیر RBS نشان داد که برخی از این اتصالات در سطوح کرنشی پایین‌تری نسبت اتصالات معمولی به چرخش پلاستیک هدف می‌رسند [۳]. تحلیل‌های بیشتر نشان داد که اتصال می‌تواند کرنش‌های پلاستیک یکنواخت را در ناحیه کاهش مقطع تولید کند. Sabol و Engelhardt تحلیل المان محدود را برای برش شعاعی RBS انجام دادند [۴]. آنها نیز مانند مطالعه Zekioglu و همکارانش دریافتند که تیر با مقطع کاهش داده شده می‌تواند انباشتگی کرنشی را در ناحیه‌ی بحرانی اتصال

کاهش دهد [۳]. Shen و همکارانش در سال ۲۰۰۰ به بررسی عملکرد قاب فولادی همراه با اتصال RBS پرداختند [۵]. به دلیل معایب این مدل از اتصال کاهش یافته مانند کاهش پایداری کلی تیر و کماتش پیچشی-جانبی در آن، در سال‌های بعد از آن انواع دیگر این اتصال همانند اتصال با جان کاهش یافته و اتصال آکاردئونی مطرح گردیدند. هندسه اتصال با جان کاهش یافته در ابتدا در سال ۲۰۰۰ توسط Mark Amos [۶] به صورت برداشتن قسمتی از جان به شکل یک بازشوی دایره‌ای در جان و سپس در سال ۲۰۰۵ توسط Wilkinson و همکارانش [۷] به صورت تیری که یک مقطع گوه شکل از جان آن برداشته شده و بال دوباره به آن متصل گردیده بود پیشنهاد گردید. از مزایای این اتصال جدید نسبت به اتصال با بال کاهش یافته این است که این اتصال حالت پلاستیک بهتری داشته و فشردگی بیشتری پیدا می‌کند. تست‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهند که این اتصال قادر به چرخش پلاستیکی بیش از ۰/۰۵ رادیان می‌باشد بدون این که هیچ کاهش قابل ملاحظه‌ای در قابلیت اتلاف انرژی آن به وجود بیاید. همچنین به دلیل سختی پیچشی قابل توجه تیر، مقطع مقاومت بیشتری در مقابل کماتش پیچشی جانبی از خود نشان می‌دهد. Lee و همکارانش در سال ۲۰۰۷ برای بدست آوردن جایجایی جانبی در یک قاب فولادی با RBS از مقطع معادل با عرض ثابت استفاده کرد و با مساوی قرار دادن تغییر شکل‌های انتهایی در تیر مقدار عرض ثابت معادل را بدست آورد سپس با در نظر گرفتن تغییر شکل جانبی ناشی از تیر، ستون و چشمه‌ی اتصال رابطه‌ای برای تغییر شکل جانبی ارائه داد. او با در نظر گرفتن مقادیر مختلفی برای طول تیر و ستون نتیجه گرفت RBS تغییر شکل الاستیک سازه را تا ۱۰٪ افزایش می‌دهد [۸]. Kassegne در سال ۲۰۰۷ یک ماتریس سختی سه بعدی را برای تیر RBS ارائه کرد. وی با استفاده از قضیه‌ی کار مجازی توانست رابطه‌ای بین بارهای گره‌ای و تغییر شکل‌های گره‌ای ارائه کند [۹]. Yang و همکارانش بر اساس تحلیل‌های عددی، یک مدل غیرخطی برای مدل‌سازی تیرهای دارای بازشو در جان ارائه نموده و بر پایه همین مدل، برخی از تست‌های آزمایشگاهی را مجدداً به صورت عددی مدل‌سازی کرده و مورد تحلیل قرار دادند [۱۰]. با توجه به همخوانی کامل بین نتایج عددی و نتایج آزمایشگاهی، صحت مدل ارائه شده تایید شده است. مدل پیشنهادی عبارت است از یک مفصل پلاستیک بالقوه در محل بازشو که پارامترهای نمودار لنگر-دوران آن بر اساس تحلیل‌های عددی و مطالعات آزمایشگاهی تعیین می‌شود. نوع



۲- طراحی اتصال کاهش یافته

در این تحقیق از جزئیات مربوط به اتصال تیر به بر ستون صرف نظر می گردد و طراحی عضو، به یافتن پارامترهای هندسی لازم برای طراحی عضو کاهش یافته محدود می شود. برای طراحی اتصال RBS متعارف از ضوابط آئین نامه AISC استفاده شده [۱۳] و در طراحی اتصال RBS با جان آکاردثونی رویه ارائه شده توسط Imanpour و همکارانش [۱۴] نیز مورد استفاده قرار گرفته است. شمای کلی سه نوع از اتصال کاهش یافته به همراه پارامترهای آن در شکل (۱) نشان داده شده است. مراحل کلی طراحی هر سه اتصال یکسان بوده و تنها در تعیین اساس مقطع قسمت کاهش یافته تیر متفاوت می باشند. این مراحل عبارتند از:

۱- انتخاب ابعاد هندسی طبق حدود $0.5B_f \leq a \leq 0.75B_f$ ، $0.65D \leq b \leq 0.85D$ ، $0.1B_f \leq c \leq 0.25B_f$ همچنین در اتصال آکاردثونی و اتصال آکاردثونی باجان کاهش یافته که پیشنهاد این تحقیق می باشد این حدود به صورت $(0.65D/2) + 0.5B_f \leq e \leq (0.65D/2) + 0.75B_f$ می باشند. پارامترهای a ، b ، c ، e معرف ابعاد و موقعیت قسمت کاهش یافته تیر می باشند که در شکل (۱) تعریف شده اند.

۲- محاسبه مقطع پلاستیک کاهش یافته برای هر کدام از اتصالات با بال کاهش یافته، آکاردثونی و آکاردثونی با جان کاهش یافته به ترتیب به صورت روابط زیر:

$$Z_e = Z_b - 2ct_{bf}(D - t_{bf}) \quad (۱)$$

$$Z_{AW-RBS} = Z_{flange} - (1 - SDF)Z_{web}^{flat} \quad (۲)$$

$$SDF = 1 - \frac{2\left(\frac{t_c}{t_f}\right)^2}{\left(\frac{L_f}{t_f}\right)\tan\theta} \quad (۳)$$

$$Z_{flange} = B_f t_f (D - t_f) \quad (۴)$$

$$Z_{web}^{flat} = t_w \frac{(D - 2t_f)^2}{4} \quad (۵)$$

رابطه (۱) برای مقطع با بال کاهش یافته و روابط (۲) تا (۵) برای تیر آکاردثونی و تیر آکاردثونی با جان کاهش یافته به کار می رود تنها با این تفاوت که در آکاردثونی با جان کاهش یافته میزان کاهش در جان را از ارتفاع مقطع تیر کم می کنیم. در روابط بالا Z_e و Z_{AW-RBS} اساس مقطع تیر در مرکز قسمت کاهش یافته، Z_b اساس مقطع تیر کامل، D ارتفاع سطح مقطع تیر، t_{bf} ضخامت بال تیر، SDF ضریب کاهش مدول پلاستیک مقطع سهم جان، L_f طول قسمت کاهش یافته تیر، t_f ضخامت قسمت

جدیدی از اتصال RBS با عنوان اتصال با جان موجدار AW-RBS در ناحیه مفصل پلاستیک، با بکارگیری ورق موجدار در ناحیه مفصل پلاستیک تیر توسط Mirghaderi و همکارانش پیشنهاد شده است [۱۱]. مشابه اتصال RBS متعارف، از ایده کاهش مقاومت خمشی مقطع در ناحیه ضعیف شده تیر استفاده گردیده است. در اتصال پیشنهادی جان صاف تیر در محدوده مشخصی از تیر با ورق های موجدار جایگزین می شود، به علت شکل هندسی و رفتار آکاردثونی ورق های موجدار، مفصل پلاستیک در ناحیه پیش بینی شده اتصال AW-RBS تشکیل می گردد. منحنی رفتار هیستریزس نمونه های آزمایشگاهی قابلیت جذب انرژی بالای این اتصال را مشخص می کند و نمونه ها توانایی تحمل $0.8/0$ رادیان چرخش بدون افت مقاومت قابل ملاحظه را نشان داده اند؛ این امر درحالی است که تحمل چرخش $0.4/0$ رادیان جهت کسب صلاحیت برای استفاده در قاب های خمشی ویژه کفایت می کند. همچنین مطالعات عددی با استفاده از روش اجزا محدود بر روی نمونه های آزمایشگاهی اتصال AW-RBS انجام شده و نتایج مطالعات عددی تاثیر رفتار آکاردثونی جان موجدار قرار گرفته در ناحیه مفصل پلاستیک تیر و همچنین عملکرد چرخه ای اتصال را تایید می کند. ارائه جزئیات جدید برای اتصال تیر با مقطع کاهش یافته همچنان ادامه دارد، Rahnvard و همکارانش با پیشنهاد حفره های متعدد با اندازه های مختلف در بال تیر اثر این نوع کاهش مقطع را در مدل اجزای محدود و تحت بار چرخه ای مطالعه نمودند [۱۲].

در این مقاله ابتدا به بررسی نتایج تحلیل تنش و کرنش در مدل اجزای محدود اتصال تیر با مقطع کاهش یافته پرداخته شده است و نتایج حاصل از مطالعات عددی حاضر مشخص کرده است که عمده چرخش پلاستیک اتصال پیشنهادی ناشی از چرخش شکل پذیر و پایدار مفصل پلاستیک تشکیل شده در تیر می باشد و سایر اجزای اتصال اعم از چشمه اتصال و ورق های اتصال مشارکت کمی دارند. در نهایت به کمک تحلیل عددی رفتار کلی و موضعی اتصال AW-RBS در مقایسه با اتصال RBS متعارف و اتصال تقویت نشده مطالعه گردیده که نتایج نشان می دهد در اتصال پیشنهادی در مقایسه با اتصال RBS متعارف، جان موجدار قرار گرفته در ناحیه تضعیف شده باعث افزایش پایداری مفصل پلاستیک طی تغییرشکل های غیرخطی می گردد. همچنین با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب های پنج، ده و پانزده طبقه تحت بار جانبی فزاینده، به مطالعه اثرات جزئیات متفاوت کاهش مقطع تیر در سختی، مقاومت و ضرایب شکل و رفتار قاب ها پرداخته شده است.



مشخص شده در شکل (۲). M_f ممان خمشی بزرگتر در بر ستون، V_u نیروی برشی بزرگتر در بر ستون، w بار ثقلی خطی روی تیر، V_{RBS} نیروی برشی بزرگتر در مرکز RBS می‌باشند.

$$M_f = V_{RBS}S_h + M_{pr} + \frac{wS_h^2}{2} \quad (۷)$$

$$V_{RBS} = \frac{wL'}{2} + \frac{2M_{pr}}{L'} \quad (۸)$$

$$V_u = V_{RBS} + wS_h \quad (۹)$$

۵- محاسبه ممان پلاستیک تیر بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار فولاد و کنترل اینکه M_f از M_{pe} فراتر نرود.

$$M_{pe} = R_y Z_b F_y \quad (۱۰)$$

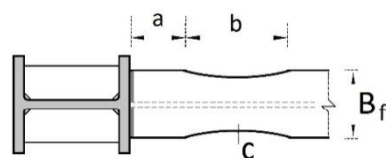
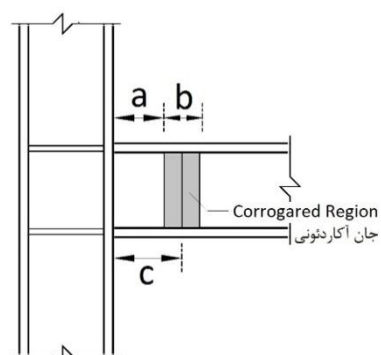
$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (۱۱)$$

جان صاف تیر، t_c ضخامت قسمت موجدار جان تیر، Z_{flange} مدول پلاستیک مقطع تیر در قسمت بال، Z_{web}^{flat} مدول پلاستیک مقطع جان صاف تیر می‌باشند.

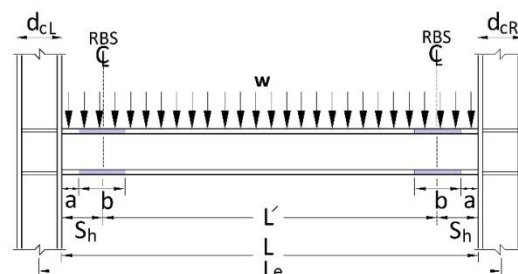
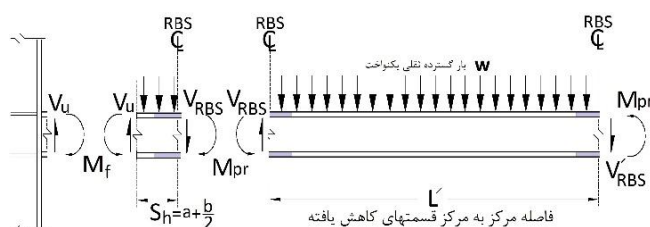
۳- محاسبه ممان پلاستیک در مرکز قسمت کاهش یافته طبق رابطه (۶) که در این رابطه M_{pr} ممان پلاستیک در مرکز قسمت کاهش یافته، C_{pr} ضریب افزایش مقاومت به دلیل سخت شدگی کرنش برابر با ۱/۱۵، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم حداقل برابر با ۱/۱ و F_y تنش تسلیم می‌باشند.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y \quad (۶)$$

۴- محاسبه لنگر خمشی در انتهای تیر و در بر ستون، با فرض ایجاد مفصل پلاستیک در وسط قسمت کاهش یافته و وجود بار ثقلی روی تیر مطابق روابط (۷) تا (۹) و پارامترهای



شکل ۱- پارامترهای هندسی اتصال با بال کاهش یافته، آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته



شکل ۲- نمودار جسم آزاد برای محاسبه ممان خمشی بزرگتر در انتهای تیر

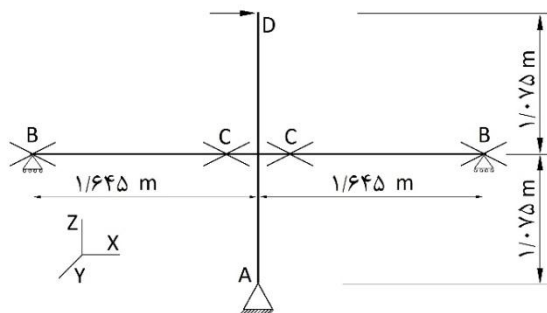
مقطع کاهش یافته، مدل‌سازی شد و متناسب با تغییر شکل جانبی زیر قاب در سازه اصلی، نیرو و شرایط مرزی روی آن‌ها اعمال گردید. برای مدل‌سازی زیر قاب اتصال پیشنهادی و مینا از المان پوسته ۱۸۱ نرم‌افزار ANSYS استفاده شده است. المان پوسته ۱۸۱، برای تحلیل پوسته‌های نازک یا نسبتاً ضخیم مناسب می‌باشد. زیر قاب مورد نظر از گره میانی یک قاب خمشی که به شکل یک صلیب می‌باشد و شامل گره اتصال و دو نصف دهانه

۳- مطالعه عددی با استفاده از نرم افزار اجزای محدود

در این قسمت پس از طراحی اتصال AW-RBS همراه با جان کاهش یافته با استفاده از نرم افزار تحلیل اجزای محدود، رفتار اتصال خمشی آن تحت بار یک طرفه مقایسه شده و با انواع دیگر اتصالات مقطع کاهش یافته مقایسه می‌گردد. بدین منظور یک زیر سازه از قاب خمشی فولادی شامل اتصال، دو نصف دهانه تیر و دو نصف ارتفاع ستون برای هر کدام از اتصالات با

مقاومت حد نهایی مصالح بر اساس نتایج آزمایش‌های کشش کوپن‌های فولادی اجزای مختلف نمونه‌ها که در جدول (۱) آمده است به مدل‌های اجزای محدود معرفی می‌گردد. در این مدل‌ها مدول الاستیسیته فولاد برابر $E = 203 \text{ GPa}$ و نسبت پواسون $\nu = 0.3$ برای کلیه مصالح فرض شد. مشخصات این فولاد به صورت سه خطی و با در نظر گرفتن شیب 0.3 در ناحیه سخت شدگی منحنی تنش-کرنش، در نرم افزار معرفی شده است.

برای مطالعه رفتار اتصالات تحت بار یک طرفه بار وارده به نوک بالای ستون به صورت بارگذاری تغییرمکانی یک طرفه اعمال می‌شود. بارگذاری به صورت یک طرفه تا رسیدن به زاویه تغییر مکان نسبی طبقه 9% ادامه می‌یابد. بنابراین چون ارتفاع طبقه 215 سانتیمتر می‌باشد، پس تغییر مکان افقی به میزان 19.35 سانتیمتر در جهت مثبت Z به نوک بالای ستون اعمال می‌شود.



شکل ۳- هندسه، شرایط مرزی و مهار جانبی زیر قاب انتخابی

تیر و دو نصف ارتفاع ستون می‌باشد. در شکل (۳) هندسه، شرایط مرزی و مهار جانبی زیر قاب انتخابی برای مدل‌سازی اجزا محدود مشاهده می‌شود. در زیر قاب انتخابی جهت بررسی اتصالات مربوطه طول دهانه تیر $3/29$ متر و ارتفاع ستون $2/15$ متر انتخاب گردید. هم چنین پروفیل تیر IPE180 و پروفیل ستون $Box 200 \times 180 \times 10$ انتخاب گردید. در مدل اجزای محدود زیر قاب فرض شده است که بال‌های تیر و جان تیر با جوش نفوذی کامل به ستون متصل است. بنابراین در محل اتصال تیر به ستون، جوش مدل‌سازی نشده است. در ضمن جوش اتصال جان موج دار به بال‌ها و جان تیر هم در مدل‌سازی لحاظ نگردیده است. در انتهای هر کدام از نصف تیرها، تکیه گاه غلطکی قرار دارد و در پایین ستون تکیه گاه مفصلی اعمال می‌شود. در دو انتهای هر کدام از تیرها و بالا و پایین ستون هم مهار جانبی قرار دارد. برای شبیه سازی مهار جانبی روی بال‌های تیر و ستون از تکیه گاه غلطکی که درجه آزادی تغییر مکان عمود بر صفحه را محدود می‌کند، استفاده شده است. بنابراین با توجه به شکل (۳) در انتهای هر کدام از نصف تیرها، فقط درجه آزادی $U(z)$ و $Rot(x)$ در پایین ستون تنها درجه آزادی $Rot(x)$ باز است. نوک بالای ستون هم می‌تواند آزادانه در جهت Z حرکت کند. مشابه مدل آزمایشگاهی آزمایش‌هایی که انگلهارت و همکارانش در سال ۱۹۹۹ انجام دادند در مدل اجزا محدود این پایان نامه اثر دال بتنی کف در مدل‌سازی لحاظ نگردیده است. مصالح استفاده شده برای مدل‌سازی تیر و ستون و جان موجدار، از نوع فولاد A36 با تنش تسلیم اسمی 240 مگاپاسکال می‌باشد. تنش تسلیم و

جدول ۱- مشخصات مصالح در مدل‌های اجزای محدود

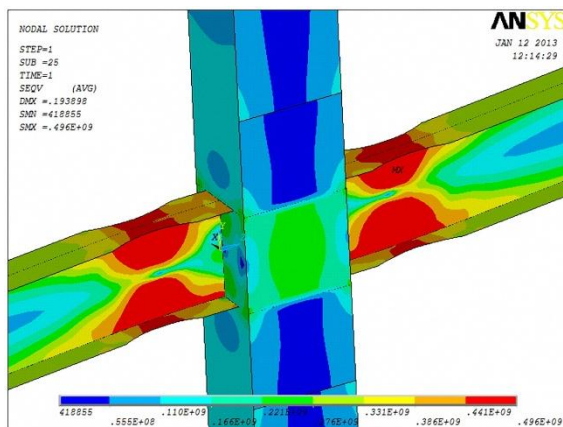
عضو	موقعیت مصالح	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	کرنش نهایی (%)
تیر	جان و بال	۳۰۰	۴۰۰	۲۵
تیر	صفحه موجدار	۴۰۰	۵۰۰	۲۰
ستون	صفحات 10 میلیمتری جان و بال	۳۰۰	۴۰۰	۲۵
ستون	صفحات 15 میلیمتری کناری و سخت کننده	۳۰۰	۴۰۰	۲۵

در شکل (۴) و (۵) توزیع تنش فون میسز و توزیع کرنش در زاویه تغییر مکان نسبی طبقه 9% برای هر چهار اتصال مورد مطالعه آورده شده است، با توجه به این شکل‌ها مشخص می‌شود که مقادیر تنش و کرنش پلاستیک در اتصال تقویت نشده بر خلاف سه اتصال دیگر، در بر ستون و در ناحیه جوش نفوذی بال تیر بیشینه است. همچنین مشاهده می‌شود که در

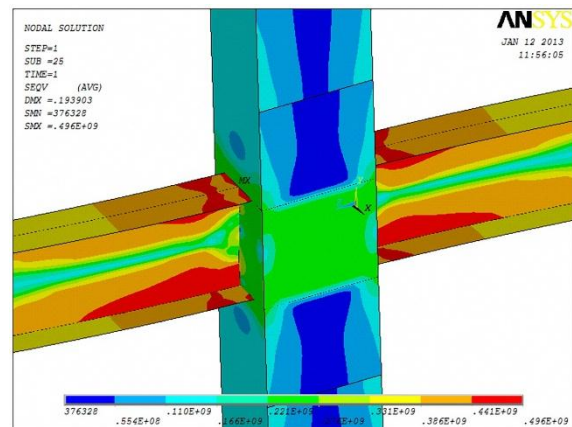
مشخصات هندسی قسمت کاهش یافته در اتصال با بال کاهش یافته به صورت $a = 67/5 \text{ mm}$ ، $b = 150 \text{ mm}$ و $c = 15/9 \text{ mm}$ و در اتصال آکاردئونی $a = 67/5 \text{ mm}$ ، $e = 100 \text{ mm}$ ، $L_f = 65 \text{ mm}$ و $t_c = 3/5 \text{ mm}$ و در اتصال آکاردئونی با جان کاهش یافته $a = 160/9 \text{ mm}$ ، $b = 65 \text{ mm}$ ، $c = 10 \text{ mm}$ و $L_f = 65 \text{ mm}$ می‌باشند.

پایه نرمال شده به تغییر مکان نسبی طبقه برای چهار اتصال مورد مطالعه مشاهده می‌شود. با توجه به این شکل مشخص می‌شود که اتصال آکاردئونی با جان کاهش یافته نیز همانند دو اتصال RBS متعارف و اتصال آکاردئونی تقاضای لنگر را در بر ستون کاهش می‌دهد و در عین حال این اتصال نسبت به سه اتصال دیگر دارای رفتار غیر خطی پایدارتری بوده و تا زاویه تغییر مکان نسبی طبقه ۹٪، افت قابل ملاحظه‌ای نداشته است.

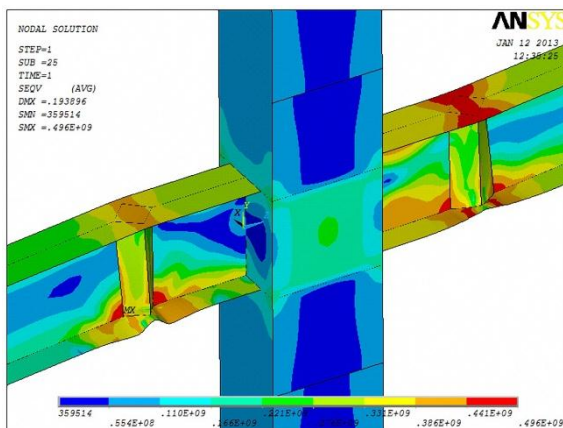
اتصال آکاردئونی همراه با جان کاهش یافته نسبت به اتصال آکاردئونی و اتصال RBS متعارف، تنش‌ها و کرنش‌های پلاستیک به صورت موثرتری در ناحیه تضعیف شده تیر متمرکز شده‌اند، این در حالی است که مقادیر تنش‌ها و کرنش‌های پلاستیک در اتصال RBS متعارف و اتصال آکاردئونی نسبت به اتصال آکاردئونی با جان کاهش یافته در طول بیشتری توزیع شده است. که بیانگر مزیت اتصال آکاردئونی با جان کاهش یافته نسبت به دو اتصال دیگر می‌باشد. در شکل (۶) نمودار برش



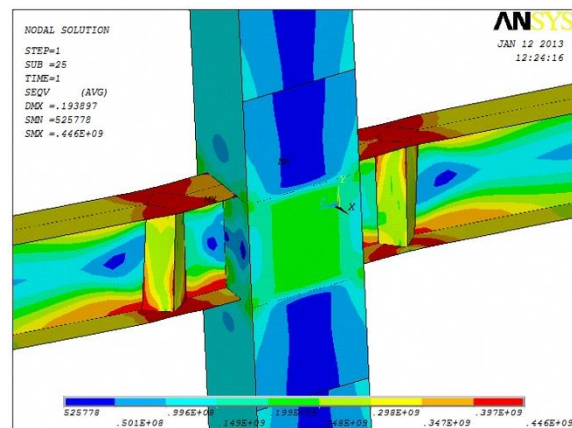
(ب) تیر با بال کاهش یافته



(الف) تیر کامل

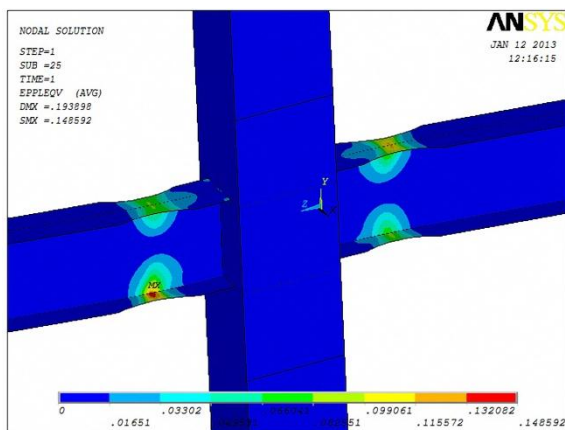


(د) تیر با جان کاهش یافته و ورق آکاردئونی

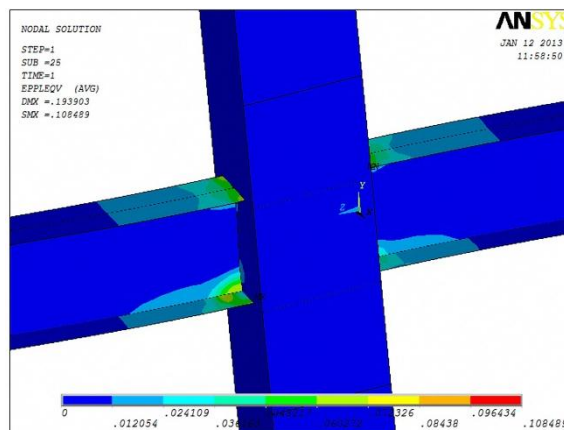


(ج) تیر با جان آکاردئونی

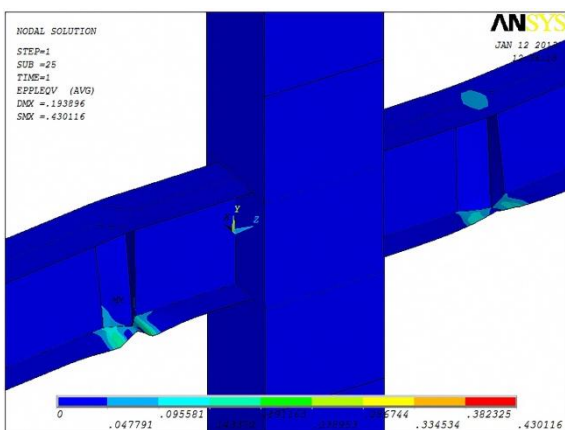
شکل ۴- توزیع تنش پلاستیک فون میسز در مدل اجزا محدود



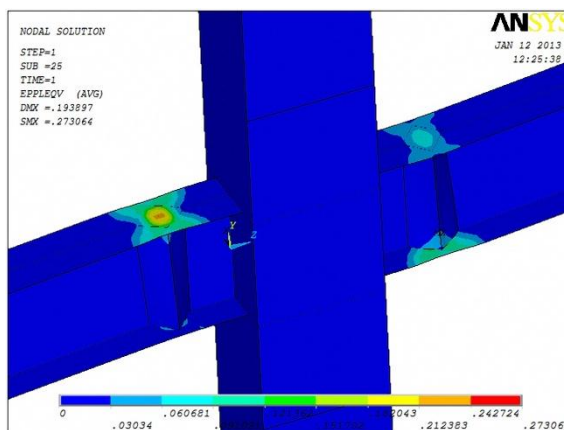
ب) تیر با بال کاهش یافته



الف) تیر کامل

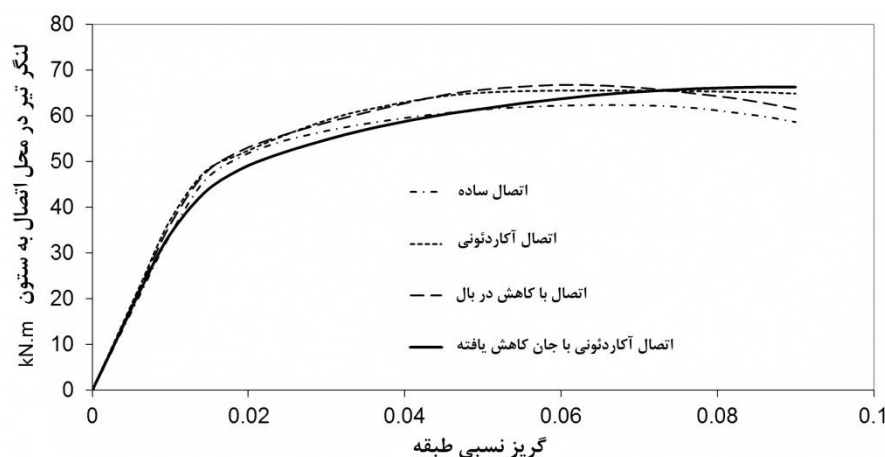


د) تیر با جان کاهش یافته و ورق آکاردثونی



ج) تیر با جان آکاردثونی

شکل ۵- توزیع کرنش در مدل اجزا محدود



شکل ۶- بار داخلی نسبت به تغییر مکان نسبی طبقه برای اتصالات مورد بررسی

۴- طراحی مدل‌های مورد استفاده در تحلیل غیرخطی

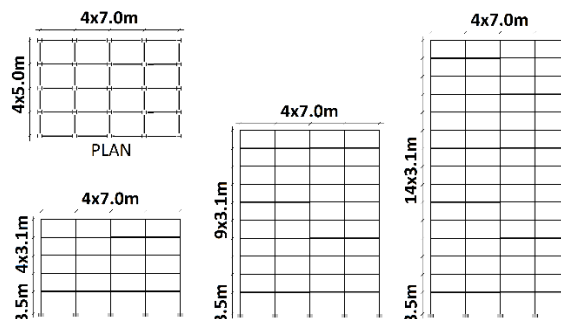
جهت به دست آوردن منحنی‌های پوش آور و تعیین ضریب رفتار اتصالات کاهش یافته از سه مدل ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه استفاده می‌کنیم که مشخصات و ابعاد آن‌ها در شکل (۷) مشخص

گردیده است. ساختمان مورد نظر دارای کاربری مسکونی است. سازه در محلی با خطر لرزه‌ای شدید قرار دارد و بر روی بستی از خاک نوع c احداث شده است. سیستم‌های باربر جانبی ساختمان فوق از یک طرف قاب خمشی و از سوی دیگر قاب

جدول ۲- مشخصات اعضای تیر و ستون

پنج طبقه			
طبقه	تیر	ستون	
		داخلی	خارجی
۱	W21X50	W14X159	W14X145
۲	W21X50	W14X159	W14X145
۳	W21X44	W14X145	W14X132
۴	W21X44	W14X145	W14X132
۵	W21X44	W14X132	W14X132
ده طبقه			
طبقه	تیر	ستون	
		داخلی	خارجی
۱	W24X84	W14X283	W14X159
۲	W24X84	W14X257	W14X159
۳	W24X76	W14X233	W14X145
۴	W24X76	W14X211	W14X145
۵	W24X62	W14X193	W14X132
۶	W24X62	W14X176	W14X132
۷	W21X50	W14X159	W14X82
۸	W21X50	W14X145	W14X82
۹	W21X44	W14X132	W14X68
۱۰	W21X44	W14X82	W14X68
پانزده طبقه			
طبقه	تیر	ستون	
		داخلی	خارجی
۱	W24X103	W14X342	W14X257
۲	W24X103	W14X342	W14X257
۳	W24X103	W14X311	W14X211
۴	W24X94	W14X311	W14X211
۵	W24X94	W14X283	W14X193
۶	W24X94	W14X283	W14X193
۷	W24X84	W14X257	W14X176
۸	W24X84	W14X257	W14X176
۹	W24X84	W14X233	W14X159
۱۰	W24X76	W14X233	W14X159
۱۱	W24X76	W14X211	W14X145
۱۲	W24X76	W14X211	W14X145
۱۳	W24X62	W14X193	W14X132
۱۴	W24X62	W14X193	W14X132
۱۵	W24X62	W14X159	W14X132

مهاربندی شده است. جهت تیرچه‌ریزی به گونه‌ای است که قاب‌های خمشی نصف بار تیرچه‌ها را می‌برند. بار مرده طبقات 4300 N/m^2 و بار زنده طبقات برابر 2000 N/m^2 در نظر گرفته می‌شود. تحلیل و طراحی سازه با نرم افزار Sap2000 صورت می‌گیرد. نوع سازه قاب خمشی ویژه انتخاب شد. می‌بایست اثر افزایش بارها به دلیل تغییر شکل‌های جانبی در تحلیل و طراحی سازه در نظر گرفته شود. نتایج طراحی و مقاطع اعضای قاب در جدول (۲) نشان داده شده است. بنابراین برای در نظر گرفتن تغییر شکل‌های جانبی سازه، روش تحلیل طول موثر با در نظر گرفتن اثرات مرتبه دوم در تحلیل سازه انتخاب شد و تحلیل سازه با در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ انجام شده است. برای لحاظ اثر قائم زلزله، مقدار S_{DS} در پیش فرض برنامه اصلاح شد. از آنجایی که بایستی اثر تغییر مکان‌های جانبی ناشی از اثر $P - \Delta$ در طراحی سازه لحاظ گردد به این منظور برای طراحی قاب خمشی، از دو قاب با اتصالات مفصلی در طرفین قاب خمشی استفاده می‌شود و وزن باقیمانده سازه را به صورت بارهای متمرکز به گره‌های دو قاب اعمال می‌کنیم. این دو قاب با وارد کردن نیروی محوری از طریق تیرهای خود به طبقات سازه، اثر $P - \Delta$ قاب‌های وزنی را مدل می‌کنند و در نهایت تحلیل سازه با در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ انجام می‌شود.



شکل ۷- پلان و نمای قاب خمشی ساختمان ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

۵- روابط مدل‌سازی

در این تحقیق اعضای قاب خمشی فولادی به سه دسته تقسیم‌بندی می‌گردند. تیرها: اعضای هستند که بار را از تیرچه‌ها و سقف می‌گیرند و به ستون‌ها منتقل می‌کنند. این اعضا به طور کلی تحت نیروهای برشی و خمشی هستند و به دلیل فرض صلبیت سقف از اثر نیروهای محوری در آنها صرف‌نظر می‌گردد. در طراحی و مدل‌سازی تیرهای قاب خمشی معمولاً از اثر برش صرف‌نظر می‌گردد و اثر خمشی عامل تعیین کننده‌ای



در مدل‌سازی آنها به شمار می‌رود. ستون‌ها: اعضای هستند که بار را از تیرها می‌گیرند و در نهایت به پی منقل می‌کنند. این اعضا می‌توانند تحت اثر تمام نیروهای موجود، که یک عضو می‌تواند تحمل کند، قرار گیرند. ولی از میان آنها تنها نیروهای محوری و خمشی عامل اصلی در مدل‌سازی اعضا هستند. چشمه اتصال: ناحیه پانلی برخورد تیر به ستون را چشمه اتصال می‌گویند. این عضو لنگر خمشی را از تیر در بر ستون می‌گیرد و به صورت زوج نیروهای برشی به ستون منتقل می‌کند. در طراحی و مدل‌سازی این عضو، نیروهای برشی تاثیر اصلی را دارند و در حالت وجود نیروهای محوری بزرگ در ستون، اثر مشترک نیروی محوری و برشی در نظر گرفته می‌شود. تیرها معمولاً تحت نیروهای برشی و خمشی هستند. در این تحقیق اثر خمش در مدل‌سازی تعیین کننده است و از اندرکنش برش و خمش صرف‌نظر می‌شود. در ابتدا روابط مربوط به تیر با مقطع کامل بررسی شده و سپس به روابط مدل‌سازی تیر با مقطع کاهش یافته می‌پردازیم. رفتار تیر به دو ناحیه ارتجاعی و غیر ارتجاعی تقسیم می‌شود و هر قسمت جداگانه بررسی می‌شود. مدل‌سازی تیر در ناحیه ارتجاعی، با فرضیات موجود در تحلیل سازه‌ها انجام می‌شود. روابط مدل‌سازی تیر در محدوده ارتجاعی به صورت روابط (۱۲) و (۱۳) است. در این روابط K_e سختی قسمت ارتجاعی، L_e طولی از تیر بین ستون‌ها، A_v مساحت جان تیر، α ضریب تاثیر برش می‌باشند.

$$K_e = \frac{M}{\theta} = \frac{6EI}{L_e} \cdot \frac{1}{\alpha} \quad (12)$$

$$\alpha = \left(1 + 24(1 + \nu) \frac{I}{A_v L^2}\right) \quad (13)$$

رفتار تیر در ناحیه غیر ارتجاعی ناشی از اثرات سخت شدگی کرنش است. برای تاثیر اثرات پلاستیسیته در محاسبات از مفصل پلاستیک در دو انتهای ستون استفاده می‌شود. فرض می‌شود مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر و در بر ستون قرار گیرند. معمولاً سختی تیر در ناحیه غیر ارتجاعی به صورت ضریبی از سختی ارتجاعی بیان می‌شود. در نشریات موجود در مدل‌سازی‌های غیر خطی، سختی ناحیه غیر ارتجاعی ۳ تا ۵ درصد سختی قسمت ارتجاعی گذارش شده است. در این تحقیق برای دقت بیشتر در مقایسه بین تیر کاهش یافته و تیر بدون کاهش، از نرم افزار اجزا محدود انسیس استفاده می‌گردد و سختی تیر در این ناحیه معلوم می‌گردد. به منظور مدل‌سازی تیر RBS فرض می‌کنیم تیر از دو قسمت تیر با مقطع کامل و تیر با مقطع کاهش یافته تشکیل شده‌است. از آنجایی که قسمت کاهش یافته دارای ظرفیت کمتری نسبت به قسمت مقطع کامل

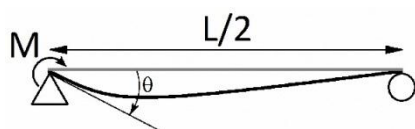
است و همچنین قسمت کاهش یافته در نزدیک ناحیه‌ای با تقاضای حداکثری نیرو (دو انتهای تیر) قرار دارد. بنابراین می‌توان گفت که قسمت کاهش یافته دارای اثر اصلی در تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی است. بنابراین در این تحقیق فرض می‌گردد که تغییر شکل‌های غیرارتجاعی، تنها در ناحیه کاهش یافته صورت می‌گیرد. در این تحقیق به منظور مدل کردن قسمت کاهشی موجود در تیر با مقطع کاهش یافته یک فنر در مرکز ناحیه کاهش یافته قرار می‌گیرد و سایر قسمت‌ها به صورت عضو با مقطع کامل مدل می‌شود. تیر کاملاً خصوصیات ارتجاعی دارد و فنر علاوه بر خاصیت ارتجاعی که باید رفتار تیر RBS را در ناحیه ارتجاعی مدل کند، دارای ناحیه غیر ارتجاعی نیز می‌باشد. رفتار تیر RBS در محدوده غیر ارتجاعی نیز با فنر موجود در مرکز قسمت کاهش یافته مدل گردد. در شکل (۸) نحوه معادل‌سازی تیر RBS با تیر مقطع کامل و فنر نشان داده شده است. در این تحقیق برای یافتن رفتار مفصل RBS، ابتدا تیر RBS و تیر با مفصل RBS را تحت بارگذاری شکل (۹)، قرار می‌گیرد. و سپس فرض می‌گردد که بتوان رفتار هر عضو را مطابق شکل (۱۰) مدل کرد. در شکل (۱۰) مشاهده می‌گردد که رفتار تیر RBS با نمودار دو خطی تقریب زده شد و همچنین رفتار تیر با مقطع کامل ارتجاعی فرض گردید و اثرات حاصل از کاهش مقطع عضو و همچنین رفتار غیر ارتجاعی عضو در مفصل RBS لحاظ شده است. مطابق شکل (۱۰) پنج پارامتر در مدل‌سازی استفاده می‌گردد. K_{RBS} معادل سختی تیر RBS در ناحیه ارتجاعی تحت بارگذاری نشان داده شده در شکل (۹) و K_{RBS}^p معادل سختی تیر RBS در ناحیه غیرارتجاعی تحت آن بارگذاری، K_{FULL} مبین سختی تیر با مقطع کامل تحت بارگذاری مذکور، $K_{RBShinge}$ معرف سختی مفصل فرضی RBS در ناحیه ارتجاعی، $K_{RBShinge}^p$ نشان دهنده سختی مفصل فرضی RBS در ناحیه غیرارتجاعی می‌باشند. در این تحقیق برای یافتن اثر RBS در رفتار الاستیک تیر از تحقیقی که Kassegne انجام داده است [۹]، استفاده می‌شود. وی در سال ۲۰۰۶ تحقیقی در مورد رفتار سه بعدی تیر با RBS انجام داد. برای یافتن سختی تیر RBS در ناحیه غیر ارتجاعی به دلیل عدم وجود رابطه‌ای دقیق در حالت غیر ارتجاعی از تحلیل به کمک نرم افزار اجزاء محدود ANSYS استفاده گردید. برای یافتن سختی تیر RBS در ناحیه غیر ارتجاعی رفتار تیر با RBS مورد تحلیل اجزاء محدود قرار می‌گیرد. برای تحلیل از بارگذاری شکل (۹) استفاده می‌شود سپس نتایج بدست آمده به صورت نمودار $M - \theta$ رسم می‌گردد و نمودار فوق به صورت دو خطی تقریب زده می‌شود. سپس با



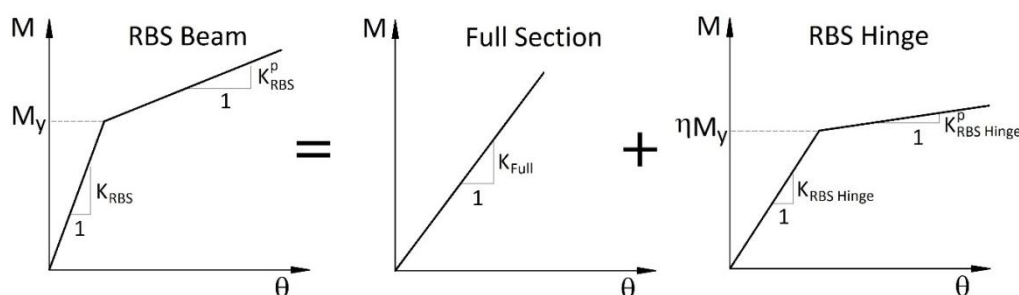
المان‌های FEMA و EndZone استفاده شده است. پرفرم برای مدل‌سازی چشمه اتصال از روابط پیشنهادی Krawinkler استفاده می‌کند [۱۵]. نحوه مدل‌سازی چشمه اتصال در نرم افزار به صورت شکل (۱۴) است. مطابق شکل نرم افزار به جای استفاده از فنر برشی از فنر پیچشی استفاده می‌کند [۱۶]. بنابراین مقادیر ظرفیت برشی در مدل Krawinkler را در عمق تیر ضرب می‌کند و رفتار فنر پیچشی را طبق آن محاسبه می‌کند. استفاده از روابط Krawinkler برای این منظور توسط Jin و El-Tawil مورد بررسی قرار گرفته است [۱۷]. ضخامت ورق استفاده شده در چشمه اتصال برابر مجموع ضخامت جان ستون طبقه پایین و ضخامت ورق مضاعف می‌باشد. برای اختصاص ضخامت ورق مضاعف از نتایج تحلیل لرزه‌ای استفاده شده است. سختی نهایی چشمه اتصال نیز برابر ۰/۲ سختی اولیه آن لحاظ شده است.



شکل ۸- مدل سازی تیر RBS با تیر مقطع کامل و فنر



شکل ۹- نحوه بارگذاری مدل



شکل ۱۰- رفتار هر عضو در مدل‌سازی

استفاده از قضیه کار مجازی سختی مفصل فرضی RBS به صورت زیر نتیجه می‌شوند.

$$K_{RBSHinge} = \left(\frac{\eta^2}{1-\xi} \right) K_{RBS}; \quad \eta = \frac{L-2S_h}{L}, \quad \xi = \frac{K_{RBS}}{K_{FULL}} \quad (14)$$

$$K_{RBSHinge}^P = \left(\frac{\eta^2}{1-\xi^P} \right) K_{RBS}^P; \quad \xi^P = \frac{K_{RBS}^P}{K_{FULL}^P} \quad (15)$$

در نرم افزار تحلیل غیر خطی Perform 3D بین هر دو گره بایستی یک جزء تعریف کرد. در این نرم افزار ساختن المان‌ها جداگانه صورت می‌گیرد و در نهایت در قسمت ساخت اجزاء آن‌ها با یکدیگر ترکیب می‌شوند. برای در نظر گرفتن اثر سختی عضو در ناحیه چشمه اتصال، این نرم افزار المانی به نام EndZone را معرفی می‌کند طول این المان به صورت پیش فرض برابر نصف عمق تیر یا ستون است و سختی آن ۱۰ برابر سختی عضو است. در این تحقیق نیز از این المان در ابتدا و انتهای اجزاء استفاده می‌شود. در شکل (۱۱) جزء تیر کاهش یافته نشان داده شده است. برای مدل‌سازی ستون‌ها از المان FEMA Column استفاده می‌شود. المان‌های FEMA دارای مطابقت با رفتار اعضای معرفی شده در نشریه FEMA هستند. این المان‌ها دارای یک قسمت ارتجاعی به همراه یک مفصل صلب پلاستیک در انتهای آن است شکل (۱۲). طول این المان بایستی نصف طول تیر در نظر گرفته شود. نرم افزار رفتار ترکیبی مفصل و قسمت ارتجاعی را در نظر می‌گیرد و رفتار نهایی المان را مدل می‌کند. در شکل (۱۲) این المان نشان داده شده است. برای ستون‌ها از مفصل P-M-M با $\gamma = 1/4$, $\alpha = 2$ و $\beta = 1/1$ استفاده می‌شود. در شکل (۱۳) نیز یک قاب یک طبقه به همراه المان‌های آن نشان داده شده است در این قاب از

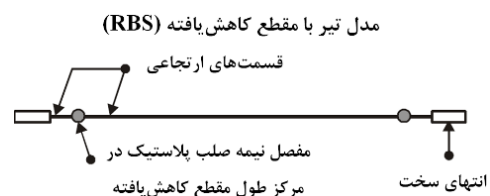
پاسخ شتاب مشابه طیف ASCE-7 در میرایی ۵٪ انتخاب شد. تاثیر $\Delta - P$ برای تحلیل لحاظ شده است و در نهایت ضرایب شکل بارگذاری جانبی متناسب با توزیع برش در طبقات به دست آمد. در شکل‌های (۱۵)، (۱۶) و (۱۷) منحنی‌های پوش اور به ترتیب برای قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود RBS تاثیر کمی در قسمت خطی نمودارها دارد ولی در دررفت‌های بزرگ اضافه مقاومت سازه را کاهش می‌دهد. جدول (۳) به ترتیب محاسبه تغییر مکان‌های هدف را برای قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه را نشان می‌دهد.

شایان ذکر است که اثرات افت سختی و مقاومت و همچنین کمائنش اعضا که در بارگذاری چرخه‌ای اتفاق می‌افتد در این تحلیل قابل ملاحظه نیست.

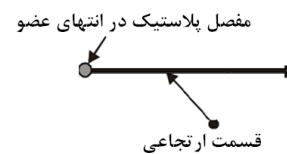
همانطور که مشاهده می‌گردد با افزایش طبقات و همچنین حضور اتصال RBS و آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته، پریود موثر افزایش یافته و متناسب با آن شتاب طیفی کاهش می‌یابد. مقدار تغییر مکان هدف در حضور اتصال RBS اندکی افزایش می‌یابد که میزان این افزایش در حضور اتصال آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته به ترتیب بیشتر است. در ضمن تغییر مکان‌های هدف برای بارگذاری جانبی مطابق با آیین نامه یا تحلیل طیفی مقدار بیشتری نسبت به بارگذاری یکنواخت دارد.

۷- ضریب رفتار

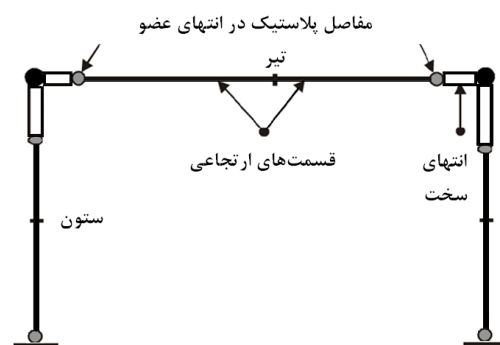
آیین نامه‌های طراحی نیروهای لرزه‌ای برای طراحی خطی ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به پریود طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است به دست می‌آورند و برای لحاظ کردن اثر رفتار غیر خطی و اتلاف انرژی در اثر رفتار هیستریزیس، میرایی و اثر اضافه مقاومت سازه، نیروی مذکور را به وسیله ضریب رفتار به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند. اساس تمام روش‌های محاسبه ضریب رفتار یکسان است و آن عبارت است از محاسبه میزان نیرو یا انرژی است که یک قاب از زمانی که اولین مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود تا زمانی که به مکانیزم خرابی کامل می‌رسد، تحمل یا جذب می‌کند. از میان روش‌های مختلفی که برای محاسبه ضریب رفتار ذکر شده است، روش Uang [۱۸] دارای مبنای ساده‌تر و سهولت بیشتری است که در این تحقیق نیز از این روش استفاده شده است. به این ترتیب که با معادل کردن



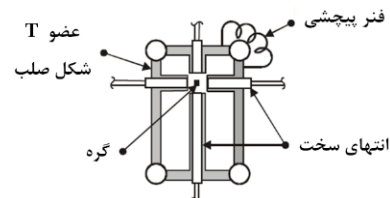
شکل ۱۱- جزء تیر با مقطع کاهش یافته



شکل ۱۲- المان FEMA



شکل ۱۳- قاب یک طبقه به همراه المان‌ها



شکل ۱۴- مدل چشمه اتصال در نرم افزار

۶- تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی بار جانبی فزاینده

به منظور دریافت پاسخ سازه در یک زلزله احتمالی، علاوه بر مدل‌سازی دقیق اعضای سازه، می‌بایست بارگذاری سازه نیز تا حد بالایی مشابه با خصوصیات زلزله محتمل باشد. در این تحقیق به منظور بررسی پاسخ سازه به زلزله، از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده می‌شود. برای قاب ۵ طبقه، الگوی بارگذاری آیین‌نامه از گروه اول انتخاب می‌شود و برای قاب ۱۰ و ۱۵ طبقه، الگوی بارگذاری به دست آمده از تحلیل طیفی از گروه اول انتخاب می‌شود. برای تحلیل طیفی قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب ۷ و ۱۰ مد در تحلیل طیفی استفاده شد. طیف

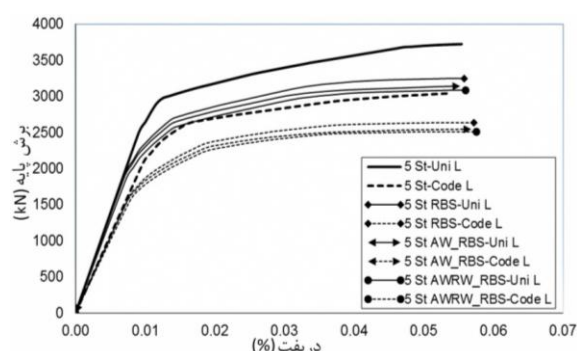
جدول ۳- تغییر مکان هدف قاب

نوع بارگذاری جانبی	نوع سازه	جابجایی نسبی هدف (%)		
		قاب ۵ طبقه	قاب ۱۰ طبقه	قاب ۱۵ طبقه
بارگذاری یکنواخت	بدون RBS	۱/۹۵۰	۱/۵۱۶	۱/۲۰۳
	با RBS	۲/۰۴۸	۱/۵۶۹	۱/۲۲۶
	آکاردئونی	۲/۰۵۷	۱/۵۸۱	۱/۲۲۹
	آکاردئونی با جان کاهش یافته	۲/۰۷۲	۱/۵۹۲	۱/۲۴۰
بارگذاری آئین‌نامه	بدون RBS	۲/۰۴۶	۱/۷۰۹	۱/۲۷۱
	با RBS	۲/۱۵۴	۱/۷۶۵	۱/۲۹۲
	آکاردئونی	۲/۱۵۷	۱/۷۷۱	۱/۳۰۴
	آکاردئونی با جان کاهش یافته	۲/۱۷۰	۱/۷۹۷	۱/۳۲۰

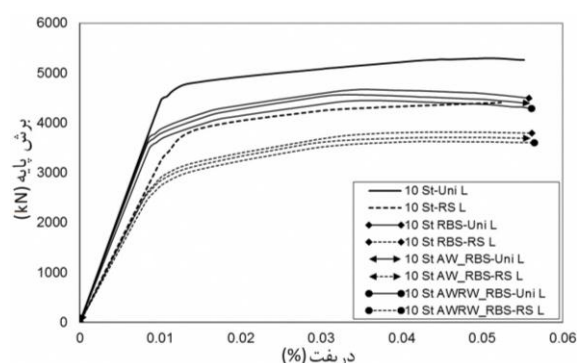
منحنی ظرفیت به صورت یک نمودار دوطبقی کلیه مشخصات مربوط به رفتار سازه از آن استخراج می‌گردد. ضریب رفتار سازه ضریبی است که عملکرد غیر ارتجاعی سازه را در بر دارد و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیر ارتجاعی است. به همین دلیل مقاومت مورد نیاز سازه از تقسیم مقاومت مورد نیاز در حالت کاملاً ارتجاعی برضریب فوق محاسبه می‌گردد. ضریب رفتار یا ضریب کاهش نیرو به عنوان ضریبی که در برگیرنده عملکرد غیر ارتجاعی سازه‌ها در برابر زلزله‌های شدید می‌باشد، به پارامترهایی نظیر ضریب شکل پذیری، زمان تناوب اصلی سازه، ضریب میرایی سازه، مشخصات خاک، مشخصات زلزله، رفتار بار-تغییرشکل، ضریب مقاومت افزون، مشارکت مودهای بالا و ضریب اطمینان طراحی بستگی دارد. در شکل (۱۸) رفتار کلی سازه نشان داده شده است. با توجه به شکل (۱۸) مقدار مقاومت الاستیک مورد نیاز که بر حسب ضریب برش پایه C_{eu} تعریف شده است، به شرح زیر بیان می‌شود:

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (۱۶)$$

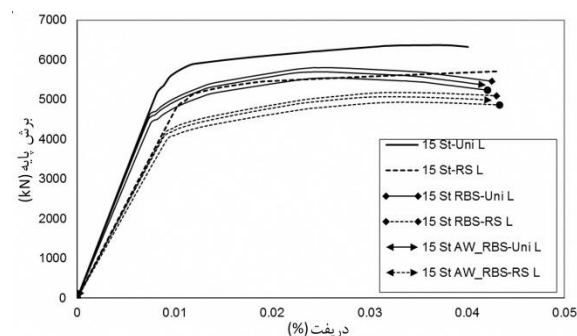
V_e حداکثر برش پایه در صورتی است که سازه کاملاً در محدوده الاستیک باقی بماند. که در این رابطه WC_y وزن موثر و به دلیل وجود شکل پذیری سازه‌ها، یک سازه اقتصادی می‌تواند به صورتی طراحی گردد که مقدار حداکثر مقاومت واقعی WC_y را داشته باشد و در این حالت تغییر مکان حداکثر قاب با Δ_{max} بیان می‌گردد. آیین‌نامه‌ها بر اساس فلسفه طراحی ذکر شده به طراح اجازه می‌دهند که برای مقاصد طراحی نیروی حد C_y را به مقدار C_s که بیان‌کننده مقاومت سازه در موقع تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه است کاهش دهند. این حد شامل نیرویی می‌شود که در آیین‌نامه‌های طراحی مانند ACI، استفاده



شکل ۱۵- منحنی پوش اور برای قاب ۵ طبقه



شکل ۱۶- منحنی پوش اور برای قاب ۱۰ طبقه



شکل ۱۷- منحنی پوش اور برای قاب ۱۵ طبقه



می‌شود. در آیین نامه‌هایی که روش طراحی بر اساس تنش مجاز است مثل ASD-AISC و آیین نامه UBC مقدار مجددا کاهش داده می‌شود تا به حد بارهای سرویس برسد. ضریب شکل پذیری در سازه به صورت زیر تعریف می‌گردد.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (17)$$

به دلیل وجود شکل پذیری، سازه قابلیت اتلاف انرژی هیستریزیس را دارا می‌باشد. بنابراین نیروی الاستیک سازه می‌تواند به وسیله ضریبی به نام ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری و یا ضریب شکل پذیری R_μ تا حد مقاومت جاری شدن C_y کاهش داده شود.

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (18)$$

بین نیروی آیین نامه‌ای طراحی برای حالت تنش مجاز و طراحی در حد نهایی اختلاف وجود دارد که با ضریب تنش مجاز Y بیان می‌شود. در واقع با اعمال این ضریب، نیروی طراحی مجاز C_W از نیروی حد اولین جاری شدن C_S به دست می‌آید. که در آن Y بین $1/4$ تا $1/5$ می‌باشد.

$$C_W = \frac{C_S}{Y} \quad (19)$$

با توجه به منحنی رفتار کلی سازه مقدار کلی ضریب رفتار طراحی در روش حالات حدی و روش طراحی تنش مجاز

به صورت زیر به دست می‌آید.

$$R = \frac{C_{eu}}{C_S} = \frac{C_{eu}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_S} = R_\mu \times R_S \quad (20)$$

$$R = \frac{C_{eu}}{C_W} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_S} \cdot \frac{C_S}{C_W} = R_\mu \cdot R_S Y \quad (21)$$

یافتن رابطه‌ای بین $R - \mu$ و $S - \mu$ برای سیستم‌های یک درجه آزادی در سال‌های اخیر بسیار مورد توجه و بررسی قرار گرفته است. از جمله این روابط می‌توان به روابط Newmark و Hall [19]، Krawinkler و Nassar [20] و رابطه Miranda و Bertero [21] اشاره کرد. در جدول (4) مقادیر ضریب رفتار برای دو حالت بارگذاری یکنواخت و آیین نامه نشان داده شده است. برای اتصال RBS متعارف و آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته متوسط مقادیر ضریب رفتار به ترتیب برابر است با $11/38$ و $11/88$ و $11/73$. با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان گفت که میانگین ضریب رفتار به دست آمده برای قاب‌هایی که المان RBS آن‌ها بر اساس برش طبقات ناشی از ضریب رفتار 8 طراحی شده اند، در حد قابل قبولی افزایش یافته است که این افزایش در اتصال آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته نسبت به اتصال RBS متعارف بیشتر است. در ضمن متوسط مقادیر یاد شده مربوط به مدل‌های یاد شده می‌باشد و متوسط گیری کلی نیاز به افزایش تعداد مدل‌ها دارد.

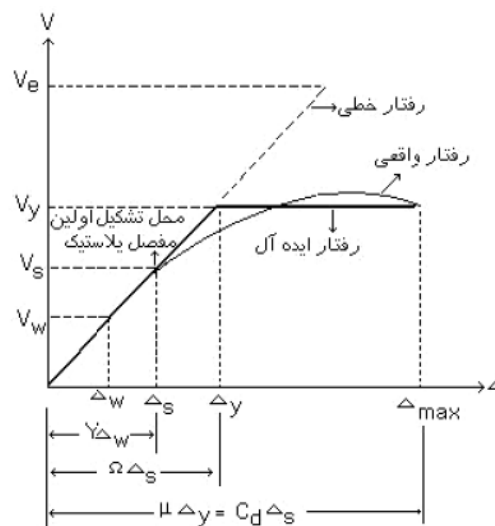
جدول 4- مقادیر ضریب رفتار به دست آمده

تعداد طبقات قاب	نوع کاهش مقطع	مقدار ضریب رفتار با بارگذاری یکنواخت			مقدار ضریب رفتار با بارگذاری طیفی آیین نامه		
		نیومارک	کراوینکلر	میراندا	نیومارک	کراوینکلر	میراندا
5	بال کاهش یافته	11/0	12/8	13/3	11/4	13/1	13/8
	آکاردئونی	11/7	13/6	14/3	12/3	14/2	14/8
	آکاردئونی با جان کاهش یافته	13/1	15/3	15/7	13/3	15/6	16/0
1	بال کاهش یافته	10/3	12/1	11/1	10/4	12/0	11/2
	آکاردئونی	11/3	13/5	12/1	10/8	12/5	11/6
	آکاردئونی با جان کاهش یافته	10/8	12/7	12/9	10/1	11/6	10/8
15	بال کاهش یافته	8/2	9/3	8/4	8/9	10/1	9/0
	آکاردئونی	8/5	9/6	8/7	8/9	10/1	9/0
	آکاردئونی با جان کاهش یافته	8/0	9/0	8/1	8/1	9/2	8/3

این افزایش در حضور اتصال آکاردیونی و آکاردونی با جان کاهش یافته به ترتیب بیشتر است. در ضمن تغییر مکان های هدف برای بارگذاری جانبی مطابق با آیین نامه یا تحلیل طیفی مقدار بیشتری نسبت به بارگذاری یکنواخت دارد.

۹- مراجع

- [1] El-Tawil, S.H. and Jina, J. (2005), "Seismic Performance of Steel Frames with Reduced Beam Section Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, No. 4, pp. 453-471.
- [2] Chen, S.J., Yeh, C.H. and Chu, J.M. (1996), "Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 122, No. 11, pp. 1292-1299.
- [3] Zekioglu, A., Mozaffarian, H. and Uang C.M. (1997), "Moment Frame Connection Development and Testing for the City of Hope National Medical Center", Building to Last- Proceedings of Structures Congress XV, ASCE, Portland.
- [4] Engelhardt, M.D. and Sabol, T.A. (1997), "Seismic-Resistant Steel Moment Connections: Developments since the 1994 Northridge Earthquake", Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 1, No. 1, pp. 68-77.
- [5] Shen, J., Kitjasetanaphun, T. and Srivanich, W. (2000), "Seismic Performance of Steel Moment Frames with Reduced Beam Sections", Engineering Structures, Vol. 22, No. 8, pp. 968-983.
- [6] Aschheim, M.A. (2000), "Moment-Resistant Structures, Sustainers and Method of Resisting Episodic Loads", United States Patent, No. 6, 012, 256; Urbana: Illinois.
- [7] Wilkinson, S., Hurdman, G. and Crowther, A. (2005), "A Moment Resisting Connection for Earthquake Resistant Structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, No. 3, pp. 295-302.
- [8] Lee, C.H. and Kim, J.H. (2007), "A Simplified Analytical Story Drift Evaluation of Steel Moment Frames with Radius-Cut Reduced Beam Section", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, No. 4, pp. 564-570.
- [9] Kassegne, S.K. (2007), "Development of a Closed-Form 3-D RBS Beam Finite Element and Associated Case Studies", Engineering Structures, Vol. 29, No. 7, pp. 1580-1595.
- [10] Yang, Q., Li, B. and Yang, N. (2009), "Aseismic Behaviors of Steel Moment Resisting Frames with Opening in Beam Web", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 6, pp. 1323-1336.
- [11] Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. (2010), "Seismic Performance of the Accordion-Web RBS Connection", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, No. 2, pp. 277-288.
- [12] Rahnnavard, R., Hassanipour, A. and Siahpolo, N. (2015), "Analytical Study on New Types of Reduced Beam Section Moment Connections Affecting Cyclic Behavior", Case Studies in Structural Engineering, Vol. 3, pp. 33-51.
- [13] AISC 358-10, (2010), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI.
- [14] Imanpour, A., Mirghaderi, S.R., Keshavarzi, F. and Khafaf, B. (2007), "Seismic Design Procedure and Detailing of New Reduced Beam Section Moment Connection With Corrugated Web in Beam Plastic Hinge Zone", International Earthquake Symposium.
- [15] Krawinkler, H. and Mohasseb, S. (1987), "Effects on Panel Zone Deformations on Seismic Response", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, pp. 233-250.



شکل ۱۸- شماتیک کلی رفتار سازه

۸- نتیجه گیری

در اتصال آکاردیونی همراه با جان کاهش یافته نسبت به اتصال آکاردیونی و اتصال RBS متعارف، تنش ها و کرنش های پلاستیک به صورت موثرتری در ناحیه تضعیف شده تیر متمرکز شده اند، این در حالی است که مقادیر تنش ها و کرنش های پلاستیک در اتصال RBS متعارف و اتصال آکاردیونی نسبت به اتصال آکاردیونی با جان کاهش یافته در طول بیشتری توزیع شده است که بیانگر مزیت اتصال آکاردیونی با جان کاهش یافته نسبت به دو اتصال دیگر می باشد. با بررسی نمودار برش پایه نرمال شده به تغییر مکان نسبی طبقه مشخص می شود که اتصال آکاردیونی با جان کاهش یافته نیز همانند دو اتصال RBS متعارف و اتصال آکاردیونی تقاضای لنگر را در محل اتصال به ستون کاهش می دهد و در عین حال این اتصال نسبت به سه اتصال دیگر دارای رفتار غیر خطی پایداری بوده و تا زاویه تغییر مکان نسبی طبقه ۹/۰٪ افت قابل ملاحظه ای نداشته است. منحنی های پوش اور نشان می دهد که RBS تاثیر کمی در قسمت خطی منحنی ها دارد ولی با افزایش دررفت ها، کاهش اضافه مقاومت سازه قابل توجه است. اتصال RBS باعث افزایش تقاضای تغییرشکلی در مفاصل تیرها می گردد. نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی نشان می دهد افزایش ضریب رفتار در اتصال آکاردیونی و آکاردیونی با جان کاهش یافته نسبت به اتصال RBS متعارف بیشتر است. با حضور اتصال RBS و آکاردیونی و آکاردیونی با جان کاهش یافته، پربود موثر افزایش یافته و متناسب با آن شتاب طیفی کاهش می یابد. مقدار تغییر مکان هدف در حضور اتصال RBS اندکی افزایش می یابد که میزان



- [19] Newmark, N. M., Hall, W. J., (1982), "Earthquake Spectra and Design Monograph", Earthquake Engineering Research Institute Berkeley, California
- [20] Krawinkler, H. and Nassar, A.A. (1992), "Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities", Journal of Engineering Structures, Elsevier Applied Science, New York.
- [21] Miranda, E. and Bertero, V.V. (1994), "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistance Design", Journal of Engineering Structures, Elsevier Applied Science, New York, Vol. 2, No. 10, pp. 357-379.

- [16] Downs, W.M. (2002), "Modeling and Behavior of the Beam/Column Joint Region of Steel Moment Resisting Frames", M.Sc. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- [17] Jin, J. and El-Tawil, S. (2005), "Seismic Performance of Steel Frames with Reduced Beam Section Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, No. 4, pp. 453-471.
- [18] Uang, C.M. (1991), "Establishing R (or R_w) (and C_d) Factors for Building Seismic Provisions." Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.117, No 10, P.19-28.

پی نوشت

¹ Northridge 1994 Earthquake

² Reduced Beam Section (RBS)