

بررسی تاثیر نوع اتصال گیردار بر رفتار غیرخطی و ضریب اضافه مقاومت قاب‌های خمشی فولادی ویژه

امیراحمد هدایت^{۱*}، بهرام طاهری^۲

۱- استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمان، کرمان، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمان، کرمان، ایران

چکیده

پس از عملکرد ضعیف و شکست ترد اتصالات خمشی در زلزله ۱۹۹۴ نورتریج آمریکا، محققین اتصالات جدیدی را جهت بهبود رفتار قاب‌های خمشی فولادی پیشنهاد دادند. این اتصالات بهبود یافته را در کل می‌توان به دو دسته اتصالات با مقطع کاهش یافته^۱ و سایر اتصالات با مقطع کاهش نیافته^۲ تقسیم‌بندی نمود. در این مقاله رفتار قاب‌های خمشی فولادی با هریک از این دو نوع اتصال، مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است. جهت انجام این کار چند قاب خمشی با هر دو نوع اتصال مذکور در نرم‌افزار اپنسیس^۳ مدل‌سازی و با روش تحلیل غیرخطی استاتیکی آنالیز شده‌اند. در مدل‌سازی مذکور رفتار چرخه‌ای این اتصالات با استفاده از ماده بایلین مدل شده است، سپس با استفاده از نشریه شماره ۶۹۵ آژانس فدرال مدیریت بحران آمریکا^۴ پارامترهای مطالعات لرزه‌ای استخراج و برای هر دو نوع اتصال، مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج تحقیق نشان داد که قاب‌های خمشی با اتصالات با مقطع کاهش یافته، رفتار غیرخطی به مراتب مناسب‌تری نسبت به قاب‌های خمشی با انواع اتصالات دیگر، از خود نشان می‌دهند. همچنین با توجه نتایج بدست آمده به نظر می‌رسد که ضریب اضافه مقاومت^۳ برای قاب‌های خمشی با هر دو نوع اتصال عدد مناسبی نبوده و با توجه به نتایج بدست آمده به ترتیب مقادیر عددی ۴ و ۵ برای این ضریب برای قاب‌های خمشی با اتصالات با مقطع کاهش یافته و قاب‌های خمشی با انواع اتصالات دیگر پیشنهاد می‌گردد.

کلمات کلیدی: رفتار غیرخطی، اتصالات با مقطع کاهش یافته، تحلیل غیرخطی استاتیکی، نرم‌افزار اپنسیس، ضریب اضافه مقاومت

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
10.22065/JSCE.2018.144571.1644	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت	
doi: 10.22065/JSCE.2018.144571.1644	۱۳۹۹/۰۱/۱۵	۱۳۹۹/۰۱/۱۵	۱۳۹۷/۰۹/۰۹	۱۳۹۷/۰۷/۲۵	۱۳۹۷/۰۵/۲۷	
			*نویسنده مسئول:		امیراحمد هدایت	
			پست الکترونیکی:		amirahmad1356@yahoo.com	

1 RBS

2 Other than RBS

3 Opensees

4 FEMAP695

Investigation of the effect of rigid connection type on the nonlinear behavior and over-strength factor of steel special moment frames

Amir Ahmad Hedayat^{1*}, Behnam Taheri²

1- Associate professor, Department of Civil Engineering, Kerman Branch, Islamic Azad University, Kerman, Iran
2 Department of Civil engineering, Kerman Branch, Islamic Azad University, Kerman, Iran

ABSTRACT

After poor performance and brittle fracture of moment connections in the 1994 earthquake in Northridge, researchers proposed new connections to improve the behavior of steel moment frames. Generally, these modified connections can be classified into two main categories: reduced beam section (RBS) and other than RBS connections such as bolted flange plate, bolted unstiffened and stiffened extended end-plate moment, and welded unreinforced flange-welded web moment connections. In this study the behavior of special steel moment frames using each of these two types of connections was investigated. For this purpose, several steel moment frames made up of these two types of connections were analyzed using Opensees software through nonlinear static procedure. For modeling, the behavior of connections was modeled using Bilin material. Then, using FEMAP696, the seismic parameters of all moment frames were determined and compared. Results indicated that the moment frames of RBS connections have higher seismic performance than the other moment frames. Furthermore, based on the numerical results, regardless of the connection type, it seems that 3 is not an appropriate value for the over-strength factor. Based on these numerical results, values equal to 4 and 5 can be proposed for the over-strength factor for moment frames of RBS and other than RBS connections respectively.

ARTICLE INFO

Receive Date: 18 August 2018

Revise Date: 17 October 2018

Accept Date: 30 November 2018

Keywords:

Nonlinear behavior, RBS connections, nonlinear static procedure, Opensees software, Over-Strength factor

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

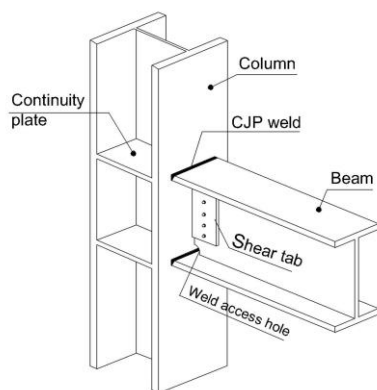
doi: 10.22065/JSCE.2018.144571.1644

*Corresponding author: Amir Ahmad Hedayat
Email address: amirahmad1356@yahoo.com

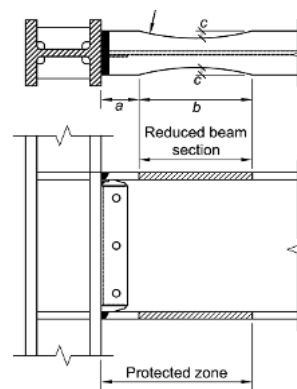
۱- مقدمه

قبل از زلزله ۱۹۹۴ در نورث ریج آمریکا، قاب‌های فولادی خمشی با اتصالات جوشی در مناطق لرزه خیز آمریکا بسیار معمول بودند. در این قاب‌ها از اتصالات گیردار جان پیچی و بال جوشی استفاده می‌شد که امروزه این اتصالات به اتصالات قبل از نورث ریج معروف‌اند (شکل شماره ۱). در زلزله نورث ریج این اتصالات شکست‌های تردی داشتند [۱، ۲]. عملکرد ضعیف اتصالات خمشی پس از نورث ریج منجر شد که برای کاهش اتفاقات لرزه‌ای در این سازه‌ها، آنها را تحت برنامه‌ای تحقیقاتی^۵ تغییر دهند [۳]. در این تحقیقات بیشتر نمونه‌ها در یک حالت ترد با شکل‌پذیری بسیار کم یا اصلاً بدون شکل‌پذیری منهدم شدند. این موضوع باعث ایجاد چالش جدی در بین محققین جهت بهبود عملکرد این اتصالات و انجام مطالعات جدید روی اتصالات گردید. یکی از راهکارهایی که می‌توانست عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی موجود یا جدید را بهبود بخشد اصلاح اتصالات پس از نورث ریج با استفاده از تغییر شکل اتصال بود. این اصلاحات شامل موارد ذیل می‌شد:

۱. تقویت اتصال با اضافه کردن یک سری المان به اتصال مانند استفاده از ورق‌های پوششی^۶ [۴]، ورق‌های روسری و زیر سری^۷ [۵-۷]، ماهیچه‌های مثلثی یا مستقیم^۸ [۸]، پشتبندهای ایستاده^۹ [۹]، پشتبندهای طولی^{۱۰} [۱۰]، لچکی‌های پیچ شده^{۱۱} [۱۱] و ...
۲. ضعیف کردن مقطع تیر به دو روش، یا با برش یک بخش از بال تیر که به اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته^{۱۲} [۱۲] معروف است (شکل شماره ۲) و یا با کاهش در جان تیر که به اتصال مستقیم تیر با جان کاهش یافته^{۱۳} معروف است [۱۳-۱۵].
۳. مجهز کردن اتصال به دمپ‌های فلزی [۱۶، ۱۷].
۴. تغییر در شکل اتصال، به طور مثال با اضافه کردن یک ورق اتصال به صورت فلنجی در انتهای تیر که به اتصال فلنجی^{۱۴} معروف است و یا استفاده از ورق‌های جانبی جهت انتقال لنگر و برش که به اتصال با ورق جانبی^{۱۵} معروف است [۱۸، ۱۹].



شکل ۱: اتصال قبل از نورث ریج.



شکل ۲: اتصال با کاهش مقطع تیر (RBS).

- 5 SAC
- 6 Cover plates
- 7 Flange plates
- 8 Triangular/Straight haunches
- 9 Up standing ribs
- 10 Lengthened ribs
- 11 Bolted brackets
- 12 Reduced beam section, RBS connection
- 13 Reduced beam web, RBW connections
- 14 End plate connection
- 15 Side plate connections

در حال حاضر از میان تمامی اتصالات ذکر شده در پاراگراف قبلی، آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی آمریکا^{۱۶} [۲۰] که ضوابط مربوط به طراحی اتصالات از پیش تأیید شده برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه در مناطق لرزه‌خیز را بیان می‌دارد، فقط هفت نوع اتصال صلب را جهت استفاده در مناطق لرزه‌خیز مجاز دانسته است. از میان این هفت اتصال گیردار، پنج اتصال را که می‌توان بر مبنای مفاد مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به راحتی در ایران ساخت و اجرا کرد به طوری که احتیاج به قطعات ریخته شده در کارخانه نداشته باشند عبارت هستند از: اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته، اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی، اتصال فلنجی، اتصال پیچی با ورق‌های زیرسری و روسری و اتصال گیردار با ورق‌های جانبی. از این پس در این تحقیق از این اتصالات به عنوان "اتصالات قابل اجرا" یاد می‌شود. آزمایشاتی که تاکنون بر روی این اتصالات انجام گرفته است نشان داده‌اند که این اتصالات، رفتارهای متفاوتی را در خلال آزمایش از خود نشان می‌دهند و به طور دقیق منحنی ممان-دوران این اتصالات یکسان نمی‌باشد. پرواضح است که این تفاوت در رفتارهای محلی این اتصالات می‌تواند به طور مستقیم بر روی رفتار کلی قاب خمشی فولادی نیز تأثیرگذار باشد. یکی از پارامترهای مهم لرزه‌ای که در طراحی قاب‌های خمشی مورد استفاده قرار می‌گیرد و بر اساس رفتار کلی (منحنی برش پایه-تغییر مکان بام) قاب بدست می‌آید ضریب اضافه مقاومت^{۱۷} (Ω_0) است. طبق آیین‌نامه بارگذاری سال ۲۰۱۶ آمریکا^{۱۸} [۲۱]، مقدار این ضریب برای کلیه قاب‌های خمشی ویژه فولادی برابر با ۳ است.

حال با توجه به مطالب بیان شده در پاراگراف قبلی، دو پرسش ممکن است برای طراحان پیش آید: (۱) با توجه به تنوع اتصالات قابل اجرا، استفاده از کدام نوع از این اتصالات می‌تواند منجر به حصول رفتار لرزه‌ای بهتر گردد؟ (۲) آیا ضریب اضافه مقاومت یک قاب خمشی مستقل از نوع اتصال خمشی استفاده شده در آن است؟ تاکنون تحقیقات گسترده‌ای بر روی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی صورت گرفته است. در سال ۲۰۱۰ لی-ترانگ و همکارانش [۲۲] به بررسی تأثیر نحوه مدل‌سازی اتصالات (دقیق یا ساده) بر روی تقاضای لرزه‌ای قاب‌های خمشی پرداختند. نتایج این تحقیق نشان داد که عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها به طور قابل توجهی متأثر از نحوه مدل‌سازی اتصالات آن می‌باشد. در سال ۲۰۱۰ زارعیان و همکارانش [۲۳] به بررسی عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی با اتصال با مقطع کاهش یافته با تعداد طبقات متفاوت بر اساس ضوابط مطرح شده در نشریه شماره ۶۹۵ آژانس فدرال مدیریت بحران آمریکا [۲۴] پرداخت. نتایج این تحقیق نشان داد که همه قاب‌های خمشی به غیر از قاب‌های بلند مرتبه‌ای که با روش تحلیل طیفی آنالیز و طراحی شده بودند توانستند رفتار لرزه‌ای مناسبی از خود نشان دهند و احتمال فروریزش آنها در محدوده مجاز تعریف شده در نشریه شماره ۶۹۵ آژانس فدرال مدیریت بحران آمریکا بود. همچنین در این تحقیق مقدار ضریب اضافه مقاومت قاب‌ها بین ۲/۱۹ و ۵/۴۸ متغیر بود. تحقیقات انجام شده در سال ۲۰۱۱ توسط لیگنوس و همکارانش [۲۵] نشان داد که رفتار غیرخطی قاب‌ها در نزدیکی‌های لحظه فروریزش به طور قابل توجهی وابسته به افت مقاومت اتصال (بخش نزولی منحنی ممان-دوران اتصال) است. در سال ۲۰۱۲ ایزدینیا و همکاران [۲۶] با استفاده از روش‌های متفاوت آنالیز بار-افزون به بررسی پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی همچون ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب رفتار (R) پرداختند. این تحقیق که بر روی سه قاب خمشی ۳، ۶ و ۹ طبقه و با استفاده از نرم‌افزار سایزموستراک^{۱۹} [۲۷] و بدون مدل‌سازی صریح رفتار اتصالات صورت گرفته بود نشان داد که نوع روش انتخابی برای تحلیل بار افزون می‌تواند حداکثر ۱۶٪ بر مقدار عددی ضریب رفتار تأثیرگذار باشد. در این تحقیق مقدار متوسط برای ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت به ترتیب ۵/۴۵ و ۱/۹۲ بدست آمده بود. تحقیقات گسترده در سال ۲۰۱۴ توسط الکادی و لیگنوس [۲۸] بر روی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی با اتصال با مقطع کاهش یافته و با حضور و یا عدم حضور قاب‌های ثقلی و دال بتنی انجام گرفت. نتایج این تحقیق نشان داد که با در نظر گرفتن اثرات قاب‌های ثقلی و دال بتنی، ضریب اضافه مقاومت در بعضی از قاب‌ها به طور چشمگیری بزرگتر از ۳ می‌باشد. این در حالی است که تحقیقات انجام شده در مرجع [۲۹] مقدار ضریب اضافه مقاومت را برای قاب‌های خمشی فولادی تنها با اتصالات با مقطع کاهش یافته و بدون در نظر گرفتن اثر دال بتنی را بسته به تعداد طبقات بین ۲/۵۵ تا ۴/۶۷ گزارش کرده است.

16 AISC-358-16

17 Over strength Factor

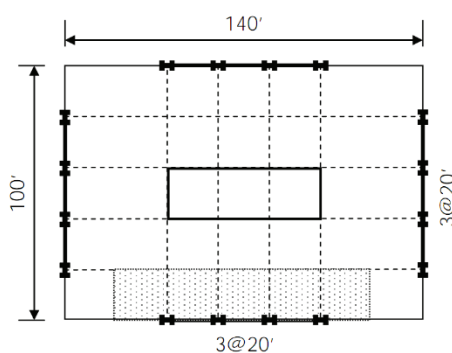
18 ASCE-7-16

19 SeismoStruct

اگر اتصالات از پیش تأیید شده آمریکا به دو دسته کلی اتصالات با مقطع کاهش یافته و سایر اتصالات با مقطع کاهش نیافته که از این پس "انواع اتصالات دیگر" نامیده می‌شوند دسته‌بندی شوند، با توجه مطالب بیان شده در پاراگراف قبلی مشاهده می‌شود که اکثر تحقیقات گذشته بر روی رفتار کلی قاب‌ها در حالت استفاده از اتصال با مقطع کاهش یافته بوده است و رفتار کلی قاب‌ها با حضور انواع اتصالات دیگر، کمتر مورد ارزیابی قرار گرفته است. همچنین در تحقیقات گذشته یک مقایسه زوجی مستقیم مابین رفتار قاب‌های خمشی در حالت استفاده از اتصالات با مقطع کاهش یافته و انواع اتصالات دیگر صورت نگرفته است. از این رو، در این پژوهش، فارغ از مسائل مربوط به ساخت و اجرای این اتصالات (هزینه و زمان)، به بررسی تاثیر اتصالات با مقطع کاهش یافته و انواع اتصالات دیگر که در زمره اتصالات قابل اجرا در ایران قرار می‌گیرند بر رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی پرداخته شده است. به همین منظور قاب‌های مختلفی با این دو نوع اتصال، در نرم‌افزار اپنسیس [۳۰] و براساس ضوابط نشریه شماره ۶۹۵ آژانس فدرال مدیریت بحران آمریکا [۲۴] مدلسازی شده و با اعمال بارگذاری‌های لازم به نمودارهای پوش‌آور این قاب‌ها دست پیدا کرده و با تحلیل این نمودارها، رفتار قاب‌های شامل این دو نوع اتصال با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همچنین در این تحقیق تأثیر نوع اتصال بر روی ضریب اضافه مقاومت قاب‌ها نیز مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۲- مشخصات قاب‌های مورد تحلیل

برای انجام پژوهش اخیر، یک پلان ساختمانی مستطیلی شکل شامل یک قاب خمشی ویژه سه دهانه محیطی روی هر سمت پلان، در نظر گرفته شده است. این پلان در شکل شماره ۳ نشان داده شده است. قاب‌های مختلف مورد مطالعه ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه هستند که مشخصات المان‌های این قاب‌ها در جدول شماره ۱ آورده شده است. این قاب‌های خمشی بارهای لرزه‌ای وارده را تحمل نموده و فقط به میزان سطح هاشورخورده در شکل شماره ۳، بارهای ثقلی را تحمل می‌نمایند. جهت پیشگیری از احتمال بروز خطا در طراحی المان‌های تیر و ستون قاب‌ها، مشخصات المان‌ها و بارگذاری‌های ثقلی این قاب‌ها از گزارش شماره جی سی آر ۸-۹۱۷-۲۰۱۰ انستیتو بین‌المللی استاندارد و تکنولوژی [۲۹]، برداشت شده و در مدل‌سازی مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل ۳: پلان ساختمانی سیستم قاب خمشی ویژه [۲۹]

جدول ۱: مشخصات المان‌های قاب‌های خمشی مورد تحلیل [۲۹]

طبقه	کد ارتفاعی (اینچ)	مقطع تیر	مقطع ستون‌های		اندازه ورق مضاعف جان ستون (اینچ)	
			مقطع خارجی	مقطع داخلی	ستون‌های خارجی	ستون‌های داخلی
قاب ۲ طبقه						
۱	۱۶۴/۶۵	۷۳۰×۱۴۸	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۷۶	۰/۴۳۷۵	۰/۴۳۸
۲	۳۲۰/۶۵	۷۱۶×۳۱	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۷۶	.	.
قاب ۴ طبقه						
۱	۱۶۶/۵۵	۷۲۴×۱۰۳	۷۲۴×۱۰۳	۷۲۴×۱۳۱	۰/۰۶۳	۰/۶۲۵
۲	۳۲۲/۵۵	۷۲۴×۱۰۳	۷۲۴×۱۰۳	۷۲۴×۱۳۱	۰/۰۶۳	۰/۴۳۸
۳	۴۷۸/۵۵	۷۲۴×۷۶	۷۲۴×۷۶	۷۲۴×۸۴	۰/۰۶۳	۰/۵
۴	۶۳۴/۵۵	۷۲۴×۷۶	۷۲۴×۷۶	۷۲۴×۸۴	۰/۰۶۳	۰/۵
قاب ۶ طبقه						
۱	۱۶۵/۵۵	۷۳۰×۱۰۸	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۶۲	۰/۰۶۳	۰/۵۶۳
۲	۳۲۲/۵۵	۷۳۰×۱۱۶	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۶۲	۰/۰۶۳	۰/۳۷۵
۳	۴۷۸/۵۵	۷۳۰×۱۱۶	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۶۲	۰/۰۶۳	۰/۶۸۸
۴	۶۳۴/۵۵	۷۲۷×۹۴	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۶۲	.	۰/۳۷۵
۵	۷۹۰/۵۵	۷۲۷×۹۴	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۳۱	.	۰/۵۶۳
۶	۹۴۶/۵۵	۷۲۴×۸۴	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۳۱	.	۰/۴۳۸
قاب ۸ طبقه						
۱	۱۶۵/۵۵	۷۳۰×۱۰۸	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۶۲	۰/۰۶۳	۰/۵۶۳
۲	۳۲۲/۵۵	۷۳۰×۱۱۶	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۶۲	۰/۰۶۳	۰/۳۷۵
۳	۴۷۸/۵۵	۷۳۰×۱۱۶	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۶۲	۰/۰۶۳	۰/۶۸۸
۴	۶۳۴/۵۵	۷۲۷×۹۴	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۶۲	.	۰/۳۷۵
۵	۷۹۰/۵۵	۷۲۷×۹۴	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۳۱	.	۰/۵۶۳
۶	۹۴۶/۵۵	۷۲۴×۸۴	۷۲۴×۱۳۱	۷۲۴×۱۳۱	.	۰/۴۳۸
۷	۱۱۰۲/۵۵	۷۲۴×۸۴	۷۲۴×۹۴	۷۲۴×۹۴	.	۰/۵۶۳
۸	۱۲۵۸/۵۵	۷۲۱×۶۸	۷۲۴×۹۴	۷۲۴×۹۴	.	۰/۳۱۳

در جدول شماره ۲ پارامترهای کلیدی طراحی قاب‌های خمشی ویژه مورد تحلیل خلاصه شده است. این پارامترها شامل پریود محاسباتی سازه^{۲۱} (بدست آمده با استفاده از روابط تجربی موجود در آیین نامه بارگذاری سال ۲۰۱۰ آمریکا^{۲۲} [۳۱]) و پریود تحلیلی^{۲۳} (که از آنالیز مقادیر ویژه محاسبه شده است)، ضریب برش پایه زلزله^{۲۴}، پهنه بندی خطر^{۲۵}، ضریب رفتار^{۲۶} و شتاب طیفی سطح خطر^{۲۷} می-باشند.

21 T

22 ASCE/SEI7-10

23 T₁

24 V/W

25 S_{DC}

26 R

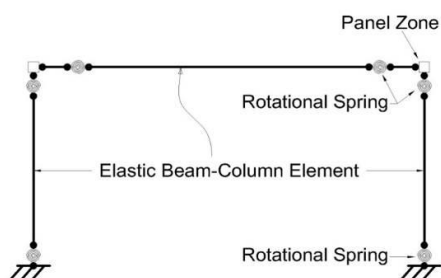
27 MCE S_{MT}

جدول ۲: پارامترهای کلیدی طراحی قاب‌های خمشی [۲۹]

S _{Mr} (T)(g)	V/W(g)	T ₁ (sec)	T(sec)	R	SDC	تعداد طبقات
۱/۵	۰/۱۲۵	۰/۸۷	۰/۵۶	۸	D _{max}	۲
۰/۹۵	۰/۰۷۹	۱/۳	۰/۹۵	۸	D _{max}	۴
۰/۷۹	۰/۰۵	۱/۹۴	۱/۳۲	۸	D _{max}	۶
۰/۵۵	۰/۰۳۹	۲/۲۹	۱/۶۴	۸	D _{max}	۸

۳- روش مدل‌سازی قاب‌ها برای انجام تحلیل غیر خطی

شکل شماره ۴ به طور شماتیک نحوه مدل‌سازی استفاده شده در این تحقیق جهت انجام آنالیز غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی در نرم‌افزار اپنسیس [۳۰] را نشان می‌دهد. در مدل‌سازی‌های انجام شده، رفتار غیرخطی با استفاده از مفهوم پلاستیسیته متمرکز که رفتار پلاستیک در یک طول محدود اتفاق می‌افتد معرفی شده است. از این رو قاب‌های خمشی با استفاده از المان‌های تیر-ستون الاستیک متصل شده به المان‌های با طول صفر که به عنوان فنرهای خمشی عمل می‌کنند تا رفتار غیرخطی را به دست دهند مدل شده اند. جهت انجام تحلیل غیرخطی استاتیکی در نرم‌افزار اپنسیس و دستیابی به منحنی‌های پوش‌آور قاب‌ها، کلیه مفاصل پلاستیک مربوط به تیر، ستون و چشمه‌های اتصال ستون مدل شده‌اند.

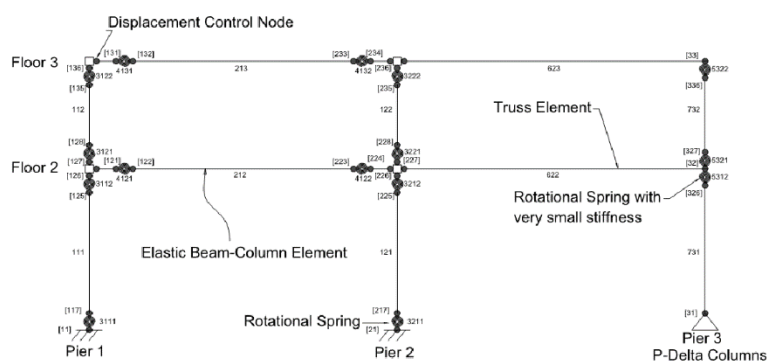


شکل ۴: نحوه مدل‌سازی یک قاب خمشی فولادی جهت انجام آنالیز غیرخطی استاتیکی

شکل شماره ۵ یک قاب خمشی یک دهانه و دو طبقه را نشان می‌دهد که جهت مدل‌سازی در اپنسیس آماده گردیده است. همانگونه که در این شکل مشخص است اجزای اصلی هندسی قاب که مدل‌سازی شده‌اند عبارتند از:

- تکیه‌گاه‌های سازه
- مفاصل پلاستیک ستون‌ها
- المان‌های الاستیک تیرها و ستون‌ها
- چشمه‌های اتصال (پنل زون‌ها)
- مفاصل پلاستیک تیرها
- المان خرابایی تیرها و ستون‌های دهانه P-Δ
- فنرهای چرخشی اتصالات تیر به ستون دهانه P-Δ

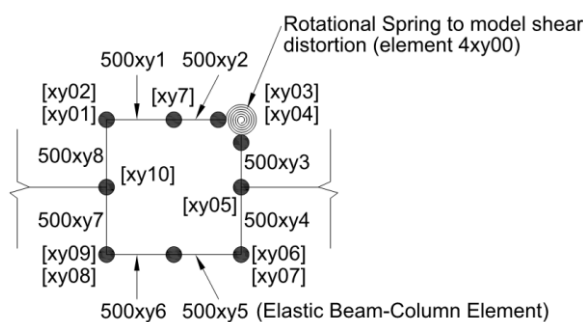
بدین منظور کل قاب به مجموعه‌ای از گره‌ها، المان‌ها و فنرها تقسیم‌بندی شده است که در شکل شماره ۵ قابل مشاهده است.



شکل ۵: مدل مفهومی قاب خمشی یک دهانه و دو طبقه جهت آنالیز غیرخطی

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P-Delta معروف است. همانطور که در شکل ۵ مشخص است به منظور اعمال آثار P-Delta در آنالیز سازه یک دهانه خرابایی به سازه اضافه شده است. این دهانه شامل ستون‌های Leaning Column و المان‌های خرابایی به عنوان تیر و همچنین مفاصل با سختی بسیار کوچک و با تکیه‌گاه مفصلی می‌باشد. طول این دهانه به اندازه کوچک‌ترین دهانه قاب در نظر گرفته می‌شود. به جهت اینکه این دهانه در سختی جانبی قاب دخالتی ایجاد نکند کل اتصالات آن بصورت مفصلی در نظر گرفته شده است.

شکل ۶ جزئیات مدل‌سازی چشمه‌های اتصال (پنل‌زون‌ها) را در سازه نشان می‌دهد. پنل‌زون‌های قاب‌های خمشی با هشت المان صلب متصل شده با مفصل و فنرهای چرخشی مدل‌سازی شده‌اند.



شکل ۶: مدل مفهومی پنل‌زون‌های قاب خمشی

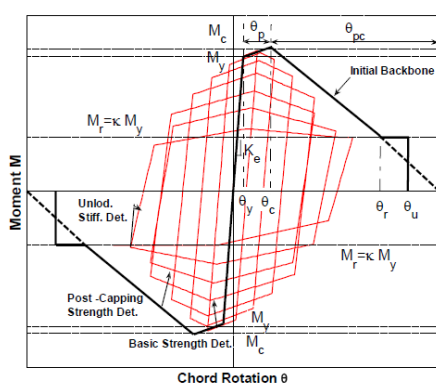
پس از مدل‌سازی هندسی قاب بایستی خصوصیات رفتاری اجزای مختلف قاب به آنها اطلاق گردیده است. این خصوصیات عبارتند از:

- اختصار وزن طبقات ساختمان
- اختصاص جرم هر گره سازه

- مقید کردن گره‌های ابتدا و انتهای تیرها در هر طبقه
- اعمال درجات آزادی گره‌های تکیه‌گاهی
- اختصاص خصوصیات هندسی مقاطع و المان‌ها شامل سطح مقطع، ممان اینرسی و ...
- اصلاح سختی المان‌های تیر و ستون
- تعیین نوع المان‌های ستون
- تعیین نوع المان‌های تیر
- تعیین ستون‌های $P-\Delta$ و لینک‌های صلب
- تعیین نوع المان‌های پنل‌زون

وزن مؤثر هر طبقه از ساختمان در نیروی زلزله، به صورت $1/0.5$ برابر بار مرده کل طبقه بعلاوه ۲۵ درصد از بار زنده طبقه در نظر گرفته شده است. عدد محاسبه شده به تعداد گره‌های اتصال تیر به پنل‌زون هر طبقه تقسیم شده و به این گره‌ها اختصاص داده شده است.

مهمترین موضوع در مدل‌سازی که سبب هرچه نزدیک‌تر شدن رفتار مدل به رفتار واقعی سازه در هنگام بارگذاری می‌شود تعیین نوع رفتار چرخشی ناحیه پلاستیک در مدل می‌باشد. یکی از آخرین مصالحی که جهت تعیین رفتار چرخشی اتصالات در نرم‌افزار اینسیس معرفی و بسط داده شده است ماده بایلین^{۲۸} است. روابط پاسخ چرخه‌ای این ماده به وسیله لیگنوس و کراوینکلر در سال ۲۰۱۲ توسعه یافته‌اند [۳۲]. شکل شماره ۷ نمودار ممان-دوران حاصل از مدل‌سازی مفصل پلاستیک بوسیله ماده بایلین و پارامترهای مورد نیاز جهت این مدل‌سازی را نمایش می‌دهد. پارامترهای مورد نیاز جهت مدل‌سازی مفصل پلاستیک بوسیله ماده بایلین عبارت هستند از: مقاومت تسلیم مؤثر (M_{ye})؛ سختی الاستیک مؤثر (K_e)؛ نسبت ممان نهایی به ممان تسلیم (M_c/M_y)؛ ظرفیت تغییر شکل پلاستیک (θ_p)؛ ضریب سخت‌شدگی کرنشی برای بارگذاری مثبت یا منفی (β)؛ ظرفیت چرخش پلاستیک بعد از رسیدن به حداکثر مقاومت (θ_{pc})؛ پارامترهای زوال‌پذیری چرخه‌ای (λ)؛ نسبت مقاومت باقیمانده به مقاومت تسلیم (κ)؛ ظرفیت دورانی نهایی (θ_u)؛ نرخ زوال‌پذیری ($\$c$) و نرخ زوال‌پذیری چرخه‌ای در جهت بارگذاری مثبت یا منفی ($\$D$).



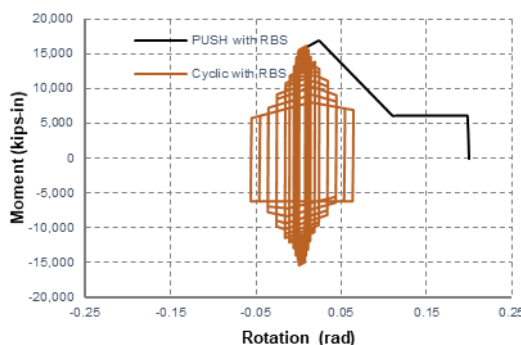
شکل ۷: نمودار ممان-دوران حاصل از مدل‌سازی مفصل پلاستیک بوسیله ماده بایلین [۳۲]

لیگنوس [۳۲] در رساله تحقیقاتی خود با تدوین المان بایلین و با دسته‌بندی اتصالات به دو دسته با مقطع کاهش یافته و انواع اتصالات دیگر که لیست این اتصالات در جدول شماره ۳ آورده شده است و با بررسی آماری یک پایگاه جامع داده، مشتمل بر اطلاعات

آزمایشگاهی مربوط به ۵۲ نمونه از اتصالات با مقطع کاهش یافته و ۱۰۵ نمونه از انواع اتصالات دیگر، ضرایب و فرمول‌های لازم جهت محاسبه پارامترهای مورد نیاز جهت انجام مدل‌سازی مفاصل پلاستیک با استفاده از ماده بایلین در نرم‌افزار اپنسیس را ارائه نموده است. در تحقیق اخیر جهت مدل‌سازی پارامترهای مفاصل پلاستیک قاب‌ها از روابط ارائه شده توسط لیگنوس [۳۲] استفاده شده است. بدین منظور برای مدل‌سازی مفاصل پلاستیک اتصالات تیر به ستون با اتصال با مقطع کاهش یافته، پارامترهای لازم از فرمول‌های "با مقطع کاهش یافته" ارائه شده در این رساله و برای مدل‌سازی مفاصل پلاستیک سایر اتصالات تیر به ستون از فرمول‌های "انواع اتصالات دیگر" این رساله استفاده شده است. همچنین جهت مدل‌سازی مفاصل پلاستیک ستون‌ها از فرمول‌های "انواع اتصالات دیگر" استفاده شده است. به طور مثال روابط ۱ و ۲ به ترتیب نحوه محاسبه پارامتر θ_p برای یک تیر با اتصال با مقطع کاهش یافته و انواع اتصالات دیگر را نشان می‌دهند [۳۲]. در این روابط پارامترهای h , t_w , d , L , t_f , L_b , t_f , b_f , t_w , h برای مفاصل پلاستیک ستون‌ها از فرمول‌های "انواع اتصالات دیگر" استفاده شده است. به ضخامت بال، فاصله بین مهارهای جانبی، شعاع ژیراسیون حول محور ضعیف، طول دهانه تیر، ارتفاع مقطع تیر (mm) و تنش تسلیم مصالح تیر (MPa). شکل شماره ۸ به طور نمونه، رفتار چرخه‌ای و منحنی مرز-ظرفیت یکی از مفاصل پلاستیک که پس از مدل‌سازی با استفاده از روابط ارائه شده در مرجع [۳۲] و بر اساس پروتکل بارگذاری مرجع [۳] حاصل شده است را نشان می‌دهد.

$$\theta_p = 0.19 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.314} \times \left(\frac{b_f}{2.t_f}\right)^{-0.100} \times \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.185} \times \left(\frac{L}{d}\right)^{0.113} \times \left(\frac{d}{533}\right)^{-0.760} \times \left(\frac{F_y}{355}\right)^{-0.070} \quad (1)$$

$$\theta_p = 0.318 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.550} \times \left(\frac{b_f}{2.t_f}\right)^{-0.345} \times \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.023} \times \left(\frac{L}{d}\right)^{0.090} \times \left(\frac{d}{533}\right)^{-0.330} \times \left(\frac{F_y}{355}\right)^{-0.130} \quad (2)$$



شکل ۸: نمودار ممان-دوران حاصل از مدل‌سازی یکی از مفاصل پلاستیک بوسیله ماده بایلین

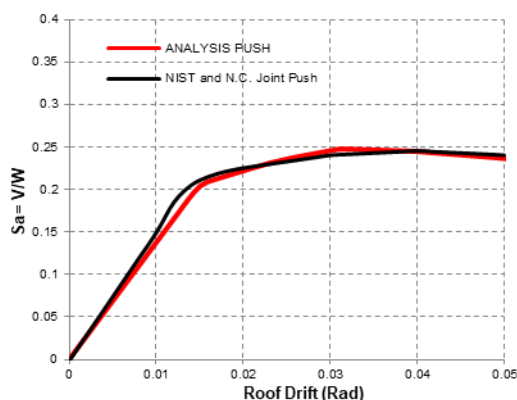
برای انجام آنالیز غیرخطی هندسی، آثار $P-\Delta$ بوسیله یک ستون مجازی^{۲۹}، ستونی با سختی خمشی صفر که موازی با قاب و به عنوان یک دهانه اضافه در مجاورت آخرین دهانه قاب قرار می‌گیرد و بوسیله المان‌های خرپایی به قاب اصلی متصل می‌شود، مدل‌سازی شده است. ستون مجازی در هر طبقه به میزان نصف بار ثقلی طبقه (با توجه به پلان ساختمان) و با ترکیب بار $1/0.5DL + 0/2.5LL$ بارگذاری شده است. همچنین چشمه‌های اتصال قاب‌های خمشی با هشت المان صلب متصل شده با مفصل و فنرهای چرخشی مطابق با روش پیشنهادی گوپتا و کراوینکلر [۳۳] مدل‌سازی شده‌اند.

جدول ۳: لیست انواع اتصالات غیر از اتصالات با مقطع کاهش یافته در پژوهش لیگنوس

نوع اتصال	علامت اختصاری	نوع اتصال	علامت اختصاری
Welded unreinforced flanges-Bolted Web	WUF-B	Bottom Haunch - Welded unreinforced flanges-Bolted Web	BH-WUF-B
Welded unreinforced flanges-Welded Web	WUF-W	Haunches - Welded unreinforced flanges-Bolted Web	H-WUF-B
Free Flange	FF	Haunches - Bolted flanges-Bolted Web	H-BF-B
Bolted Flange Plate	BFP	Haunches - Bolted flanges-Bolted Web, Bottom	BH-BF-B
Bolted Unstiffened End Plate	BUFP	Cover and Side Plate	MNH-SMTF
Bolted Stiffened End Plate	BSEP	Japanese Welded unreinforced flanges-Welded Web	WUF-W-J
Welded Flange Plate	WFP	Japanese Welded - Bolted Web	WUF-B-J
Welded Flange Plate - Free Flange	WPPFF	Japanese Welded - Bolted Web - Tapered Flange	WUF - B - T - J
Double Split Tee	DST	Korean - T - Stiffener - Welded	TS - W - K
Slotted Web Connection	SSDA	Extended tee	T1
Bolted Bracket connection	BB	Extended tee with taper	MT1
Welded Stiffened End Plate	WSEP	Bolted split - tee with shear tab	MDST-ST
Welded unreinforced flanges-Bolted Web, Welded Plate	WUF-BW	Bolted split - tee without shear tab	MDST
Ribs- Welded unreinforced flanges-Bolted Web	R-WUF-B	Tee-Bolted	TB

۴- صحت سنجی روش مدل سازی

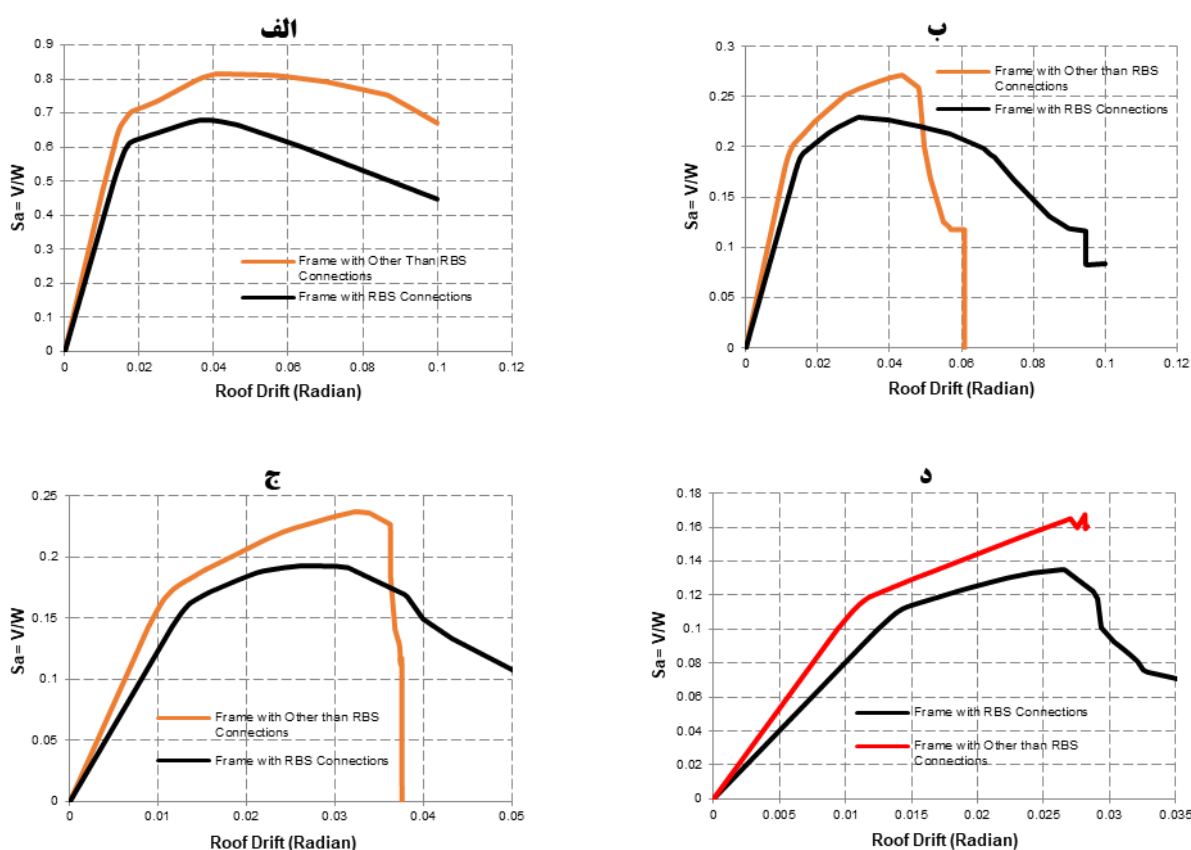
به منظور صحت سنجی، یک قاب خمشی چهار طبقه و سه دهانه با اتصالات با مقطع کاهش یافته از مرجع [۲۹]، انتخاب شده و به روش بیان شده در بخش ۳ مدل سازی شده و تحت تحلیل غیرخطی استاتیکی قرار گرفته است. مشخصات هندسی و مقاطع تیرها و ستون‌های این قاب چهار طبقه که بر اساس ملزومات آیین‌نامه‌های شماره 10-341 آمریکا [۳۴] و شماره 10-360 آمریکا [۳۵] طراحی شده‌اند مشابه با مشخصات ذکر شده در جدول ۱ می‌باشد. شکل شماره ۹ مقایسه بین نمودار برش پایه-تغییر مکان نسبی بام، حاصل از مدل سازی در این تحقیق را با نتایج ارائه شده در [۲۹] نشان می‌دهد. همانگونه که از این شکل مشخص است به طور کلی، تطابق قابل قبولی بین نمودار بدست آمده در این تحقیق با نمودار ارائه شده در مرجع [۲۹] وجود دارد که بیانگر صحت روش مدل سازی است. اگرچه اندک اختلافی بین دو نمودار وجود دارد که می‌تواند به دلیل عدم یکسان بودن وزن محاسباتی در دو مدل باشد. محور عمودی این نمودارها حاصل تقسیم برش پایه ساختمان به وزن سازه است که اختلاف موجود بین وزن مؤثر محاسبه شده در تحقیق حاضر و وزن استفاده شده در مرجع [۲۹] که مقدار آن داده نشده است این اختلاف را بوجود آورده است.



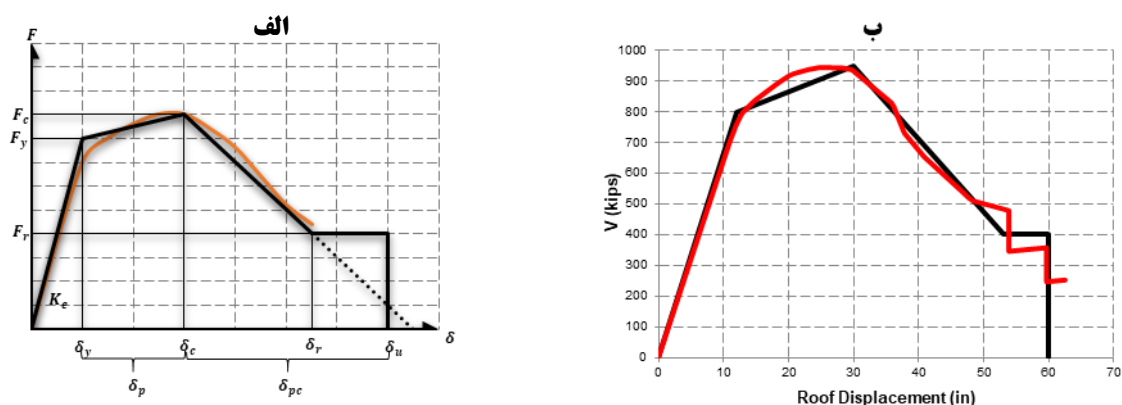
شکل ۹: مقایسه منحنی‌های پوسش آور قاب خمشی ویژه ۴ طبقه

۵- نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی قابها

پس از اطمینان از صحت روش مدل سازی، قابهای دو بعدی در دهانه‌ها و طبقات مختلف مطابق با مشخصات بیان شده در جدول شماره ۱ مدل سازی شده و تحت تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی قرار گرفته‌اند. پس از انجام تحلیل، نمودارهای برش پایه-تغییر مکان نسبی بام ($V_{base-\Delta_{roof}}$) در دو حالت استفاده از اتصالات با مقطع کاهش یافته و انواع اتصالات دیگر برای همه قابها بدست آمده که در شکل شماره ۱۰ نشان داده شده‌اند. سپس برای مقایسه رفتار لرزه ای قابها، نمودارهای $V_{base-\Delta_{roof}}$ مطابق با شکل شماره ۱۱ و به صورت گرافیکی و بر اساس نمودار مرجع موجود در نشریه شماره ۶۹۵ فدراسیون مدیریت بحران آمریکا ایده آل سازی شده و پارامترهایی چون سختی الاستیک قاب (K_e)، تغییر شکل پلاستیک قاب قبل از رسیدن به حداکثر مقاومت (δ_p)، تغییر شکل پلاستیک قابها پس از مقاومت نهایی (δ_{pc}) و ضریب ناپایداری دینامیکی قابها (R_{di}) محاسبه شده‌اند. همچنین با استفاده از نمودارهای $V_{base-\Delta_{roof}}$ ، پارامترهای Ω_0 (ضریب اضافه مقاومت) و μ_T (ضریب شکل پذیری) نیز محاسبه شده‌اند که جزئیات این نتایج در بخشهای بعدی ارائه شده است.



شکل ۱۰: مقایسه منحنی‌های پوش آور قاب‌های خمشی در دو حالت استفاده از اتصال با مقطع کاهش یافته و انواع اتصالات دیگر برای قاب‌های: الف) ۲ طبقه، ب) ۴ طبقه، ج) ۶ طبقه، د) ۸ طبقه



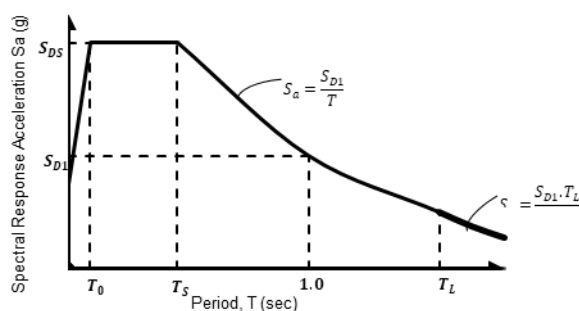
شکل ۱۱: نمودار برش پایه در مقابل جابجایی سقف سازه: الف) بر اساس نشریه شماره ۶۹۵ آژانس فدرال مدیریت بحران آمریکا، ب) برای قاب خمشی ۶ طبقه با اتصالات تیر به ستون با مقطع کاهش یافته

۵-۱- مقایسه سختی الاستیک قابها

در شکل شماره ۱۱ سختی الاستیک قاب بصورت نسبت مقاومت تسلیم به میزان جابجایی سازه در لحظه تسلیم تعریف می‌شود. همان‌گونه که در شکل شماره ۱۰ مشخص است در کلیه قابها شیب قسمت خطی نمودارها که معرف سختی قاب است در قاب‌های با اتصالات با مقطع کاهش یافته کمتر از قاب‌های با انواع اتصالات دیگر است. رابطه سختی با پیوند سازه بصورت رابطه ۳ است که در این رابطه ω فرکانس سازه، k سختی سازه و m جرم سازه می‌باشند. براساس این رابطه هرچه میزان سختی سازه کاهش یابد پیوند سازه افزایش پیدا می‌کند.

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m}}} \quad (3)$$

شکل شماره ۱۲ طیف پاسخ طرح که از آیین‌نامه بارگذاری سال ۲۰۱۶ آمریکا [۲۱] برداشت شده است را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در این نمودار مشخص است با افزایش دوره تناوب سازه به میزان بیشتر از T_0 تا T_S شتاب طرح ثابت بوده و به ازای مقادیر بالاتر، این شتاب کاهش یافته و در نتیجه بار لرزه‌ای کمتری به سازه اعمال می‌گردد. از طرفی با توجه به اینکه دوره تناوب قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق مطابق با جدول شماره ۱ مقادیر نسبتاً بزرگی بوده و با توجه به جنس خاک مدنظر برای این قابها مطابق با مرجع [۲۹] در محدوده‌ای بالاتر از T_S قرار می‌گیرند، می‌توان نتیجه گرفت قابی که اتصالات آن با مقطع کاهش یافته باشد نسبت به قابی که اتصالات آن انواع اتصالات دیگر است دارای سختی کمتری بوده و از این حیث با بالا رفتن دوره تناوب قاب در هنگام مواجهه با بارهای جانبی ناشی از زلزله عملکرد مناسب‌تری را از خود نشان خواهد داد.



شکل ۱۲: طیف پاسخ طرح آیین نامه ASCE/SEI 7-16 [۲۱]

۵-۲- مقایسه تغییر شکل پلاستیک قاب‌ها قبل از رسیدن به حداکثر مقاومت

همان‌گونه که در شکل شماره ۱۰ مشخص است در کلیه قاب‌ها فاصله افقی بین نقطه ماکزیمم نیروی وارده به سازه تا میزان نیروی تسلیم سازه که معرف پارامتر δ_p در شکل شماره ۱۱ است، در قاب‌های با اتصالات با مقطع کاهش یافته کمتر از قاب‌های با انواع اتصالات دیگر می‌باشد. بدین ترتیب در قاب‌های دو، چهار، شش و هشت طبقه با اتصالات با مقطع کاهش یافته، میزان تغییر شکل سازه‌ها پس از تسلیم تا نقطه ماکزیمم نیروی وارده به ترتیب به میزان ۰.۰۱۸، ۰.۰۱۵، ۰.۰۱۷ و ۰.۰۱۳ رادیان می‌باشد در حالی که اگر اتصالات این قاب‌ها از انواع اتصالات دیگر باشند ضمن تسلیم سازه‌ها در زمانی سریعتر و با تغییر شکلی کمتر، میزان تغییر شکل سازه‌ها پس از تسلیم تا نقطه ماکزیمم نیروی وارده به ترتیب به میزان ۰.۰۲۵، ۰.۰۲۶، ۰.۰۲۲ و ۰.۰۱۶ رادیان می‌باشد. این نتایج نشان می‌دهند، قاب‌های با انواع اتصالات دیگر در هنگام مواجهه با بارهای جانبی تا زمان رسیدن به ماکزیمم میزان نیروهای وارده دچار تغییر شکل‌های پلاستیک شدیدتری نسبت به قاب‌های با اتصالات با مقطع کاهش یافته می‌شوند که این موضوع باعث استفاده سریعتر از ظرفیت پلاستیک سازه، کاهش شکل‌پذیری سازه و در نهایت فروریزش سریعتر سازه شده است.

۵-۳- مقایسه تغییر شکل پلاستیک قاب‌ها پس از مقاومت نهایی

همان‌گونه که در شکل شماره ۱۰ مشخص است در کلیه قاب‌ها فاصله افقی بین نقطه ماکزیمم نیروی وارده به سازه تا نقطه محل تقاطع شیب نمودار پس از این نقطه با محور تغییر مکان که معرف پارامتر δ_{PC} در شکل شماره ۱۱ است، در قاب‌های با اتصالات با مقطع کاهش یافته بیشتر از قاب‌های با انواع اتصالات دیگر می‌باشد. بدین ترتیب در قاب‌های دو، چهار، شش و هشت طبقه با اتصالات با مقطع کاهش یافته، میزان تغییر شکل سازه‌ها پس از اعمال ماکزیمم نیروی وارده تا لحظه نهایی به ترتیب به میزان ۰.۰۶۷، ۰.۰۶۸، ۰.۰۴ و ۰.۰۱۴ رادیان می‌باشد در حالی که اگر اتصالات این قاب‌ها از انواع اتصالات دیگر باشند ضمن تسلیم سازه‌ها در زمانی سریعتر و با تغییر شکلی کمتر، میزان تغییر شکل سازه‌ها پس از اعمال ماکزیمم نیروی وارده تا لحظه نهایی به ترتیب به میزان ۰.۰۰۶، ۰.۰۰۲، ۰.۰۰۴ و ۰.۰۰۲ رادیان می‌باشد. این بدین معناست که ساختمان‌های با انواع اتصالات دیگر در هنگام مواجهه با بارهای جانبی لرزه‌ای پس از رسیدن به ماکزیمم میزان نیروهای وارده به شدت دچار کاهش مقاومت شده و با سرعت بسیار بیشتری نسبت به قاب‌های با اتصالات با مقطع کاهش یافته به سمت فروریزش یا انهدام پیش می‌روند.

۵-۴- کنترل ناپایداری دینامیکی جانبی قابها

نشریه شماره ۴۴۰ آژانس فدرال مدیریت بحران آمریکا [۳۶] به منظور تخمین پایداری یا عدم پایداری قابهای خمشی تحت بارهای دینامیکی جانبی، با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی پارامتر R_{di} را به عنوان حداقل مقاومت مورد نیاز سازه معرفی نموده است. در این روش ابتدا پارامتر R برای هر قاب خمشی به شرح رابطه ۴ محاسبه می‌گردد که در این رابطه S_a ، شتاب طیف پاسخ طرح و V_y/W نسبت حداکثر مقاومت قاب به وزن آن می‌باشد.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \quad (۴)$$

پس از محاسبه پارامتر R ، پارامتر R_{di} به شرح فرمول‌های ۵ تا ۷ محاسبه می‌گردد. در صورت برقراری رابطه $R < R_{di}$ ، بدون نیاز به انجام آنالیزهای غیرخطی دینامیکی افزایشی و فقط با استفاده از نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی می‌توان اطمینان حاصل کرد قاب مورد مطالعه حداقل مقاومت لازم جهت تحمل بارهای جانبی دینامیکی را دارا بوده و در مقابل این بارها عملکرد رضایت‌بخشی را از خود نشان نمی‌دهد و دچار ناپایداری دینامیکی نمی‌شود. لازم به ذکر است هرچه فاصله R از R_{di} بیشتر باشد این اطمینان بیشتر خواهد شد. در این روابط T_e دوره تناوب محاسباتی سازه، γ نسبت شیب قسمت سوم منحنی $V_{base}-\Delta_{roof}$ ایده‌آل شده به شیب اولیه این منحنی، F_c مقاومت ماکزیمم، F_r مقاومت باقیمانده سازه می‌باشند. پارامتر d برای سیستم‌های با افت سختی به طور ثابت و برابر ۴ و در سیستم‌های بدون افت سختی به طور ثابت و برابر ۵ در نظر گرفته می‌شود. سایر پارامترهای این روابط در شکل شماره ۹ نشان داده شده‌اند.

$$R_{di} = \left(\frac{\Delta_c}{\Delta_y}\right)^a + b \frac{T_e}{3|\gamma|} + \frac{F_r}{F_c} \left(\frac{\Delta_u - \Delta_r}{\Delta_y}\right)^2 \sqrt{T_e} \quad (۵)$$

$$a = 1 - \exp(-dT_e) \quad (۶)$$

$$b = 1 - \left(\frac{F_r}{F_c}\right)^2 \quad (۷)$$

در این تحقیق جهت کنترل رابطه $R < R_{di}$ ، پارامتر R به شرح جدول (۴) برای هر قاب محاسبه گردیده است. دوره تناوب قابها از آنالیز بدست آمده است. پارامترهای S_{D1} و S_{D5} بر اساس روابط آیین‌نامه بارگذاری سال ۲۰۱۰ آمریکا [۳۱] و با فرض قرارگیری قابها روی خاک تیپ D محاسبه گردیده‌اند. همچنین جهت محاسبه پارامترهای T_0 ، T_S و S_a از روابط همین آیین‌نامه استفاده شده است. پارامتر R_{di} برای این قابها به شرح جدول ۵ محاسبه گردیده است که کلیه اطلاعات لازم از نمودارهای $V_{base}-\Delta_{roof}$ ایده‌آل شده برداشت شده است.

جدول ۴: محاسبه پارامتر R برای قابهای مورد مطالعه

تعداد طبقات قاب	اتصال	T_e (sec)	S_{D5} (g)	S_{D1} (g)	T_0 (sec)	T_S (sec)	S_a (g)	$(V/w)_{max}$	R
۲	RBS	۰/۷۸۸	۰/۹۶	۰/۷۵۹	۰/۱۵۸	۰/۷۹	۰/۹۶	۰/۶۸	۱/۴۱
۲	غیر از RBS	۰/۷۱۳	۰/۹۶	۰/۷۵۹	۰/۱۵۸	۰/۷۹	۰/۹۶	۰/۸۱۶	۱/۱۸
۴	RBS	۱/۸	۰/۹۶	۰/۷۵۹	۰/۱۵۸	۰/۷۹	۰/۴۲۲	۰/۲۲۹	۱/۸۴
۴	غیر از RBS	۱/۵۹۳	۰/۹۶	۰/۷۵۹	۰/۱۵۸	۰/۷۹	۰/۴۷۶	۰/۲۷۱	۱/۷۶
۶	RBS	۲/۱۹۶	۰/۹۶	۰/۷۵۹	۰/۱۵۸	۰/۷۹	۰/۳۴۶	۰/۱۹۳	۱/۷۹
۶	غیر از RBS	۱/۹۴۲	۰/۹۶	۰/۷۵۹	۰/۱۵۸	۰/۷۹	۰/۳۹۱	۰/۲۳۷	۱/۶۵
۸	RBS	۳/۰۷۲	۰/۹۶	۰/۷۵۹	۰/۱۵۸	۰/۷۹	۰/۲۴۷	۰/۱۳۵	۱/۸۳
۸	غیر از RBS	۲/۶۹۱	۰/۹۶	۰/۷۵۹	۰/۱۵۸	۰/۷۹	۰/۲۸۲	۰/۱۶۸	۱/۶۸

جدول ۵: محاسبه پارامتر R_{di} برای قاب‌های مورد مطالعه

تعداد طبقات قاب	اتصال	Δ_c (in)	Δ_y (in)	Δ_r (in)	Δ_u (in)	F_r (kips)	F_c (kips)	b	K_e (kips/in)	γ	R_{di}
۲	RBS	۱۴	۵/۵	۲۸	۳۲	۷۰۰	۱۰۸۰	۰/۵۸	۲۰۰	۰/۱۴	۴/۱۰
۲	غیر از RBS	۱۳	۵	۲۹	۳۲	۱۱۵۰	۱۳۰۰	۰/۲۲	۲۲۰	۰/۰۴	۴/۳۰
۴	RBS	۲۲	۱۰	۵۸	۶۰	۳۸۰	۷۷۰	۰/۷۶	۶۵	۰/۱۷	۵/۰۶
۴	غیر از RBS	۲۹	۸	۳۵	۳۹	۳۹۰	۹۰۰	۰/۸۱	۸۵	۱/۰۰	۴/۳۱
۶	RBS	۲۸	۱۲	۵۶	۶۴	۳۹۰	۹۵۰	۰/۸۳	۶۱/۵	۰/۳۳	۴/۵۶
۶	غیر از RBS	۳۴	۱۱	۳۶	۳۷	۶۰۰	۱۱۹۰	۰/۷۵	۸۱	۳/۶۴	۳/۲۸
۸	RBS	۳۳	۱۸	۴۰/۵	۴۸	۴۶۰	۸۹۰	۰/۷۳	۴۱	۱/۳۹	۲/۶۸
۸	غیر از RBS	۳۴	۱۳	۳۵	۳۸	۱۰۵۰	۱۱۰۰	۰/۰۹	۵۲	۰/۹۶	۳/۰۱

با بدست آمدن پارامترهای R و R_{di} برای هر قاب، کنترل پایداری جانبی دینامیکی برای قاب‌ها به شرح جدول (۶) انجام شده است.

جدول ۶: کنترل پایداری جانبی دینامیکی برای قاب‌های مورد مطالعه

تعداد طبقات قاب	اتصال	R	R_{di}	$R < R_{di}$	$R - R_{di}$
۲	RBS	۱/۴۱	۴/۱۰	OK	۲/۶۹
۲	غیر از RBS	۱/۱۸	۴/۳۰	OK	۳/۱۲
۴	RBS	۱/۸۴	۵/۰۶	OK	۳/۲۱
۴	غیر از RBS	۱/۷۶	۴/۳۱	OK	۲/۵۵
۴	RBS	۱/۷۹	۴/۵۶	OK	۲/۷۶
۴	غیر از RBS	۱/۶۵	۳/۲۸	OK	۱/۶۳
۴	RBS	۱/۸۳	۲/۶۸	OK	۰/۸۵
۴	غیر از RBS	۱/۶۸	۳/۰۱	OK	۱/۳۳

با انجام کنترل پایداری جانبی دینامیکی سازه به شرح فوق مشخص گردید کلیه قاب‌های مورد مطالعه به طور قابل اطمینانی دارای حداقل مقاومت لازم در مقابل ناپایداری جانبی دینامیکی می‌باشند. طبق توصیه نشریه شماره ۴۴۰ آژانس فدرال مدیریت بحران آمریکا [۳۶] با انجام کنترل فوق دیگر نیازی به انجام آنالیز غیرخطی دینامیکی قاب‌ها نمی‌باشد.

اما نکته قابل بررسی در این کنترل تفاوت ضرایب R و R_{di} در قاب‌های با اتصالات با مقطع کاهش یافته و قاب‌های با انواع اتصالات دیگر می‌باشد. همانگونه که در جدول شماره ۵ مشخص است در قاب دو طبقه فاصله دو ضریب مذکور در قاب با اتصالات با مقطع کاهش یافته کمتر از قاب با انواع اتصالات دیگر می‌باشد. این بدان معناست که در قاب دو طبقه استفاده از انواع اتصالات دیگر اطمینان بیشتری را از پایداری در مقابل بارهای جانبی دینامیکی حاصل نموده است و در صورت تشدید بارهای جانبی دینامیکی این قاب در مقایسه با قاب دیگر در زمان دیرتری دچار ناپایداری خواهد شد. این در حالیست که در قاب‌های ۴ و ۶ طبقه برعکس این موضوع رخ داده است و قاب‌های با اتصالات با مقطع کاهش یافته پایدارتر ظاهر شده‌اند. البته قاب‌های هشت طبقه نیز مانند قاب دو طبقه رفتار نموده است با این تفاوت که بدلیل عدم همگرایی قاب هشت طبقه با انواع اتصالات دیگر و تخریب ناگهانی آن در هنگام آنالیز می‌توان این موضوع را در این قاب نادیده

انگاشت. در مجموع می‌توان گفت رفتار قاب‌های با اتصالات با مقطع کاهش یافته در پایداری در مقابل بارهای جانبی دینامیکی راضی‌کننده تر بوده است.

۵-۵- مقایسه ضرایب اضافه مقاومت قاب‌ها (Ω_0)

در طرح لرزه‌ای، سازه‌ها به گونه‌ای طراحی می‌شوند که با افزایش بارهای زلزله و ورود وضعیت سازه به حالت غیرخطی ابتدا فیوزهای پیش‌بینی شده در سازه دچار تسلیم شده و با این تسلیم مقدار زیادی از انرژی زلزله مستهلک شود. پس از تسلیم فیوزها نیروهای ایجاد شده در المان‌های کلیدی سازه افزایش می‌یابند. بدین منظور بایستی المان‌های کلیدی سازه مانند ستون‌ها به گونه‌ای طراحی شوند که دچار تسلیم نشده و اضافه نیروهای ناشی از تسلیم فیوزها را تحمل نمایند. این المان‌ها بایستی برای Ω_0 برابر نیروهای طراحی، طراحی شوند. ضریب Ω_0 ، ضریب اضافه مقاومت نامیده می‌شود. این ضریب برای قاب‌های مختلف مورد مطالعه با استفاده از نمودارهای $V_{base-\Delta_{roof}}$ حاصل از آنالیز استاتیکی غیرخطی و با استفاده از رابطه ۸ بدست آمده و نتایج آن در جدول ۶ خلاصه شده است. آیین‌نامه بارگذاری سال ۲۰۱۰ آمریکا [۳۱] برای قاب‌های خمشی ویژه این ضریب را برابر ۳ در نظر گرفته است. همانگونه نتایج ارائه شده در جدول ۶ نشان می‌دهند برای تمامی قاب‌های ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه ضریب Ω_0 بدست آمده برای قاب‌های با اتصالات با مقطع کاهش یافته به ضریب پیشنهادی آیین‌نامه نزدیک‌تر است به طوریکه مقدار متوسط این ضریب برای قاب‌های خمشی با اتصالات با مقطع کاهش یافته و انواع اتصالات دیگر به ترتیب برابر با ۴/۲ و ۵/۱ می‌باشد. این نتایج بیانگر دو موضوع هستند: (۱) مشابه با نتایج ارائه شده برای قاب خمشی با اتصالات با مقطع کاهش یافته در مرجع [۲۴]، ضریب اضافه مقاومت بدست آمده برای هر دو نوع قاب به طور چشمگیری بزرگتر از عدد پیشنهادی آیین‌نامه است که خود بیانگر این مطلب است که مقدار عددی ۳ یک مقدار حداقلی برای ضریب اضافه مقاومت می‌باشد، (۲) در قاب‌های خمشی با اتصالات با مقطع کاهش یافته برای طراحی المان‌های کلیدی سازه نیاز به نیروی طراحی نسبتاً کمتری نسبت به قاب‌های خمشی با انواع اتصالات دیگر می‌باشد.

$$\Omega_0 = \frac{\left(\frac{V}{W}\right)_{max}}{\left(\frac{V}{W}\right)_{Design}} \quad (8)$$

۵-۶- مقایسه ضریب شکل‌پذیری قاب‌ها (μ_T)

با استفاده از نمودارهای $V_{base-\Delta_{roof}}$ حاصل از آنالیز استاتیکی غیرخطی و با استفاده از رابطه ۹ که از نشریه شماره ۶۹۵ آژانس فدرال مدیریت بحران آمریکا [۲۴] استخراج شده است مقادیر ضریب شکل‌پذیری قاب‌ها (μ_T) بدست آمده و نتایج آن در جدول ۷ خلاصه شده است. به طور کلی مقدار هر دو پارامتر θ_u و $\theta_{y,eff}$ برای قاب‌های خمشی با اتصالات با مقطع کاهش یافته بزرگتر از قاب‌های خمشی با انواع اتصالات دیگر هستند به همین دلیل ضریب μ_T که نسبت این دو مقدار می‌باشد برای هر دو نوع قاب تقریباً یکسان می‌باشد. مقدار متوسط ضریب μ_T برای قاب‌های خمشی با اتصالات با مقطع کاهش یافته و انواع اتصالات دیگر به ترتیب برابر با ۳/۲۵ و ۳/۴۱ می‌باشد.

$$\mu_T = \frac{(\theta_u)(Ultimate\ roof\ drift)}{(\theta_{y,eff})(Effective\ Yield\ roof\ drift)} \quad (9)$$

جدول ۷: مقادیر ضریب اضافه مقاومت و شکل پذیری برای قاب‌های خمشی مورد مطالعه

تعداد طبقات قاب	اتصال	$(V/W)_{max}$	θ_{ii} (rad)	$\theta_{y,eff}$ (rad)	$(V/W)_{design}$	Ω_0	μ_T
۲	RBS	۰/۶۸۰	۰/۰۷۷	۰/۰۱۷۳	۰/۱۲۵	۵/۴۳۹	۴/۴۵۱
۲	غیر از RBS	۰/۸۱۶	۰/۱۰۰	۰/۰۱۷۱	۰/۱۲۵	۶/۵۳۰	۵/۸۴۷
۴	RBS	۰/۲۲۹	۰/۰۷۱	۰/۰۱۷۱	۰/۰۷۹	۲/۹۰۴	۴/۱۵۲
۴	غیر از RBS	۰/۲۷۱	۰/۰۴۹	۰/۰۱۵۸	۰/۰۷۹	۳/۴۳۵	۳/۱۰۱
۶	RBS	۰/۱۹۳	۰/۰۳۹	۰/۰۱۴۸	۰/۰۳۹	۴/۹۳۶	۲/۶۳۵
۶	غیر از RBS	۰/۲۳۷	۰/۰۳۶	۰/۰۱۴۲	۰/۰۳۹	۶/۰۷۳	۲/۵۳۵
۸	RBS	۰/۱۳۵	۰/۰۲۹	۰/۰۱۶۵	۰/۰۳۹	۳/۴۵۹	۱/۷۶
۸	غیر از RBS	۰/۱۶۸	۰/۰۲۷	۰/۰۱۲۵	۰/۰۳۹	۴/۳۰۰	۲/۱۶۲

۶- نتیجه گیری

در این پژوهش به منظور مقایسه رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی ویژه با اتصالات تیر به ستون با مقطع کاهش یافته، و قاب‌های خمشی ویژه با انواع اتصالات دیگر، مدل‌سازی و تحلیل لرزه‌ای ۴ عدد قاب ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه با هر دو نوع اتصال مذکور با روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و در نرم افزار اپنسیس انجام پذیرفت. در این پژوهش جهت مدل‌سازی مفاصل پلاستیک اتصال تیرها به ستون‌ها از مدل افت اصلاح شده کراوینکلر استفاده شد. بدین منظور فرمول‌های لازم جهت محاسبه پارامترهای لازم جهت مدل‌سازی مفاصل پلاستیک، از رساله پژوهشی لیگنوس [۳۲] در دو حالت با مقطع کاهش یافته و انواع اتصالات دیگر برداشت شده و مورد استفاده قرار گرفت. همچنین اطلاعات اولیه جهت مدل‌سازی المان‌های قاب‌ها از گزارش شماره جی سی آر ۸-۹۱۷-۱۰ انستیتو بین‌المللی استاندارد و تکنولوژی [۲۹]، برداشت شده و در مدل‌سازی مورد استفاده قرار گرفت. در نهایت با انجام مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی استاتیکی روی قاب‌ها نمودارهای پوش‌آور هر قاب در دو حالت اتصال با مقطع کاهش یافته و انواع اتصالات دیگر دارای سختی الاستیک کمتر و در نتیجه دوره تناوب بزرگتر، تغییرشکل پلاستیک کمتر قبل از رسیدن به حداکثر مقاومت، تغییرشکل پلاستیک بیشتر پس از رسیدن به مقاومت نهایی و در نتیجه دیرتر تخریب شدن، پایداری بیشتر در مقابل بارهای جانبی دینامیکی، ضریب اضافه مقاومت کمتر و نزدیک‌تر به عدد پیشنهادی آیین‌نامه، و ضریب شکل‌پذیری تقریباً یکسانی می‌باشند. همانند نتایج تحقیقات گذشته این تحقیق نیز نشان داد که عملکرد غیرخطی قاب‌ها به طور قابل توجهی متأثر از نحوه مدل‌سازی اتصالات آن‌ها می‌باشد و قاب‌های با مقطع کاهش یافته می‌توانند رفتار غیرخطی مناسبی از خود نشان داده و احتمال فروریزش آنها در محدوده مجاز تعریف شده در نشریه شماره ۶۹۵ آژانس فدرال مدیریت بحران آمریکا خواهد بود. جمع‌بندی موارد فوق این نتیجه را حاصل می‌نماید که رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی با اتصالات با مقطع کاهش یافته به مراتب مناسب‌تر از رفتار غیرخطی قاب‌های با انواع اتصالات دیگر می‌باشد. بنابراین استفاده از این نوع اتصال در طراحی سازه‌های فلزی در مناطق لرزه‌خیز به طراحان سازه توصیه می‌گردد. همانند نتایج تحقیقات گسترده در سال ۲۰۱۴ توسط الکادی و لیگنوس [۲۸] بر روی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی با اتصال با مقطع کاهش یافته و با حضور و یا عدم حضور قاب‌های ثقلی و دال بتنی، نتایج این تحقیق نیز بیانگر این موضوع می‌باشند که ضریب اضافه مقاومت در این قاب‌ها به طور چشمگیری بزرگتر از ۳ می‌باشد. این در حالی است که برخی تحقیقات انجام شده در مرجع [۲۹] مقدار ضریب اضافه مقاومت را برای قاب‌های خمشی فولادی تنها با اتصالات با مقطع کاهش یافته بسته به تعداد طبقات بین ۲/۵۵ تا ۴/۶۷ گزارش کرده‌اند. البته آن‌طور که نتایج این پژوهش نشان می‌دهند در محدوده مدل‌ها و فرضیات این تحقیق ضریب اضافه مقاومت ۳ نه تنها برای قاب‌های خمشی با اتصالات با مقطع کاهش یافته مناسب نیست بلکه برای قاب‌های با انواع اتصالات دیگر نیز عدد مناسبی نمی‌باشد. بر همین اساس مقادیر عددی ۴ و ۵ به ترتیب برای این ضریب برای قاب‌های خمشی با اتصالات با مقطع کاهش یافته و قاب‌های خمشی با انواع اتصالات دیگر پیشنهاد می‌گردد.

مراجع

- [1] Gates, W.E. and M. Morden. (1995). *Lessons from inspection, evaluation, repair and construction of welded steel moment frames following the Northridge Earthquake*. Surveys and Assessment of Damage to Buildings Affected by the Northridge Earthquake of January 17, 1994 SAC 95, 6.
- [2] Miller, D.K. (1998). Lessons learned from the Northridge earthquake. *Engineering Structures*, 20(4), 249-260.
- [3] Venture, S.J. (1996). *Experimental investigations of beam-column subassemblages*. SAC-96-01, Parts I and II.
- [4] Kim, T., et al. (2000) *Steel Moment-Resisting Connections Reinforced with Cover and Flange Plates*. SAC Joint Venture, Report SAC/BD-00/27.
- [5] Kim, T., et al. (2000). *Cover-plate and flange-plate reinforced steel moment-resisting connections*. : Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [6] Hedayat, A.A., Saffari H. and Jazebi E. (2016). Investigation of the effective parameters on the strength and ductility of the welded flange plate connections *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*. 17(1), 15-42.
- [7] Hedayat, A.A., et al. (2018). Flexural strength prediction of welded flange plate connections based on slenderness ratios of beam elements using ANN. *Advances in Civil Engineering*. In Press.
- [8] Chi, B., Uang, C.-M., Chen A. (2006). Seismic rehabilitation of pre-Northridge steel moment connections: A case study. *Journal of Constructional Steel Research*, 62(8), 783-792.
- [9] Popov, E.P. and Tsai, K. (1989). Performance of large seismic steel moment connections under cyclic loads. *Engineering Journal*, 26, 2.
- [10] Chen, C.-C., Lee, J.-M. and Lin, M.-C. (2003). Behaviour of steel moment connections with a single flange rib. *Engineering structures*, 25(11), 1419-1428.
- [11] Chen, C.-C., Lin, C.-C. and Tsai, C.-L. (1989). Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns. *Engineering structures*, 26(13), 1889-1904.
- [12] Popov, E.P., Yang, T.-S. and Chang, S.-P. (1998). Design of steel MRF connections before and after 1994 Northridge earthquake. *Engineering Structures*, 20(12), 1030-1038.
- [13] Hedayat, A.A. and Celikag, M. (2009). Post-Northridge connection with modified beam end configuration to enhance strength and ductility. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(7), 1413-1430.
- [14] Hedayat, A.A., Saffari, H. and Mousavi, M. (2013). Behaviour of Steel Reduced Beam Web (RBW) Connections with Arch-Shape Cut. *Advances in Structural Engineering*, 16(10), 1645-1662.
- [15] Hedayat, A.A., Saffari, H. and Amid, H. (2016). Ductility of post-Northridge connections with Angelina beams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 169(SB3), 184-209.
- [16] Saffari, H., Hedayat, A. and Nejad, M.P. (2013). Post-Northridge connections with slit dampers to enhance strength and ductility. *Journal of Constructional Steel Research*, 80, 138-152.
- [17] Oh, S.-H., Kim, Y.-J. and Ryu H.-S. (2009). Seismic performance of steel structures with slit dampers. *Engineering structures*, 31(9), 1997-2008.
- [18] Houghton, D.L. (1998). The SidePlate T M Moment Connection System: A Design Breakthrough Eliminating Recognised Vulnerabilities in Steel Moment-Resisting Frame Connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 1(46), 260-261.
- [19] Engelhardt, M. and Sabol, T.A. (1994). Testing of welded steel moment connections in response to the Northridge earthquake. *Northridge steel update*, 1.
- [20] American Institute of Steel Construction, (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: ANSI/AISC 358-16.
- [21] American Society of Civil Engineers, (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other structures*. ASCE/SEI-7-16, Vol. 7.
- [22] Le-Trung, K., et al. (2010). Seismic demand evaluation of steel MRF buildings with simple and detailed connection models. *International Journal of Steel Structures*, 10(1), 15-34.

- [23] Zareian, F., Lignos, D. and Krawinkler, H. (2010). Evaluation of seismic collapse performance of steel special moment resisting frames using FEMA P695 (ATC-63) methodology. *In Structures Congress*.
- [24] Federal Emergency Management Agency, (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. FEMA-P695.
- [25] Lignos, D., Krawinkler, H. and Whittaker, A. (2011). Prediction and validation of sidesway collapse of two scale models of a 4-story steel moment frame. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(7), 807-825.
- [26] Izadinia, M., Rahgozar, M.A. and Mohammadrezaei O. (2012). Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods. *Journal of Constructional Steel Research*, 79, 83-90.
- [27] SeismoSoft, (2004). *A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*. [Online] Available at: <http://www.seismosoft.com>.
- [28] Elkady, A. and Lignos, D.G. (2014). Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(8), 1289-1307.
- [29] NIST and N.C. Joint, (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Gaithersburg: US Department of Commerce, Engineering Laboratory, National Institute of Standards and Technology, 20899-8600.
- [30] Mckenna, F.T. (1997). *Object-oriented finite element programming: frameworks for analysis, algorithms and parallel computing*. University of California, Berkeley.
- [31] American Society of Civil Engineers, (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers Standard.
- [32] Lignos, D. (2012). *Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations*. Stanford university.
- [33] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1998). *Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures*. Stanford University.
- [34] American Institute of Steel Construction, (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, AISC 341-10.
- [35] American Institute of Steel Construction, (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago-Illinois, ANSI/AISC 360-10.
- [36] Federal Emergency Management Agency, (2009). *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*. FEMA-P440A.