

بررسی اتصالات استخوانی و تاثیر آن بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه

محمدرضا فرج پور*

دانشجوی دکتری سازه، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، تبریز

* تبریز، صندوق پستی ۵۱۵۸۳۳۹۱۴، stu.farajpour@iaut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۵/۰۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۴/۲۵)

چکیده

یکی از روش‌های بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی و ممانعت از ترد شکنی اتصالات آنها، استفاده از اتصالات استخوانی می‌باشد. در این مقاله با ایجاد مدل‌های المان محدود اتصالات استخوانی و ارزیابی دقت آنها با نتایج آزمایشگاهی موجود، توزیع تنش و مکانیزم‌های شکست این اتصالات بحث شده است. همچنین توصیه آیین نامه Fema در هندسه اتصالات استخوانی مد نظر قرار گرفته است. در ادامه تحقیق رفتار لرزه‌ای سیستم قاب‌های خمشی با اتصالات استخوانی، از طریق محاسبه و آنالیز عددی چندین نمونه بررسی و برای بیان برتری این سیستم، پارامترهای لرزه‌ای آن محاسبه و با پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب خمشی ویژه با اتصالات متعارف استفاده شده در چند سازه متعارف مقایسه شده است. بر اساس نتایج حاصله، ضریب رفتار سازه تابع زمان تناوب اصلی سازه بوده و با افزایش آن افزوده می‌شود. افزایش نرخ ضریب رفتار سیستم با مقاطع کاهش یافته بر مبنای زمان تناوب، بیشتر از قاب خمشی ویژه است. ضریب رفتار سازه شکل پذیر با اتصالات کاهش یافته تقریباً ۲۰ درصد بیشتر از سازه‌های مشابه با اتصالات متعارف است. بررسی اتصالات متعارف تیر به ستون در سازه‌های فولادی نشان دهنده عدم توزیع تنش یکنواخت تنش و تمرکز شدید آن در محل جوش می‌باشد که منجر به تسلیم اتصال در بارگذاری‌های شدید لرزه‌ای می‌شود. در اتصالات با مقطع کاهش یافته نسبت ماکزیمم تنش بال تیر به تنش تسلیم در حدود ۸۰ درصد می‌باشد. استفاده از این اتصالات باعث بازپخش تنش در بال تیر و افزایش ضخامت موثر تیر و افزایش شکل پذیری اتصال می‌گردد. مقایسه دو سیستم نشان دهنده افزایش زمان تناوب ۳ درصدی در استفاده از مقاطع کاهش یافته می‌باشد. در مرحله الاستیک رفتار دو سیستم تقریباً یکسان بوده ولی در مرحله پلاستیک ضریب کاهش مقاومت سیستم با مقاطع کاهش یافته ۲۳ درصد بیشتر از سیستم‌های متعارف است. نتایج حاصله نشان داده است که استهلاک انرژی در سازه‌های ساخته شده با اتصالات کاهش یافته بیشتر است.

واژگان کلیدی

اتصالات استخوانی، قاب خمشی ویژه، مدل المان محدود، ضریب رفتار، مکانیزم خرابی

Review RBS Dog-Bone Connections and Its Effect on Seismic Behavior of Special Moment Resisting Frames

M. Farajpour

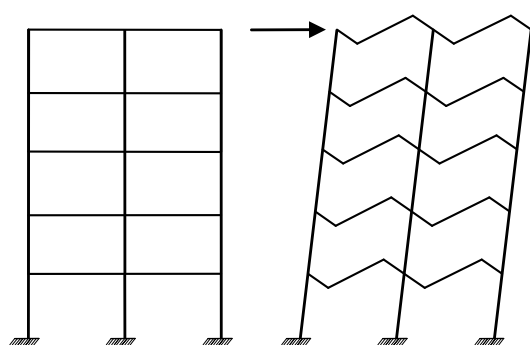
Abstract

One of the methods for improving the seismic behavior of the moment resisting frames is the using of reduced beam section (RBS) dog-bone connections. In this paper the finite element models of RBS dog-bone connections is made and calibrated to experimental results, the collapse mechanism and stress distribution of these connections is discussed. Moreover, Fema recommendation is considered. This study has been done through the detailed numerical analyses of several samples of these systems. For expressing the advantages of this system, the seismic parameters of RBS dog-bone frames have been compared with those of special moment resisting frames, which are obtained based on several analyses for some common buildings with both connections. Based on the obtained results, the behavior factor of structure is a function of its first fundamental period and increases with period. The increasing rate of the behavior factor of the dog-bone connection system in terms of period is more than that of the special moment resisting frames. The behavior factor of the flexible structures with dog-bone connections is about 20% larger than that of these structures without dog-bone connections. The investigation of ordinary beam to column connections in steel structures shows that non steady stress distribution and stress centralization in welded zone causes the connection fail in strange earthquakes. In RBS dog bone connections the proportion of maximum stress in beam flange to yield stress is about 0.8. The usage of RBS system occasions stress redistribution in beam flange, increasing the effect beam flange width and increasing the connection ductility. In corporation between ordinary and RBS dog bone connections shows the increasing the period of structure about 3 percent. In elastic step, tendency of RBS and ordinary connection system is same but in plastic step the resistance reduction coefficient of RBS system is more about 23 percent than ordinary connection system. This shows the structures that made by RBS systems, have more energy attraction capacity.

Keywords

Dog-bone connection, Special moment resisting frame, Finite element model, Behavior factor, Collapse mechanism

عمق تیر را در ظرفیت دورانی اتصال گیردار تعیین نموده است [۸]. شکست مدل‌های آزمایشگاهی ساخته شده توسط El-Ghazaly از محل جوش بال کششی تیر به ستون، نشان دهنده تمرکز شدید تنش در این محل و تایید نتایج حاصل از تحقیقات Krishnamurthy می‌باشد. همچنین در صورتی که جهت انتقال مفصل پلاستیک به روی تیر از اتصال تقویت شده استفاده شود، ستون نیز در محل اتصال باید تقویت و ظرفیت خمشی موضعی آن افزایش یابد تا از بروز شرایط ستون ضعیف جلوگیری به عمل آید. استفاده از این نوع اتصالات تقویت شده در سازه‌ها از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نمی‌باشد. در هر صورت کلیه اجزاء اتصال باید در برابر نیروهای ثقلی مقاومت کافی داشته باشند [۹].

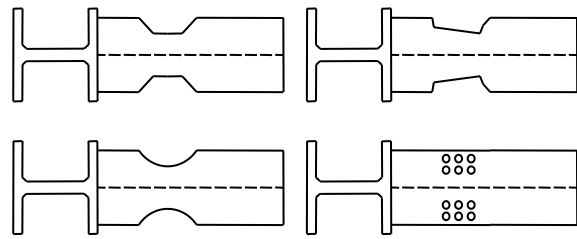


شکل ۱- تغییر شکل مناسب قاب در بارگذاری جانبی [۱]

۲- تیر با مقطع کاهش یافته

جهت ایجاد مفصل پلاستیک در روی تیر، مقطعی از تیر به صورت موضعی کاهش داده می‌شود. جهت این کار می‌توان از ایجاد انحناهای دایره‌ای، برش پخ‌دار، برش مستقیم بال‌های تیر و ایجاد سوراخ‌های ثابت و یا متغیر در روی بال‌های تیر استفاده کرد. در کل مجموعه، تیر با مقطع کاهش یافته با انحنای دایره‌ای بهتر است زیرا سایر نمونه‌ها در مدل‌های آزمایشگاهی، پیش از رسیدن به ظرفیت دوران پلاستیک مقطع گسیخته شده‌اند [۱۰]. در مقطع کاهش یافته معمولاً شکست از محل تغییر شکل هندسی شدید همانند گوشه‌های برش و زوایای تیز به دلیل تمرکز بالای تنش آغاز و به جان تیر منتقل می‌شود. اتصالات استخوانی یا مقاطع کاهش یافته دایروی نوعی از این مقاطع کاهش یافته است که در ادامه به بررسی رفتار آن پرداخته شده است. در شکل (۲)، انواع تیر با مقطع کاهش یافته نشان داده شده است.

در طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی، سعی بر آن است که محل تشکیل مفاصل پلاستیک به نقاط خاصی از سازه محدود شود. معمولاً در قاب‌های فولادی، بهترین محل ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و به فاصله خاصی از بر ستون می‌باشد. شکل (۱) محل تشکیل مفصل پلاستیک تیر را در یک طراحی مناسب نشان می‌دهد [۱]. به منظور رفتار مناسب قاب، اتصال تیر به ستون باید طوری طراحی شود که خواص الاستیک خود را در تغییر شکل‌های بزرگ حفظ نموده و از مفصلی شدن تیر متأثر نشود [۲]. با طراحی اتصال با مقطع تیر کاهش یافته استخوانی (RBS)، می‌توان از چنین تمرکز تنش‌هایی جلوگیری نمود. این محل‌های کاهش مقطع داده شده با جاری شدن تارهای کششی و کماتش تارهای فشاری، دوران‌های پلاستیک قابل توجهی از خود نشان می‌دهند. در صورتی که به تعداد کافی از این مفاصل پلاستیک در یک قاب ایجاد شود، در آن قاب مکانیزم ایجاد شده و قاب به همراه تغییر شکل جانبی پلاستیک زیاد، اتلاف انرژی بسیار بالایی را نشان خواهد داد [۳]. Jun و El-Tawil در یک تحقیق، سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه فولادی با اتصالات کاهش یافته را تحلیل کرده و رفتار واقعی قاب‌ها با اتصالات استخوانی را بررسی نمودند و نشان دادند که استفاده از اتصالات استخوانی، یکی از اقتصادی‌ترین و قابل اعتمادترین روش‌ها برای جلوگیری از ترد شکنی اتصالات گیردار جوشی می‌باشد [۴]. در صورت استفاده از این نوع اتصالات، آسیب‌های موضعی به تیرهای سازه وارد شده و از انتشار خرابی به عناصر باربر مهم سازه مانند ستون‌ها که نقش اساسی در پایداری کل سازه ایفا می‌کنند، جلوگیری به عمل می‌آید. تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها بسیار نامطلوب است زیرا علاوه بر ایجاد کماتش در ستون بر اثر نیروهای محوری، باعث بروز تنش‌های ثانویه شدید در درز اتصال بال تیر به بال ستون شده و باعث ایجاد خرابی ترد در محل اتصال می‌شود. بر اساس یافته‌های Krishnamurthy [۵-۷] تمرکز تنش غیر یکنواخت در برخی از اجزای باربر اتصال همچون پیچ‌های کششی و جوش‌های تحت تنش، عامل اصلی شکست ترد اتصالات بوده و باعث کاهش اعتماد به این نوع از اتصالات در بارگذاری لرزه‌ای می‌شود. El-Ghazaly اتصالات گیردار تمام جوش را به صورت یک مسئله تنش مسطح مدل سازی نمود تا بار کماتشی الاستوپلاستیک جان ستون را بدست آورد. او همچنین اثر نیروهای محوری ستون و



شکل ۲- انواع تیر با مقطع کاهش یافته

۳- بررسی آیین نامه (FEMA) در مورد هندسه اتصالات استخوانی

آیین نامه FEMA شرایط هندسی خاصی برای طراحی اتصالات با مقاطع کاهش یافته را برای سازه‌های فولادی پیشنهاد می‌کند که به طور خلاصه به قرار زیر می‌باشد.

[FEMA 350/351]

$$a = (0.5 \sim 0.7) \times b_f \quad (1)$$

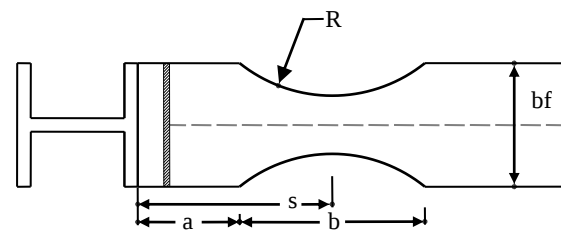
$$b = 0.75 \times d \quad (2)$$

$$S = a + \frac{b}{2} \quad (3)$$

$$c \leq 0.25 \times b_f \quad (4)$$

$$R = \frac{(4c^2 + b^2)}{8c} \quad (5)$$

در این روابط، R شعاع انحنای مقطع، b_f عرض بال تیر، d عمق تیر و c ضریب حاصل از رابطه (۴) است. شکل (۳) مشخصات هندسی و شکل کلی این نوع اتصال را نشان می‌دهد.



شکل ۳- مشخصات مقطع کاهش یافته

۴- مدل‌سازی المان محدود اتصالات استخوانی (RBS)

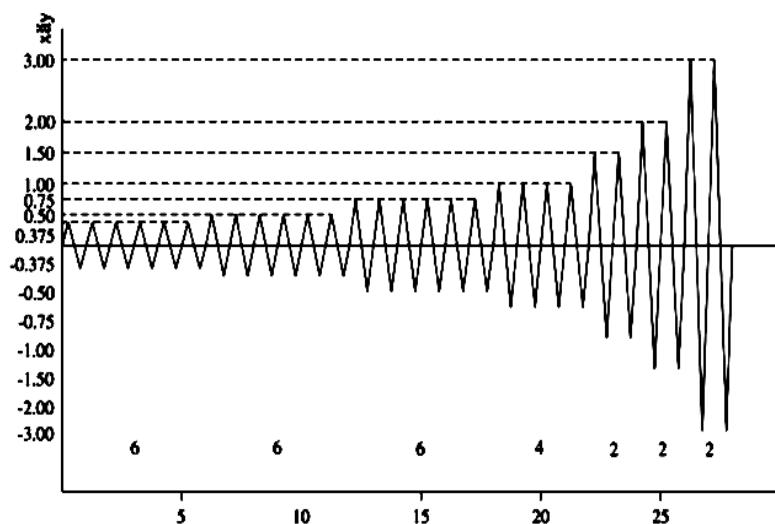
در بخش نخست این تحقیق، مدل‌های المان محدود اتصالات استخوانی (RBS) با نرم افزار ABAQUS ایجاد و بعد از مقایسه نتایج حاصل از تحلیل المان محدود با نتایج آزمایشگاهی موجود، رفتار این اتصالات تحت بارگذاری رفت و برگشتی با دامنه افزایش یابنده بررسی شده است. شکل (۴) بارگذاری رفت

و برگشتی مدل‌ها و شکل (۵) یکی از مدل‌های المان محدود ایجاد شده را نشان می‌دهد. چهار مدل المان محدود از اتصالات بر اساس مشخصات جدول (۱) ایجاد شده است. در تمام مدل‌ها، پروفیل ستون از نوع IPB300 و پروفیل تیر از نوع IPB240 می‌باشد. مدل (NN) اتصال تیر به ستون متعارف می‌باشد. دو مدل (RBS1) و (RBS2) بر اساس نتایج آزمایشگاهی ایجاد شده‌اند. مدل (RBS3) بر اساس آیین نامه FEMA کاهش مقطع داده شده‌اند. در مدل‌سازی اجزای اتصال از ساختار جسم جامد شکل پذیر (deformable solid part) استفاده شده است. مصالح از نوع فولاد نرمه بوده و خواص مصالح در نرم افزار به صورت منحنی (۳) خطی تنش و کرنش معرفی شده است. از قید TIE جهت اتصال کامل اجزا در محل جوش نفوذی بهره گرفته شده است.

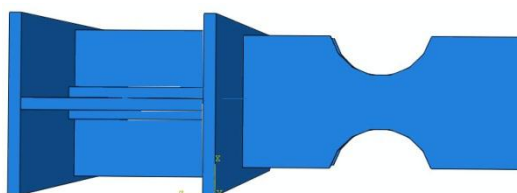
۵- تحلیل همگرایی و دقت سنجی مدل‌های المان محدود

برای مش بندی اجزا از مش‌های شش وجهی کاهش یافته خطی C3D8R استفاده شده است. اندازه مناسب مش بندی بر اساس نتایج تحلیل همگرایی اجزای اتصال انتخاب شده است. مدل‌های المان محدود بر اساس جدول (۲) مش بندی شده و تحت بارگذاری ثابت خمشی میزان تغییر مکان گره در محل اعمال بار اندازه گیری و خطای حاصل از مش بندی‌های مختلف بررسی شده است. با توجه به دقت و زمان لازم جهت تحلیل مدل، اندازه مش ۱ سانتی‌متر به عنوان اندازه مناسب مش برگزیده شده و به کل مدل‌ها اعمال شده است.

شکل (۶) نحوه مش بندی یکی از نمونه‌ها را نشان می‌دهد. نمونه‌های RBS1 و RBS2 توسط Pachoumis و همکارانش مورد آزمایش قرار گرفته‌اند [۱۱]. در این نمونه‌های آزمایشگاهی ضخامت ورق‌های سخت کننده ستون که در امتداد بال تیر مونتاژ شده‌اند برابر با ضخامت بال تیر و ورق‌های سخت کننده جان ستون ضخامتی برابر با ۲۰ میلی‌متر دارند. بعد از بارگذاری مدل‌های ایجاد شده در نرم افزار المان محدود، توزیع تنش و تغییر مکان‌های نقاط واقع در ۴ سانتی‌متری بر ستون، روی مقطع کاهش یافته و ۷۵ سانتی‌متری بر ستون ثبت و چرخش اتصال در این نقاط محاسبه شده است. شکل (۷) مقایسه نتایج آزمایشگاهی موجود و تحلیل المان محدود را نشان می‌دهد. حداکثر خطای حاصله از مدل‌سازی المان محدود در حدود ۸ درصد است.



شکل ۴- بارگذاری پله‌ای نمونه‌ها [۱]



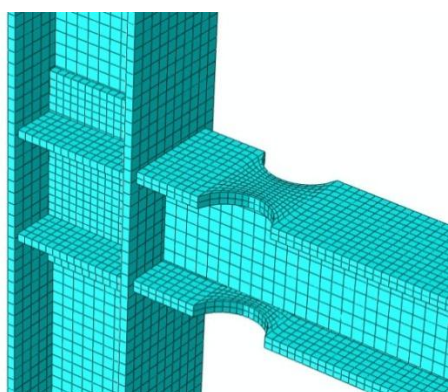
شکل ۵- مدل اتصال استخوانی

جدول ۱- مشخصات هندسی مدل‌های المان محدود ایجاد شده

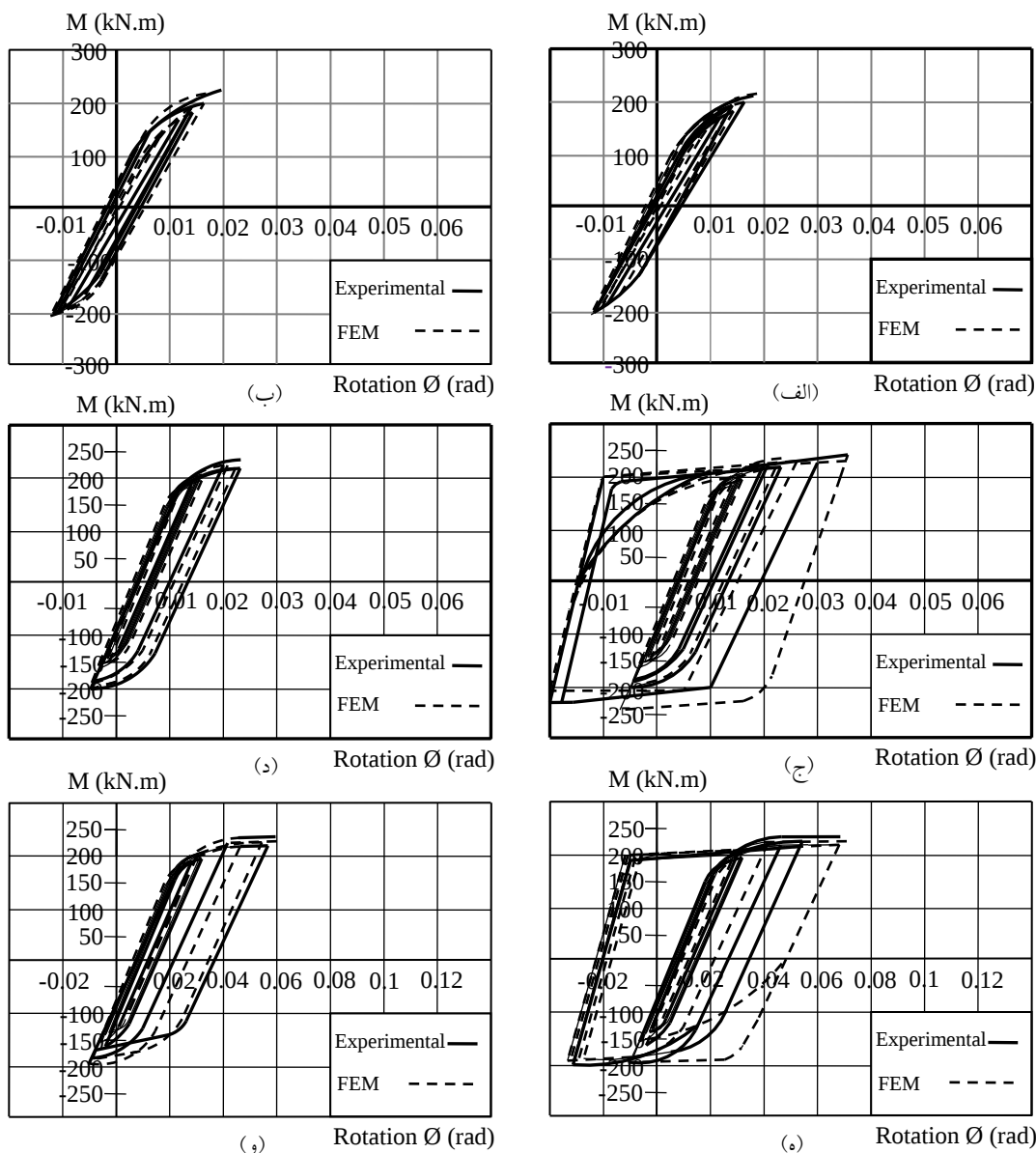
R (mm)	S (mm)	c		b		a		d (mm)	b_f (mm)	نمونه
		mm	$\%b_f$	mm	$\%d$	mm	$\%b_f$			
—	—	—	—	—	—	—	—	۲۴۰	۲۴۰	NN
۷۷۱	۲۵۲	۶۰	۲۵	۱۹۲	۸۰	۱۵۶	۶۵	۲۴۰	۲۴۰	RBS1
۱۴۶۰	۲۵۲	۳۶	۱۵	۱۹۲	۸۰	۱۵۶	۶۵	۲۴۰	۲۴۰	RBS2
۶۵۷	۱۹۸	۶۰	۲۵	۱۵۶	۶۵	۱۲۰	۵۰	۲۴۰	۲۴۰	RBS3

جدول ۲- نتایج تحلیل همگرایی مدل RBS1 (واحد بر حسب متر)

تغییرات	تغییر مکان گره محل اعمال بار	اندازه مش
—	$۱۴/۲۳ \times ۱۰^{-۹}$	۰/۱
٪۲۷	$۱۸/۲۵ \times ۱۰^{-۹}$	۰/۰۵
٪۱۴	$۲۰/۹۸ \times ۱۰^{-۹}$	۰/۰۴
٪۷	$۲۲/۵۴ \times ۱۰^{-۹}$	۰/۰۳
٪۴	$۲۳/۹۸ \times ۱۰^{-۹}$	۰/۰۲
٪۱	$۲۴/۴۴ \times ۱۰^{-۹}$	۰/۰۱



شکل ۶- نحوه مش بندی مدل المان محدود



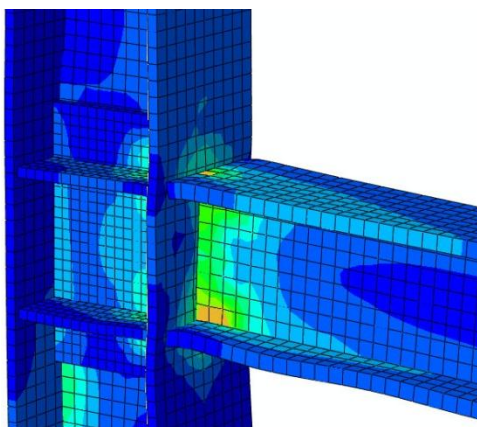
شکل ۷- مقایسه نتایج المان محدود و آزمایشگاهی [۱۱] لنگر چرخش مدل اتصال استخوانی (الف) منحنی $M - \theta$ در ۴ سانتی متری لبه ستون مدل RBS1، (ب) منحنی $M - \theta$ در ۴ سانتی متری لبه ستون مدل RBS2، (ج) منحنی $M - \theta$ در محل کاهش مقطع مدل RBS1، (د) منحنی $M - \theta$ در محل کاهش مقطع مدل RBS2، (ه) منحنی $M - \theta$ در ۷۵ سانتی متری لبه ستون مدل RBS1، (و) منحنی $M - \theta$ در ۷۵ سانتی متری لبه ستون مدل RBS2

شده و تغییر شکل‌های شدید به محل کاهش مقطع منتقل شده است. مفصل پلاستیک نیز در محل کاهش مقطع و در بال فشاری ایجاد شده و بال کاهش مقطع یافته کششی، دیرتر پلاستیک می‌شود (شکل ۹)). بر اساس نتایج حاصل از تحلیل المان، با افزایش ارتفاع جان تیر، کماتش‌های موضعی و جانبی شدیدتری در ناحیه کاهش یافته بال تیر رخ می‌دهد که منجر به کاهش مقاومت تیر می‌گردد. نتایج مربوط به اعمال مقادیر حداکثر لنگرهای خمشی ایجاد شده و لنگرهای پلاستیک در مقطع کاهش یافته و مقطع متداول در جدول (۳) ارائه شده

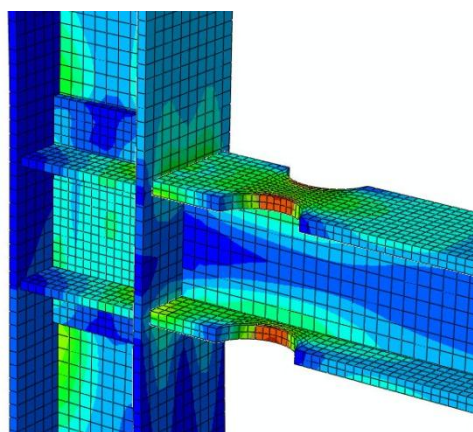
۶- توزیع تنش و تغییر شکل‌ها در اتصالات استخوانی

همان طور که در شکل (۸) دیده می‌شود ماکزیمم تنش در اتصال گیردار متعارف تحت بارگذاری، در محل اتصال جان تیر به بال تیر و بال ستون ایجاد شده است. این نقطه محل جوش و فلز حرارت دیده می‌باشد. این تمرکز تنش شدید و همچنین تغییر شکل‌های بزرگ در این نقطه عامل اساسی ایجاد خسارت به اتصالات صلب در حین بارگذاری لرزه‌ای می‌باشد. با بررسی اتصالات استخوانی مشاهده می‌شود که از میزان تمرکز تنش در محل اتصال و فلز حرارت دیده اطراف ناحیه جوش کاری کاسته

همچنین استفاده از ضوابط هندسی آیین نامه FEMA بهینه‌ترین حالت را در طرح اتصالات استخوانی بدست داده است.



شکل ۸- نحوه توزیع تنش در اتصال متعارف



شکل ۹- نحوه توزیع تنش در اتصال استخوانی

است. در این جدول منظور از M_p لنگر پلاستیک تیر، M_p -RBS لنگر پلاستیک مقطع کاهش یافته، σ_{max} حداکثر تنش ایجاد شده در محل اتصال در اعمال لنگر پلاستیک مقطع کاهش یافته در تیر متعارف و σ_{max} -RBS حداکثر تنش ایجاد شده در مقطع کاهش یافته در حین اعمال لنگر پلاستیک در اتصال استخوانی می‌باشد. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل المان محدود و نحوه توزیع تنش اتصالات با مقطع کاهش یافته در صورت استفاده از اتصال استخوانی، نسبت حداکثر تنش ایجاد شده به تنش تسلیم در محل اتصال و جوش در حدود ۰/۷۵ الی ۰/۸۰ می‌باشد. مزایای استفاده از اتصالات استخوانی به قرار زیر می‌باشد.

- ۱- جلوگیری از تمرکز تنش در گره (بال‌های تیر، جان تیر و بال ستون).
- ۲- باز پخش تنش در بال تیر در محل اتصال و به تبع آن افزایش عرض موثر بال و دست یافتن به لنگر تمام پلاستیک تیر.
- ۳- جلوگیری از عبور نیروهای ناخواسته از مفصل سخت شده و عدم تهدید اتصال تیر به ستون.
- ۴- محدود کردن مقدار تنش باز پخش شده و یکنواخت شده در عرض بال تیر در محل اتصال.
- ۵- افزایش شکل پذیری اتصال در اثر تشکیل مفصل پس پلاستیکی سخت شده.
- ۶- تغییر نوع گسیختگی از حالت ناگهانی و ترد شکنی به حالت شکل پذیر.
- ۷- قابلیت اعتماد بیشتر به سازه و کاهش هزینه‌های اجرایی اتصالات.

جدول ۳- نتایج تحلیل المان محدود اتصالات متعارف و RBS

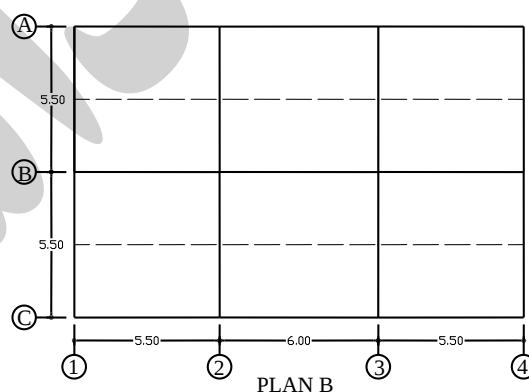
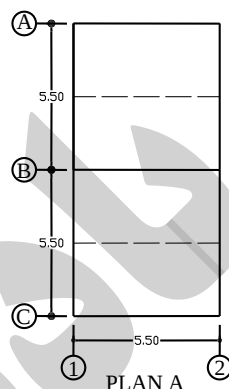
نمونه	تیر	M_p (ton-m)	M_p -RBS (kg/cm ²)	σ_{max} -RBS (kg/cm ²)	σ_{max} (kg/cm ²)	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - RBS}$	$\frac{M_p}{M_p - RBS}$
RBS1	IPB240	۲۱/۸۳	۱۵/۲۸	۲۴۰۰	۱۸۷۲	۰/۷۸	۱/۴۲۸
RBS2	IPB240	۲۱/۸۳	۱۰/۹	۲۴۰۰	۱۹۲۰	۰/۸۰	۲/۰۰
RBS3	IPB240	۲۱/۸۳	۱۸/۹	۲۴۰۰	۱۸۰۰	۰/۷۵	۱/۱۵

اتصالات استخوانی در چهار تیپ ارتفاعی، یک طبقه (۳ متر)، سه طبقه (۹ متر)، هفت طبقه (۲۱ متر) و دوازده طبقه (۳۶ متر) انتخاب شده‌اند. در مورد ساختمان یک طبقه، قاب محور B در پلان A در شکل (۱۰) و در مورد ساختمان‌های ۳، ۷ و ۱۲ طبقه، قاب محور B پلان B انتخاب و بررسی شده‌اند. در کلیه مدل‌ها، سیستم مقاوم در هر دو جهت یکسان فرض شده است

۷- بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه با اتصالات استخوانی

در این مرحله از تحقیق، پلان ساختمانی در نظر گرفته شده است که بتواند بیان کننده رفتار عمومی سازه‌های متعارف باشد [۱۲]. نمونه‌های مورد مطالعه با دو سیستم مقاوم در برابر بار جانبی شامل قاب خمشی ویژه متعارف و قاب خمشی با

و جهت تحمل بار ثقلی طبقات دال استفاده شده است. این قاب‌ها علاوه بر آنکه خمشی بوده و سیستم مقاوم در برابر بار جانبی را در راستای عرضی و طولی ساختمان تشکیل می‌دهد، با توجه به جهت قرارگیری دال، بار ثقلی مرده و زنده طبقات را نیز تحمل می‌کند.



شکل ۱۰- پلان ساختمان مورد بررسی (واحد بر حسب متر)

۸- مدل‌سازی و تحلیل نمونه‌های سازه‌ای

بارگذاری لرزه‌ای نمونه‌ها بر اساس ویرایش نهایی آیین نامه ۲۸۰۰ ایران صورت گرفته است [۱۳]. بار مرده در طبقات ۶۰ و در بام ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده طبقات ۳۵۰ و بار زنده بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. طراحی سازه به روش تنش‌های مجاز و مطابق با آیین نامه فولاد ایران صورت گرفته است [۱۴]. جهت آنالیز دینامیکی خطی از نرم افزار SAP2000 و برای آنالیز دینامیکی غیر خطی از نرم افزار DRAIN-2D استفاده شده است. جهت کنترل صحت مدل‌سازی، نمونه‌های مورد نظر تحت بارگذاری‌های ساده و روش‌های متعارف محاسباتی ارزیابی دقت شده‌اند. نتایج حاصله نشان دهنده دقت مطلوب مدل‌سازی می‌باشد. شتاب نگاشت

مورد استفاده در این تحقیق، مولفه افقی شتاب نگاشت زلزله ال سنترو (EL CENTRO) می‌باشد. همچنین در تحلیل غیر خطی مدل‌ها ضریب میرایی کل سازه معادل ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است. خواص مصالح مورد استفاده در سازه همانند مدل‌های المان محدود اتصالات استخوانی بوده و ضریب سخت شوندگی ۲ درصد در آنها لحاظ شده است. در این مدل‌سازی و تحلیل جابجایی ماکزیمم قاب یا نقطه نظیر خرابی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته شده است.

$$Drift = 0.012h \quad (۶)$$

$$\Delta_{max} = 0.012H \quad (۷)$$

در روابط فوق $Drift$ جابجایی نسبی طبقات، h ارتفاع طبقه مورد نظر، Δ_{max} جابجایی ماکزیمم تراز بام و H ارتفاع کل سازه را نشان می‌دهد. در مدل‌های سازه‌ای، ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری (R_μ) با رابطه زیر قابل تعیین است.

$$R_\mu = \frac{V_{eu}}{V_y} \quad (۸)$$

در رابطه فوق، V_{eu} نیروی نهایی وارده به سازه (در صورتی که رفتار سازه الاستیک باقی بماند) و V_y نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی است. این ضریب جهت در نظر گرفتن قابلیت جذب و استهلاک انرژی در ساختمان لحاظ می‌شود علاوه بر مشخصات سازه به مشخصات حرکات زمین (تاریخچه زمانی شتاب زمین) نیز بستگی دارد. همچنین ضریب اضافه مقاومت (Ω) با رابطه زیر محاسبه شده است.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (۹)$$

در این رابطه V_s نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای پلاستیک سازه است. ضریب رفتار کلی سازه (R)، حاصل ضرب ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری (R_μ) در ضریب اضافه مقاومت (Ω) است.

۹- بررسی نتایج حاصل از تحلیل مدل‌ها

در جدول (۴) زمان پریود قاب‌های مختلف با اتصالات متعارف و استخوانی محاسبه و ارائه شده است. در این جدول منظور از اندیس d قاب با اتصالات استخوانی و اندیس r قاب با اتصال متعارف است. همانطور که مشاهده می‌شود در صورت تغییر اتصالات قاب‌های متعارف به اتصالات استخوانی، پریود قاب

بین ۲ الی ۵ درصد افزایش پیدا می‌کند. در جدول (۵) در دو لحظه، یکی در لحظه تشکیل اولین مفصل پلاستیک و دیگری در لحظه رسیدن به شرایط فرو ریزش قاب، سختی قاب‌ها محاسبه و ارائه شده است. در این جدول، V_s ماکزیمم برش پایه قاب قبل از تشکیل اولین مفصل پلاستیک حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی، V_y ماکزیمم برش پایه قبل از فرو ریزش حاصل از تحلیل غیر خطی، K_{cd} سختی الاستیک قاب استخوانی، K_{cr} سختی الاستیک قاب با اتصالات متعارف، K_{dd} سختی قاب در حالت خمیری قبل از فرو ریزش قاب استخوانی، K_{dr} سختی قاب در حالت خمیری قبل از فرو ریزش قاب متعارف، ΔS تغییر مکان تراز بام متناظر با V_s حداکثر تغییر مکان تراز بام قبل از خرابی و T پریود سازه است. همانطور که ملاحظه می‌شود در حالت الاستیک میزان کاهش سختی قاب با اتصال استخوانی بسیار ناچیز و در حدود ۰/۲ درصد می‌باشد. در صورتی که لحظه فرو ریزش قاب مد نظر باشد، کاهش سختی معادل ۲۷ درصد رخ داده است. در جدول (۶) تغییرات ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری در سازه‌های مدل‌سازی شده مقایسه شده است. در این جدول، T پریود بر حسب ثانیه، V_{eu}

ماکزیمم برش پایه قاب قبل از رسیدن به شرایط خرابی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی، R_μ ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری، Ω ضریب اضافه مقاومت و R ضریب رفتار سازه است. با بررسی نتایج مشاهده می‌شود که میزان ضریب فوق در قاب‌های با اتصال استخوانی بدون در نظر گرفتن تعداد طبقات حدود ۲۳ درصد بیشتر از قاب متعارف می‌باشد. این اختلاف نشان دهنده افزایش میزان جذب و استهلاک انرژی در اتصالات استخوانی است. همچنین بر اساس نتایج جدول (۶) و بر اساس شکل (۱۱) که تغییرات ضریب اضافه مقاومت را در مدل‌ها نشان می‌دهد، این ضریب مقداری بین ۱ الی ۳ را به خود اختصاص داده است و تابع تعداد طبقات و پریود سازه است. البته در قاب‌های متعارف، ضریب اضافه مقاومت بطور متوسط ۸ درصد بیشتر از قاب‌های با اتصالات استخوانی است. در اتصالات استخوانی با کاهش مصالح در محل کاهش مقطع بال، سختی سیستم و میزان درجه نامعینی در حالت غیر الاستیک کاهش می‌یابد که به تبع آن اثر باز توزیع مجدد نیروها بعد از وارد شدن به مرحله پلاستیک که از موثرترین پارامترهای تاثیر گذار بر Ω است، کاهش می‌یابد.

جدول ۴- مقایسه پریود قاب‌های متعارف و استخوانی با نتایج حاصل از مدل‌سازی المان محدود

ردیف	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	متوسط
قاب	1d	1r	3d	3r	7d	7r	12d	12r	-
T (s)	۰/۵۴۰۶	۰/۵۳۰۳	۱/۵۸۹۴	۱/۵۶۳۵	۳/۸۳۱	۳/۶۸۵۷	۴/۶۲۵۳	۴/۴۱۷۳	-
T_d / T_r	۱/۰۱۹	-	۱/۰۱۷	-	۱/۰۳۹	-	۱/۰۴۷	-	۱/۰۳

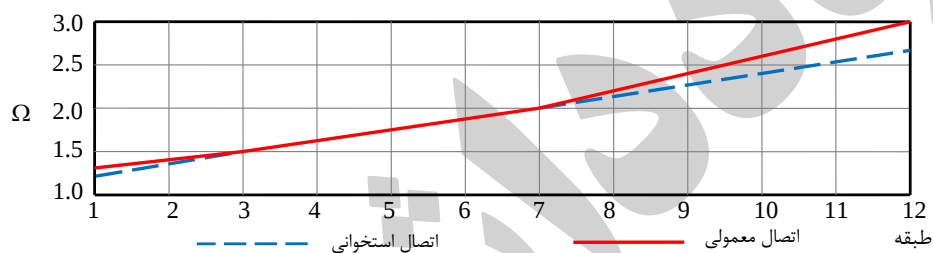
جدول ۵- مقایسه سختی قاب‌های خمشی

ردیف	قاب	T (s)	V_s (ton)	Δ_s (cm)	K_{cr} (kg/cm)	K_{cd} / K_{cr}	V_y	Δmax	K_{dr} (kg/cm)	K_{dd} / K_{dr}
۱	1d	۰/۵۴۱	۴۱/۳	۱/۶	۲۵۲۷۵	۰/۹۹۸	۴۸/۳۷	۳/۵۸	۱۳۴۹۶	۰/۶۴۰
۲	1r	۰/۵۳۱	۴۱/۴	۱/۶	۲۵۳۳۲	۰/۹۹۸	۵۸/۲۴	۲/۷۶	۲۱۰۷۱	۰/۶۴۰
۳	3d	۱/۵۸۹	۷۰/۱	۳/۴	۲۰۸۸۶	۱/۰۰۰	۱۰۸/۹۰	۸/۴۶	۱۲۸۷۷	۰/۷۷۳
۴	3r	۱/۵۶۴	۷۰/۱	۳/۴	۲۰۸۸۶	۱/۰۰۰	۱۱۵/۱۰	۶/۹۱	۱۶۶۶۳	۰/۷۷۳
۵	7d	۳/۸۳۱	۵۱/۸	۴/۰	۱۲۶۴۸	۰/۹۹۵	۱۰۳/۷۰	۱۰/۴۸	۹۸۹۴	۰/۷۷۵
۶	7r	۳/۶۸۶	۵۱/۸	۴/۰	۱۳۰۱۳	۰/۹۹۵	۱۰۶/۲۰	۸/۳۲	۱۲۷۶۰	۰/۷۷۵
۷	12d	۴/۶۲۵	۲۱/۱	۱/۳	۱۶۲۵۵	۱/۰۰۰	۵۹/۹۳	۱۸/۱۶	۳۲۲۱	۰/۷۳۶
۸	12r	۴/۴۱۷	۲۱/۱	۱/۳	۱۶۲۵۷	۱/۰۰۰	۶۱/۹۱	۱۴/۱۵	۴۳۷۵	۰/۷۳۶
متوسط	-	-	-	-	-	-	-	-	-	۰/۷۳۱

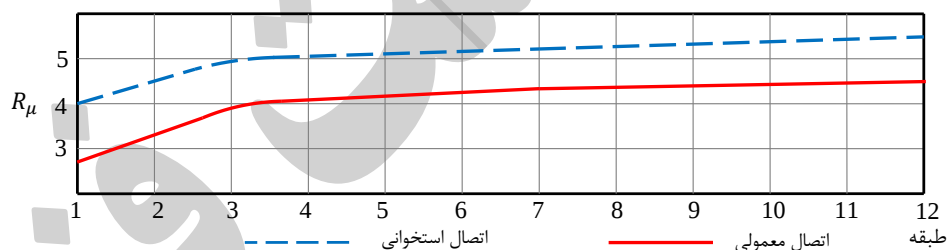


جدول ۶- مقایسه پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های متعارف و استخوانی

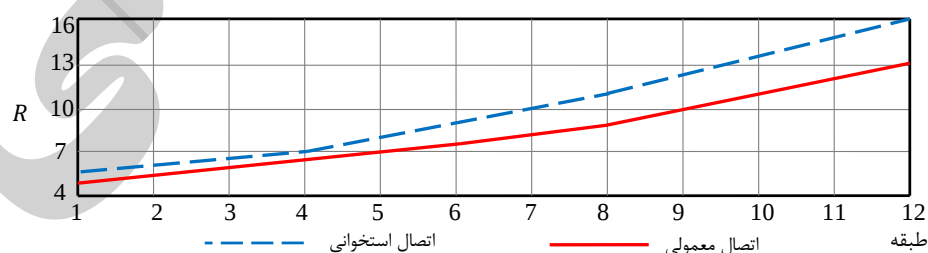
ردیف	قاب	T (s)	V_s (ton)	V_y (ton)	V_{eu} (ton)	R_μ	Ω	R
۱	1d	۰/۵۴۱	۴۱/۳۰۰	۴۸/۳۶۸	۱۹۷/۰۰	۴/۰۷	۱/۱۷	۴/۷۷
۲	1r	۰/۵۳۱	۴۱/۳۹۳	۵۸/۲۴۱	۱۹۰/۸۰	۳/۲۸	۱/۴۱	۴/۶۱
۳	3d	۱/۵۸۹	۷۰/۰۵۸	۱۰۸/۹۲۳	۵۵۳/۱۸	۵/۰۸	۱/۵۵	۷/۹۰
۴	3r	۱/۵۶۴	۷۰/۷۴۱	۱۱۵/۱۱۰	۴۸۲/۵۰	۴/۱۹	۱/۶۳	۶/۸۲
۵	7d	۳/۸۳۱	۵۱/۷۵۴	۱۰۳/۶۹۱	۵۳۲/۳۶	۵/۱۳	۲/۰۰	۱۰/۲۹
۶	7r	۳/۶۸۶	۵۱/۷۵۳	۱۰۶/۱۶۷	۴۴۵/۹۲	۴/۲۰	۲/۰۵	۸/۶۲
۷	12d	۴/۶۲۵	۲۱/۱۴۸	۵۹/۹۲۷	۳۰۸/۶۵	۵/۱۵	۲/۸۳	۱۴/۵۹
۸	12r	۴/۴۱۷	۲۱/۱۵۰	۶۱/۹۱۰	۲۵۵/۳۰	۴/۱۲	۲/۹۳	۱۲/۰۷



شکل ۱۱- مقایسه ضریب اضافه مقاومت مدل اتصال متعارف و استخوانی



شکل ۱۲- مقایسه ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری مدل اتصال متعارف و استخوانی



شکل ۱۳- مقایسه تغییرات ضریب رفتار سازه نسبت به طبقه در دو سیستم

سازه در هر دو حالت مدل‌سازی کاملاً تابع پیوند و تعداد طبقات سازه می‌باشد و با افزایش تعداد طبقات با شیب نسبتاً زیادی افزایش می‌یابد که این افزایش برای قاب‌های با اتصالات استخوانی شدیدتر است به طوری که برای قاب ۱۲ طبقه پلان B ضریب رفتار بدست آمده برای قاب با اتصال استخوانی

شکل (۱۱) و (۱۲) تغییرات ضریب افزایش مقاومت و ضریب کاهش مقاومت بر اثر شکل پذیری را نشان می‌دهد و با توجه به این که ضریب رفتار سازه حاصل ضرب دو ضریب فوق می‌باشد، می‌توان تغییرات ضریب رفتار کل سازه را به صورت شکل (۱۳) ارائه نمود. بر اساس این شکل، ضریب رفتار

۲۰ درصد بیشتر از ضریب رفتار بدست آمده برای قاب متعارف می‌باشد.

۱۰- نتیجه گیری

در این تحقیق، نتایج عددی حاصل از تحلیل المان محدود اتصالات استخوانی ارائه شده است. بطور کلی در بررسی اتصالات رایج گیردار تیر به ستون در سازه‌های فولادی، عدم توزیع یکنواخت تنش و ایجاد تمرکز تنش زیاد در ناحیه اتصال و جوش سبب شکست اتصال و خرابی سازه هنگام بروز نیروهای جانبی شدید زلزله می‌گردد. در صورت استفاده از اتصال استخوانی، نسبت حداکثر تنش ایجاد شده به تنش تسلیم در درز اتصال و جوش در حدود ۰/۷۵ الی ۰/۸۰ می‌باشد. همچنین استفاده از این سیستم اتصال باعث باز پخش تنش در بال تیر در محل اتصال و به تبع آن افزایش عرض موثر بال و دست یافتن به لنگر تمام پلاستیک تیر شده و باعث جلوگیری از عبور نیروهای ناخواسته از مفصل سخت شده و عدم تهدید اتصال تیر به ستون می‌شود. با استفاده از این نوع اتصالات، شکل پذیری اتصال در اثر تشکیل مفصل پس پلاستیک سخت شده افزایش یافته و نوع گسیختگی از حالت ناگهانی و ترد شکنی به حالت شکل پذیر تغییر می‌کند. در مقایسه قاب‌های با اتصالات متعارف و استخوانی، پریود قاب با اتصال استخوانی نسبت به پریود قاب متعارف بطور متوسط ۳ درصد افزایش پیدا کرده است. در بازه الاستیک، سختی قاب با اتصالات استخوانی با سختی قاب متعارف تقریباً یکسان است ولی در بازه غیر الاستیک سختی قاب با اتصالات استخوانی از سختی قاب متعارف کمتر بوده و در مرحله غیر خطی هرچه تعداد مفاصل تشکیل شده در قاب بیشتر شود میزان کاهش سختی نیز بیشتر می‌باشد به طوری که در مدل‌های بررسی شده در لحظه قبل از فرو ریزش، کاهش سختی معادل ۲۷ درصد مشاهده شده است. در هر دو سیستم ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری، در قاب صلب تابع پریود بوده و با افزایش آن افزایش پیدا می‌کند. در قاب‌های با اتصال استخوانی در هر دامنه ضریب کاهش مقاومت ۲۳ درصد بیشتر از قاب متعارف می‌باشد. همچنین ضریب اضافه مقاومت در هر دو سیستم مقداری بین ۱ تا ۳ را در بر گرفته و در قاب با اتصال استخوانی به طور متوسط ۸ درصد کمتر از قاب متعارف است. همچنین سرعت افزایش ضریب رفتار سازه در اتصالات استخوانی بیشتر از حالت متعارف می‌باشد. در سازه‌هایی که پریود آنها بالای ۳ ثانیه است برای سیستم با اتصال استخوانی ضریب رفتار ۲۰ درصد از

سیستم متعارف بیشتر است و این موضوع نشان دهنده ظرفیت بالای جذب انرژی در سازه‌های ایجاد شده با اتصالات استخوانی است.

۱۱- مراجع

- [1] Mirghaderi, S.R. and Dehghani Renani, M. (2008), "The Rigid Seismic Connection of Continuous Beam to Column", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 1516–1529.
- [2] Cabrero, G.M. and Bayo. E. (2007), "The Semi Rigid Behavior of Three Dimensional Steel Beam to Column Joints Subjected to Proportional Loading", Journal of constructional steel research, Vol. 63, pp. 1241–1253.
- [3] Urbonas, K. and Daniunas, A. (2006), "Behavior of Semi-Rigid Steel Beam-to-Beam Joints under Bending and Axial Forces", Journal of Construction Steel Research, Vol. 62, pp. 1244–1249.
- [4] Jun, J. and El-Tawil, S. (2005), "Seismic Performance of Steel Frames with Reduced Beam Section Connections", Journal of Construction Steel Research, Vol. 61, pp. 453–471.
- [5] Krishnamurthy, N., Huang, H.T., Jeffrey, P.K. and Aver, L.K. (1979), "Analytical M-θ Curves for End-Plate Connections", Journal of the Structural Division, Vol. 105, pp. 133–145.
- [6] Krishnamurthy, N. and Graddy, D.E. (1976), "Correlation between 2 and 3 Dimensional Finite Element Analysis of Steel Bolted End-Plate Connections", Computers & Structures, Vol. 6, pp. 381–389
- [7] Krishnamurthy, N. (1980), "Modeling and Prediction of Steel Bolted Connection Behavior", Computers & Structures, Vol. 11, pp. 75–82.
- [8] El-Ghazaly, H.A. (1995), "Elastoplastic Rotational Capacity of Welded Symmetrical Moment Connections", Computers & Structures, Vol. 56, pp 673–685.
- [9] Chang-Koon, C. and Chung, G. T. (1996), "Refined Three Dimensional Finite Element Model for End-Plate Connection", Journal of Structural Engineering, Vol.122, pp. 1307–1316.
- [10] Chang-Koon, C. and Jae-Hoon, K. (2007), "Seismic Design of Reduced Beam Section Steel Moment Connections with Bolted Web Attachment", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, pp. 522–531.
- [11] Pachoumis, D.T., Galoussis, E.G., Kalfas, C.N. and Christitsas, A.D. (2009), "Reduced Beam Section Moment Connections Subjected to Cyclic Loading-Experimental Analysis and FEM Simulation", Journal of Engineering structures, Vol. 31, pp. 216–223.
- [12] Godraty Amir, G. and Gol Mohammady, A. (2002), "Seismic Behavior of Moment Frames with Dog Bone Connections", International Journal of Engineering Science, University of science and technology, Vol. 13, pp. 145–156.
- [13] Regulation Code 2800, (1378), Code for Seismic Design of Building, 3th Edition, Building and Housing Research Center.
- [14] National Building Regulations, (1387), Code 10, Design of Steel Structures, Department of Housing and Urban Development.

[۱۵] فرج پور، م. (۱۳۸۸)، "اثر رفتار اتصالات تیر به ستون در پاسخ لرزه‌ای و استاتیکی قاب‌های فولادی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد مراغه.

