

## بررسی و تحلیل تاثیر صلبیت های اتصال متفاوت در هر طبقه ساختمان در عملکرد جانبی قاب های خمشی فولادی

فرامرز نیکنام ایناللو<sup>۱</sup>، حسن آقابرانی<sup>۲</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه غیر انتفاعی دانش البرز

۲- استادیار و عضو هیات علمی، دانشکده عمران و نقشه برداری، دانشگاه آزاد اسلامی واحد قزوین

### چکیده

در این تحقیق به بررسی موضوع "تاثیر صلبیت های اتصال متفاوت در هر طبقه ساختمان در عملکرد جانبی قاب های خمشی فولادی" پرداخته شد. با استفاده از نرم افزار Etabs 2015 قاب های فولادی ۴ دهانه با ساختمانهای با طبقات ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه با اتصالات و با صلبیت های متفاوت در طبقات تحت تحلیل بار افزون قرار گرفت و ضریب رفتار هر یک بدست آمد و سپس با بررسی خروجی های نرم افزار و مطالعات صورت گرفته، نتایج زیر اخذ گردید: ۱- معیار حاکم در طراحی سازه های قاب خمشی کوتاه مرتبه، میزان نسبت تنش ها و در سازه های میان مرتبه و بلند مرتبه، تغییر مکان جانبی سازه می باشد. لذا با افزایش ارتفاع این سیستم های سازه ای، سازه های تردتری حاصل می شود. ۲- با افزایش ارتفاع در سازه های قاب خمشی ضریب رفتار سازه کاهش می یابد. ۳- استفاده از اتصالات نیمه صلب در سازه های کوتاه مرتبه، سبب کاهش ظرفیت و شکل پذیری سازه می باشد لذا کاربرد این نوع اتصالات در این سازه ها مناسب نمی باشد. ۴- استفاده از اتصالات نیمه صلب در سازه های میان مرتبه و بلند مرتبه ضمن حفظ میزان تحمل برش پایه، سبب افزایش تغییر مکان جانبی و در نتیجه ظرفیت استهلاک انرژی سازه می شود. ۵- کاربرد اتصالات نیمه صلب به جای صلب باعث کاهش هزینه های اجرا می شود، بنابراین می توان بیان نمود کاربرد اتصالات نیمه صلب در سازه های قاب خمشی فولادی میان مرتبه و بلند مرتبه توجیه اقتصادی نیز دارد.

**کلمات کلیدی:** اتصال نیمه صلب، تحلیل غیرخطی بارافزون، قاب خمشی فولادی صلب و نیمه صلب

## ۱- معرفی

فلسفه طراحی لرزه‌ای برای قاب‌های مقاوم خمشی، اصل ستون قوی-تیر ضعیف را پیشنهاد می‌کند تا ستون‌ها به سبب نقش موثرشان در تحمل بارهای قائم و لرزه‌ای، بعد از تیرها به پلاستیک برسند. طبق این اصل، ظرفیت ستون‌ها در محل اتصال بیشتر از ظرفیت تیرهای وابسته است. در ساختمان‌های کوتاه با دهانه‌های بلند تامین شرط ستون قوی-تیر ضعیف از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نیست و بهترین راه پیشنهادی استفاده از اتصالات نیمه صلب است تا به عنوان فیوز عمل کرده و مقدار لنگر انتقالی از تیر به ستون را کنترل کند. در اینگونه اتصالات مقدار لنگر انتقالی از تیر به ستون، تابع ظرفیت لنگر اتصال نیمه صلب است. طی مطالعاتی که در آیین‌نامه ۲۸۰۰ صورت گرفته ضریب رفتار برای سازه ترکیبی قاب خمشی بتنی با مهاربند هم محور فولادی ارائه نشده و تعداد طبقات سازه تأثیری در مقدار ضریب رفتار کلیه سیستم‌های سازه‌ای نداشته است. همچنین هیچ اشاره‌ای به ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل پذیری در سازه‌های ترکیبی یا دوگانه نشده که تمامی این موارد در فصول قبل به طور جداگانه مورد تحلیل قرار گرفته است. در این فصل از پژوهش به بررسی روش‌های تحقیق برای بدست آوردن ضریب رفتار برای سازه‌های فولادی با اتصالات صلب و نیمه صلب پرداخته شد.

در سال ۲۰۱۹ هانگ<sup>۱</sup> و همکارانش تحقیقات خود را در زمین‌بررسی رفتار چرخه ای یک اتصال نیمه صلب در فرم کامپوزیت بامبو فولادی کامل کرد.[۲]

او یک اتصال نیمه صلب برای قاب‌های خمشی کامپوزیتی بامبو-استیل که شامل تیرهای بامبو و ستونهای فولادی بود، را ارائه نمود. اتصال شامل یک مفصل فولادی و دو نبشی فولادی برای حمل نیروی برشی و خمشی در انتهای تیر بود. این نبشی از دو بخش تشکیل شده است، یک بخش اتصال که به تیر متصل است و یک پنل اتلاف انرژی (EDP) که از طریق یک پنل پایه به ستون متصل است. در این روش، اتصال تنها به عنوان اتصال قاب عمل نمی‌کند، بلکه به عنوان وسیله ای برای اتلاف انرژی عمل می‌کند. آزمایش بارگذاری چرخه ای بر روی ۹ اتصال با نسبت های مختلف طول به ضخامت انجام شد تا به بررسی وضعیت خرابی و رفتار آن پردازند. در تحقیقات ایشان مشخص شد که با طراحی مناسب، آسیب قاب می‌تواند در پنل موجود در نبشی محدود شود در حالی که سایر قسمت های قاب عملاً عاری از آسیب هستند. او فرمول ساده ای برای پیش بینی ظرفیت حمل بار اتصال بر اساس نتایج آزمایشی و عددی تهیه و سپس بین نتایج محاسبه و آزمایش تطابق خوبی حاصل نمود و توصیه هایی برای طراحی اتصال ترکیبی بامبو-فولادی نیمه صلب پیشنهاد داد[۱].

در سال ۲۰۱۹ پاتنانا<sup>۲</sup> و همکارانش به بررسی "پاسخ لنگر-دوران برای اتصال نیمه صلب" پرداختند. در این مقاله، مدل‌های ریاضی قابل قبول برای هشت اتصال تیر-ستون رایج از جمله اتصال نبشی تک جان، دابل نبشی جان، نبشی بالا و نشیمن اتصال با و بدون نبشی جان، ورق نشیمن، ورق نعل گاوی و ورق روی تیر مورد مطالعه قرار گرفت و پاسخ لنگر-انحنای هر یک

<sup>1</sup> Huang

<sup>2</sup> Patnana

از این آنها بدست آمد و بر اساس سستم طبقه بندی بجورهورد<sup>۳</sup>، بر اساس پاسخ لنگر انحنای بدست آمده طبقه بندی و با یکدیگر مقایسه شدند[۲].

تای<sup>۴</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی ارزیابی قابلیت اطمینان سیستم قابهای فلزی با اتصالات نیمه صلب پرداختند. در این مقاله یک روش عددی دقیق و کارآمد برای ارزیابی قابلیت اطمینان قابهای فولادی با اتصالات نیمه صلب ارائه شده است. استحکام و رفتار نهایی قاب با استفاده از مفصل پلاستیکی مشخص و با توجه به بازده محاسباتی آن پیش بینی می شود، در حالی که رفتار غیر خطی اتصالات نیمه صلب با استفاده از مدل قدرت سه پارامتری مشخص می شود. ویژگی های آماری برای مدل قدرت سه پارامتری بر اساس نتایج تجربی موجود بدست آمد. حساسیت قابلیت اطمینان به خطای مدل نیز مورد بررسی قرار گرفت. برای برآورد احتمال خرابی و شاخص پایایی سیستم از شبیه سازی مونت کارلو استفاده شده است. دو قاب در معرض ترکیب بارهای جاذب و بار باد مورد بررسی قرار گرفت و شاخصهای قابلیت اطمینان سیستم برای هر دو حالت مقاومت و محدودیت قابلیت استفاده بر اساس تصادفی بودن در بارها، خصوصیات مواد و هندسی و اتصالات نیمه سفت و سخت ارزیابی شدند. نتایج نشان می دهد که قابلیت اطمینان قاب به شدت تحت تاثیر اتصالات نیمه صلب برخوردار است[۳].

ترکعلی<sup>۵</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۵ به بررسی فرمولاسیون تیر برای آنالیز جابجایی های بزرگ در قاب های کامپوزیت با اتصالات نیمه صلب پرداختند. در این مقاله فرمولاسیون تیر غیر خطی از نظر هندسی برای تجزیه و تحلیل جابجایی های بزرگ در تیرهای کامپوزیتی با اتصالات نیمه صلب ارائه شده است. در چهارچوب فرمولاسیون لاگرانژی و جابجایی غیرخطی در مقاطع جدار نازک، که شامل دفرمه شدن محدود و جابه جایی های مرتبه دوم به دلیل چرخش های بزرگ است، ابتدا معادلات تعادلی تیر توسعه می یابد. با توجه به زمینه جابجایی غیرخطی، پتانسیل هندسی در لحظات بحرانی برای دو پارامتر پیچش داخلی و لنگر خمشی به دست می آید. برای پاسخ به رفتار اتصال نیمه صلب، لمینت ها بر اساس تئوری کلاسیک لمینیت مدل می شوند. به منظور نشان دادن کاربرد فرمول پیشنهادی، چندین نمونه عددی ارائه شده است[۴].

## ۲ - انواع اتصالات صلب و نیمه صلب

اتصالات به سه دسته اتصالات مفصلی، صلب و نیمه صلب تقسیم می شوند. در طراحی پلاستیک، اتصالات ممکن است به دو دسته اتصالات با مقاومت بالا و اتصالات با مقاومت پائین تقسیم شوند. در اتصالات با مقاومت بالا، مقاومت اتصال بیشتر از مقاومت تیر وابسته است و به هنگام ایجاد مفصل پلاستیک، این مفصل در تیر تشکیل می شود. در حالی که در اتصالات با مقاومت پایین، مفصل در اتصال ایجاد می شود. بنابراین می توان گفت به استثناء حالت اتصال مفصلی که در قاب های مقاوم خمشی کاربرد ندارند.

<sup>3</sup> BJORHOVDE

<sup>4</sup> THAI

<sup>5</sup> TURKALJ

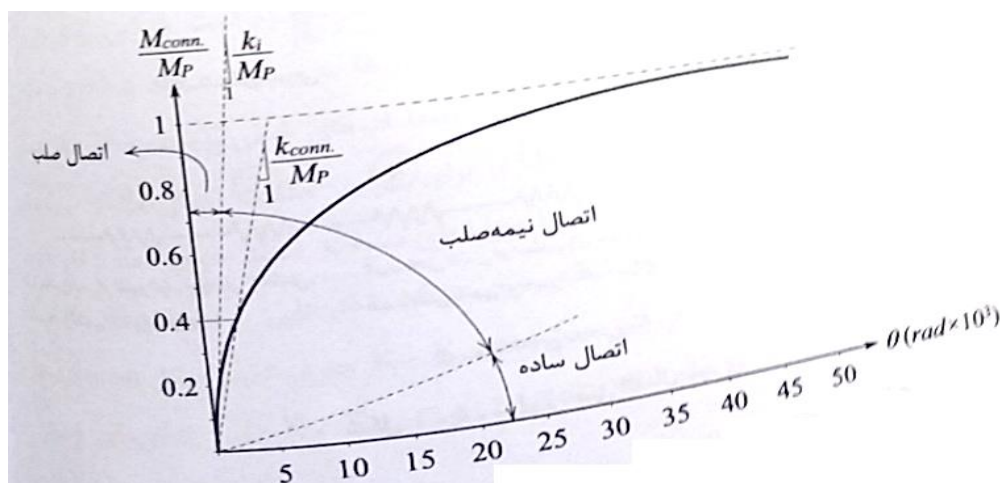
چهار حالت اتصال صلب با مقاومت بالا، اتصال نیمه صلب با مقاومت بالا، اتصال صلب با مقاومت پائین و اتصال نیمه صلب با مقاومت پایین در سازه‌های مقاوم خمشی می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند. استفاده از اتصالات نیمه صلب در سازه‌ها، علاوه بر اینکه از نظر اقتصادی مقرون به صرفه است. به خاطر تعدیل در مقادیر نیروهای عضو مربوطه، از نظر رفتار سازه‌ای و شکل پذیری بسیار بهتر عمل می‌کنند.

سختی دورانی اتصال، با توجه به جزئیات اتصال توسط مدل‌های ریاضی بدست می‌آید و یا توسط برنامه‌های کامپیوتری، اتصالات مدل شوند و با آنالیزهای متعدد، رفتار واقعی آنها بررسی شوند. از دیدگاه اقتصادی به صرفه بودن استفاده از اتصالات نیمه گیردار به سادگی اجرا و رفتار مناسب قاب‌های نیمه گیردار مربوط می‌شود در تحقیق بر روی قاب‌های خمشی فولادی نشان داده شده که استفاده از اتصالات نیمه گیردار باعث کاهش در حدود ۲۰ درصد در هزینه‌های کلی قاب شامل هزینه‌های اجرا و مصالح شده است. در حالت کلی نیز ثابت شده که جواب مسأله طراحی بهینه مقاوم در برابر زلزله لزوماً یک قاب گیردار نیست.

همان طور که میدانیم اعمال لنگر  $M$  به یک اتصال دوران  $B2$  در اتصال ایجاد می‌شود که این دوران در حقیقت بیانگر زاویه‌ی بین تیر و ستون نسبت به وضعیت قبلا از اعمال لنگر می‌باشد.

آزمایشات زیادی مطالعه انعطاف پذیری انواع مختلف اتصالات انجام شده است نتایج بدست آمده برای انواع متعارف اتصالات تیر به ستون در شکل [2-3] نشان داده شده است [5].

صلبیت یک اتصال را میتوان توسط شیب منحنی  $M-O$  تعیین نمود. چون منحنی  $M-O$  برای جمیع مقادیر  $M$  و  $O$  به صورت غیر خطی است میتوان صلبیت اتصال را توسط شیب مماس بر منحنی به دست آورد. شکل ۱ منحنی  $M-O$  برای یک اتصال را نشان می‌دهد. محور بر حسب  $M_p$  لنگر خمشی پلاستیک تیر هم پایه شده است.



شکل ۱: منحنی  $M-O$  برای یک اتصال و طبقه بندی میزان صلبیت آن

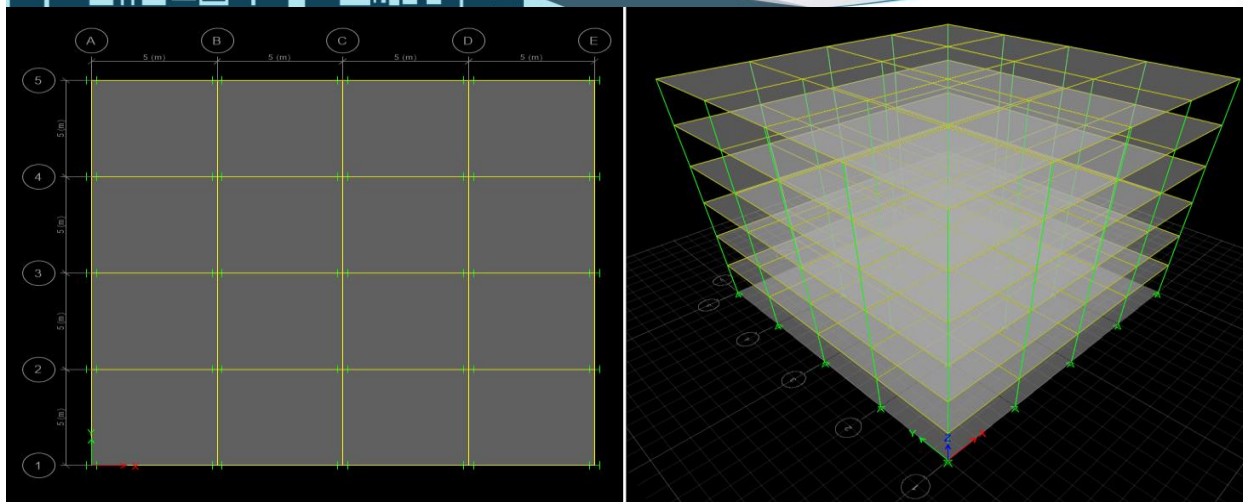
در شکل ۱ مماس بر منحنی  $M - O$  صلیبیت مماسی  $K_i$  است. چون تعیین صلیبیت به روش مماسی به منحنی پیوسته و غیر خطی  $M - O$  نیاز دارد، در بیشتر طراحی ها برای قاب های منظم از صلیبیت وتری (سکانت) که راه حل قابل قبولی است، استفاده می شود. در این روش صلیبیت اتصال در هر نقطه از منحنی  $M - O$  شیب خط واصل بین آن نقطه و مبدأ مختصات است.

اتصالات را بر حسب میزان صلیبیت آن می توان به اتصالات صلب، اتصالات نیمه صلب با صلیبیت جزئی و اتصالات ساده و یا مفصلی بدون صلیبیت طبقه بندی نمود. ضریب صلیبیت سکانت در بارهای سرویس،  $K_{serv}$  معیار مناسبی برای سنجش تغییر مکان ها و حرکت جانبی قاب ها است و مقدار آن را می توان بر اساس زاویه دورانی حدوداً معادل  $0.025/0$  رادیان تعیین کرد. ضریب صلیبیت نهایی اتصال  $K_{ult}$ ، با روش سکانت را می توان بر اساس زاویه دوران در حدود  $0.2/0$  رادیان به دست آورد. در هر حال میزان صلیبیت اتصال هنگامی معنی دار است که با میزان اعضای متصل شده به آن مقایسه شود. به عنوان مثال، اتصالاتی در یک قاب با حرکت جانبی هنگامی از نظر میزان سختی به عنوان اتصال صلب محسوب می شود که کمیت بدون بعد  $a = \frac{K_{serv}}{EI/L}$  برای آن از عدد ۱۸ بزرگتر است.  $K_{serv}$  ضریب صلیبیت در بارهای سرویس و  $EI/L$  ضریب صلیبیت تیر متصل به اتصال است. در قاب های معمولی با حرکت جانبی، معیار حد نهایی به گونه ای تعیین می شود که کاهش در ظرفیت کمانش ارتجاعی ناشی از انعطاف پذیری اتصال از ۵ درصد آنچه توسط آنالیز با فرض اتصال صلب به دست می آید، تجاوز نکند. بنابراین به علت چنین کاهش در ظرفیت کمانشی مقدار  $a$  برای قاب های با حرکت جانبی (مهارنشده) عدد ۲۰ پیشنهاد می شود. برای قاب های با حرکت جانبی مقید (مهارشده) فرض  $a \geq 8$  قابل قبول است.

در هر حال اتصالاتی که برای آن ها  $a \leq 2$  به دست آید در زمره ی اتصالات ساده (مفصلی) جای دارند. چنان چه برای یک اتصال در قاب مهار نشده کمیت بدون بعد  $a$  در محدوده ی اعداد ۲۰ و  $20 < a < 2$  واقع شود، آن را به عنوان یک اتصال نیمه صلب در نظر می گیرند [6].

### ۳- روش تحقیق

روش انجام طرح، با استفاده از نرم افزار Etabs 2015 است و به این شکل می باشد که سوابق کاری قبلی به طور کامل بررسی می شود و سپس با توجه به آنالیز و نتایج بدست آمده از کارهای قبلی روش مناسب طرح خود را بدست می آوریم. در این پژوهش قاب های فولادی ۴ دهنه ی با ساختمان هایی با تعداد طبقات ۶ و ۱۲ و ۱۸ که سیستم اتصالات آن ها با صلیبیت متغییر در نظر گرفته شده است و با وارد کردن نیرو به آنها در نرم افزار Etabs 2015 مدل سازی کرده و ضریب رفتار سازه ها را بدست آورده و با مقایسه نتایج با اتصالات معمولی نتیجه موجود ارائه می شود. در این تحقیق از استاندارد ۲۸۰۰، مبحث ۷ و ۱۰ مقررات ملی ساختمان استفاده خواهیم نمود.



شکل ۲: پلان دو بعدی و سه بعدی سازه مدلسازی شده

### ۳-۱- روش تحلیل استاتیکی غیر خطی و آنالیز پوش اور

در این روش بار وارد بر سازه بر حسب یک الگوی مشخص بطور تدریجی افزوده می شود. با افزایش مقدار بار نقاط ضعف و مدهای گسیختگی سازه تا حد ویرانی سازه معلوم می شود. بارگذاری یک طرفه است، اما رفتار به صورت چرخه ای در نظر گرفته می شود و حالت رفت و برگشتی بار توسط تابع نیرو- تغییر مکان یک طرفه اصلاح و تخمین میرایی در نظر گرفته می شود. با مشاهده هندسه تغییر مکان یافته سازه می توان نحوه تغییر شکل خطی سازه و محل تشکیل مفصل پلاستیک را مورد بررسی قرار داد. علاوه بر این با استفاده از منحنی پوش اور می توان منحنی برش پایه - تغییر مکان بام و همچنین شتاب طیفی - تغییر مکان طیفی سازه را مشاهده کرد. نرم افزار ETABS 2015 این قابلیت را دارد که مختصات نقطه عملکرد سازه را بر اساس یک طیف تقاضای خاص محاسبه می کند. مقدار برش و تغییر مکان متناظر نقطه عملکرد در واقع حداکثر برش پایه و تغییر مکان مورد انتظار به ازای زلزله مولد یک طیف مشخص است [7].

پس از تحلیل استاتیکی معادل و طراحی اجزای فولادی و بتنی سازه مقدمات انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی (آنالیز پوش اور) فراهم است. برای این کار نخست باید حالت های بار استاتیکی غیر خطی در برنامه ETABS 2015 تعریف شوند. یکی از مهم ترین مشخصاتی که برای تحلیل غیر خطی لازم است تعریف شود منحنی نیرو-تغییر مکان مقاطع یا منحنی تنش- کرنش مصالح می باشد. برنامه ETABS 2015 منحنی نیرو-تغییر مکان را به صورت یک الگو دریافت کرده و منحنی نیرو-تغییر مکان تک تک مقاطع را بر اساس مشخصات هندسی آنها و الگوی ارائه شده تولید می کند. آیین نامه های مختلف در زمینه الگوی مفاصل غیر خطی پیشنهادها و ضوابطی دارند. شکل این مفاصل بستگی به نوع مفصل (خمشی، برشی و دیگر) و نوع عضو (تیر، ستون و دیگر) دارد. از قوی ترین موسساتی که در زمینه مفاصل غیر خطی پیشنهاداتی دارند موسسه مدیریت بحران بلایای طبیعی آمریکا FEMA می باشد. این مؤسسه در نشریه های اخیر خود پیشنهاداتی کارآمدی در زمینه مفاصل غیر

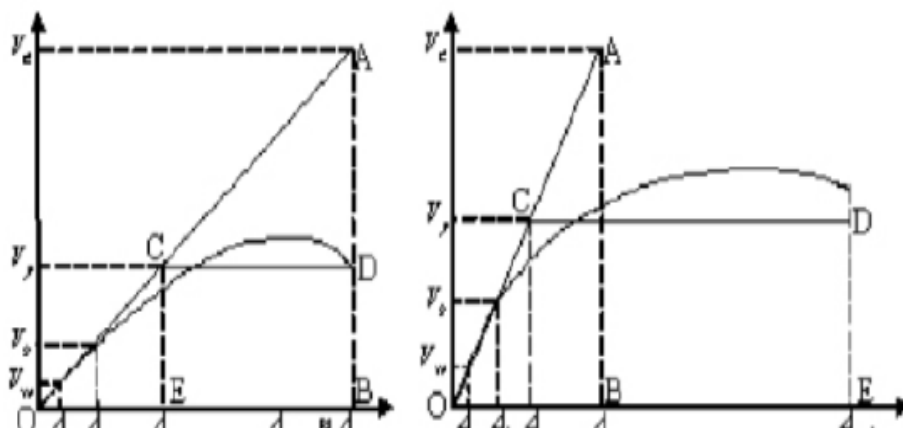
خطی ارائه کرده است. برنامه ETABS 2015 نیز برای شکل مفصل غیرخطی از ضوابط آیین نامه 41-13 ACSE استفاده می کند. لذا نیازی به تغییر مشخصات مفصل نمی باشد.

به عبارت دیگر اگر بخواهیم این نظریه را به سه حالت تقسیم کرده باشیم به صورت زیر می باشد:

**حالت ۱-** برای سازه های نرم یا فرکانس کوچکتر از یک هرتز:

سازه های با فرکانس کم رفتار غیر منتظره ای دارند. زیرا بر خلاف انتظار با کاهش مقاومت، جابجایی نه تنها افزایش نمی یابد، بلکه بعضا کاهش نیز می یابد در این حالت مطابق شکل (۳) با فرض  $\Delta_{max} = \Delta_e$  و با استفاده از روابط تالس در مثلث OAB داریم:

$$\frac{AB}{EC} = \frac{OB}{OE} \rightarrow \frac{V_e}{V_y} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_e} \rightarrow R_{\mu} = 1 \quad (1)$$



شکل ۳: منحنی ایده ال شده و واقعی سازه (۸)

**حالت ۲-** برای سازه های سخت یا فرکانس بین ۲ تا ۸ هرتز:

در این حالت کاهش مقاومت موج افزایش قابل توجهی در جابجایی می شود و رابطه ضریب رفتار و شکل پذیری با مساوی قرار دادن مساحت OAB و OCDE بدست می آید و داریم:

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2)$$

که باید شرط زیر برقرار باشد:

$$\frac{\mu}{R_{\mu}} = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \geq 1, R_u = 1 \quad (3)$$

**حالت ۳-** برای سازه های سخت یا فرکانس بالای 11 هرتز:

مقاومت ذخیره شده در سازه از حد اولین جاری شدن سازه  $V_s$  تا حد جاری شدن نهایی و ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی سازه  $V_y$ ، اضافه مقاومت نامیده می شود. نسبت این دو نیرو ضریب اضافه مقاومت می باشد که با  $R_s$  نشان داده می شود (۴)

$$R_s = \frac{V_y}{V_s}$$

اضافه مقاومت در سازه‌ها به دلایل زیادی از جمله باز توزیع داخلی نیروها، مقاومت بالاتر مصالح مورد استفاده از مقدار مشخص شده در طراحی، جاری شدن اعضا و ایجاد لوله‌های پلاستیک متعدد تا حد تبدیل شدن سازه به یک مکانیزم، بزرگتر بودن مقطع اعضا نسبت به مقدار مورد نیاز و سایر عوامل می‌باشد. برای طراحی در به روش تنش مجاز، آیین نامه‌ها طراحی نیروی Vs را به نیروی طراحی VW کاهش می‌دهند. این کاهش توسط ضریب تنش مجاز که طبق رابطه زیر تعریف می‌شود صورت می‌گیرد.

$$Y = \frac{V_S}{V_W} \quad (5)$$

در طراحی به روش تنش مجاز برای سازه‌های فولادی و بتن مسطح معمولاً مقداری در حدود ۱/۴-۱/۵ در نظر گرفته می‌شود. این ضریب برای طراحی به روش مقاومت نهایی برابر یک می‌باشد [۹] [۱۰].

### ۳-۲-مدلسازی

در این تحقیق ۳ سازه ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی به صورت بهینه و بر اساس مبحث ۶، ۱۰ و استاندارد ۲۸۰۰ تحلیل و طراحی شده‌اند. سپس برای ارتقا عملکرد لرزه ای آنها متناسب با موضوع پایان نامه اتصالات در طبقات فوقانی به نیمه صلب تبدیل شده‌اند. این اتصالات نیمه صلب با درصد های متفاوت ما بین ۱۰۰ الی ۵۰ درصد در شش طبقه فوقانی سازه ها اعمال شده اند لذا برای درک بیشتر در جدول ۱ به صورت خلاصه مدل‌های استفاده شده در این تحقیق به صورت مشروح آورده شده‌اند.

جدول ۱: مشخصات مدل‌های بکار رفته در این پژوهش

اسامی مدل	تعداد طبقات	نوع اتصال
Type1-S6-Rigid	6	صلب
Type2-S12-Rigid	12	صلب
Type3-S18-Rigid	18	صلب
Type1-S6-Semi Rigid	6	نیمه صلب
Type2-S12-Semi Rigid	12	نیمه صلب
Type3-S18-Semi Rigid	18	نیمه صلب

در این مقاله با در نظر گرفتن بار معادل تیغه بندی برابر ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و در جهت خلاصه سازی این بخش، مقدار بار مرده طبقات (بدون در نظر گرفتن وزن دال بتنی که برنامه به صورت خودکار حساب و به سازه اعمال می‌کند) ۳۰۰ و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. سازه مورد بررسی در این مقاله، مسکونی، تهران، زمین ساختگاه از نوع ۳ و قاب خمشی متوسط می‌باشد.



### تعریف اتصال نیمه صلب و متغیر در طبقات

آستانه و همکارانش در سال ۱۹۹۲ معیاری تحت عنوان پارامتر  $m$  برای تعریف اتصال نیمه صلب بیان نمودند (۱۱).

$$0 < m = \frac{k_{con}}{\frac{EI}{L}} < 18$$

رابطه ۶

با توجه به تحقیق آنها برای تعریف درصد صلیبیت اتصال ابتدا باید معیار  $m$  برای اتصال بدست آید و سپس با ضرب این معیار در سختی تیر، میزان سختی دورانی اتصال محاسبه گردد. بر همین اساس در جدول های زیر، به صورت خلاصه نحوه تعیین سختی دورانی دوسر تیرها آورده شده است.

جدول ۲: نحوه بدست آوردن سختی دورانی برای سازه ۶ طبقه Type1-S6-Semi Rigid

Story	Section	I33	E	L	EI/L	K $\theta$ (ton.cm/rad)	
		cm <sup>4</sup>	T/cm <sup>2</sup>	cm	T.cm		
6	HE180	3831	2141.4	500	16407.43745	m=9 , R=50%	147666.937
6	HE220	8091	2141.4	500	34652.19953	m=9 , R=50%	311869.7958
5	HE240	11260	2141.4	500	48224.41808	m=10.8 , R=60%	520823.7153
5	HE260	14920	2141.4	500	63899.49536	m=10.8 , R=60%	690114.5499
4	HE240	11260	2141.4	500	48224.41808	m=12.6 , R=70%	607627.6678
4	HE260	14920	2141.4	500	63899.49536	m=12.6 , R=70%	805133.6415
3	HE260	14920	2141.4	500	63899.49536	m=14.4 , R=80%	920152.7332
3	HE300	25170	2141.4	500	107798.2774	m=14.4 , R=80%	1552295.194
2	HE260	14920	2141.4	500	63899.49536	m=16.2 , R=90%	1035171.825
2	HE300	25170	2141.4	500	107798.2774	m=16.2 , R=90%	1746332.093
1	HE260	14920	2141.4	500	63899.49536	Rigid Con	
1	HE300	25170	2141.4	500	107798.2774	Rigid Con	

جدول ۳: نحوه بدست آوردن سختی دورانی برای سازه ۱۲ طبقه Type2-S12-Semi Rigid

Story	Section	I33	E	L	EI/L	Kθ (ton.cm/rad)	
		cm <sup>4</sup>	T/cm <sup>2</sup>	cm	T.cm		
12	HE160	2492	2141.404	500	10672.75754	m=9 , R=50%	96054.81782
12	HE180	3831	2141.4	500	16407.43745	m=9 , R=50%	147666.937
12	HE200	5696	2141.4	500	24394.87437	m=9 , R=50%	219553.8693
11	HE200	5696	2141.4	500	24394.87437	m=10.8 , R=60%	263464.6432
11	HE240	11260	2141.4	500	48224.41808	m=10.8 , R=60%	520823.7153
10	HE220	8091	2141.4	500	34652.19953	m=12.6 , R=70%	436617.7141
10	HE260	14920	2141.4	500	63899.49536	m=12.6 , R=70%	805133.6415
9	HE220	8091	2141.4	500	34652.19953	m=14.4 , R=80%	498991.6732
9	HE240	11260	2141.4	500	48224.41808	m=14.4 , R=80%	694431.6204
9	HE280	19270	2141.4	500	82529.71016	m=14.4 , R=80%	1188427.826
8	HE260	14920	2141.4	500	63899.49536	m=16.2 , R=90%	1035171.825
8	HE300	25170	2141.4	500	107798.2774	m=16.2 , R=90%	1746332.093
1-7	--	--	2141.4	500		Rigid Con	
1-7	--	--	2141.4	500		Rigid Con	

جدول ۴: نحوه بدست آوردن سختی دورانی برای سازه ۱۸ طبقه Type3-S18-Semi Rigid

Story	Section	I33	E	L	EI/L	Kθ (ton.cm/rad)	
		cm <sup>4</sup>	T/cm <sup>2</sup>	cm	T.cm		
18	HE160	2492	2141.404	500	10672.75754	m=9 , R=50%	96054.81782
18	HE200	5696	2141.404	500	24394.87437	m=9 , R=50%	219553.8693
17	HE200	5696	2141.404	500	24394.87437	m=10.8 , R=60%	263464.6432
17	HE240	11260	2141.404	500	48224.41808	m=10.8 , R=60%	520823.7153
16	HE220	8091	2141.404	500	34652.19953	m=12.6 , R=70%	436617.7141
16	HE240	11260	2141.404	500	48224.41808	m=12.6 , R=70%	607627.6678
16	HE260	14920	2141.404	500	63899.49536	m=12.6 , R=70%	805133.6415
15	HE260	14920	2141.404	500	63899.49536	m=14.4 , R=80%	920152.7332
15	HE280	19270	2141.404	500	82529.71016	m=14.4 , R=80%	1188427.826
14	HE260	14920	2141.404	500	63899.49536	m=16.2 , R=90%	1035171.825
14	HE300	25170	2141.404	500	107798.2774	m=16.2 , R=90%	1746332.093
1-14	--	--	2141.404	500		Rigid Con	
1-14	--	--	2141.404	500		Rigid Con	

Arch



# اولین کنفرانس ملی عمران، معماری و فناوری اطلاعات در زندگی شهر

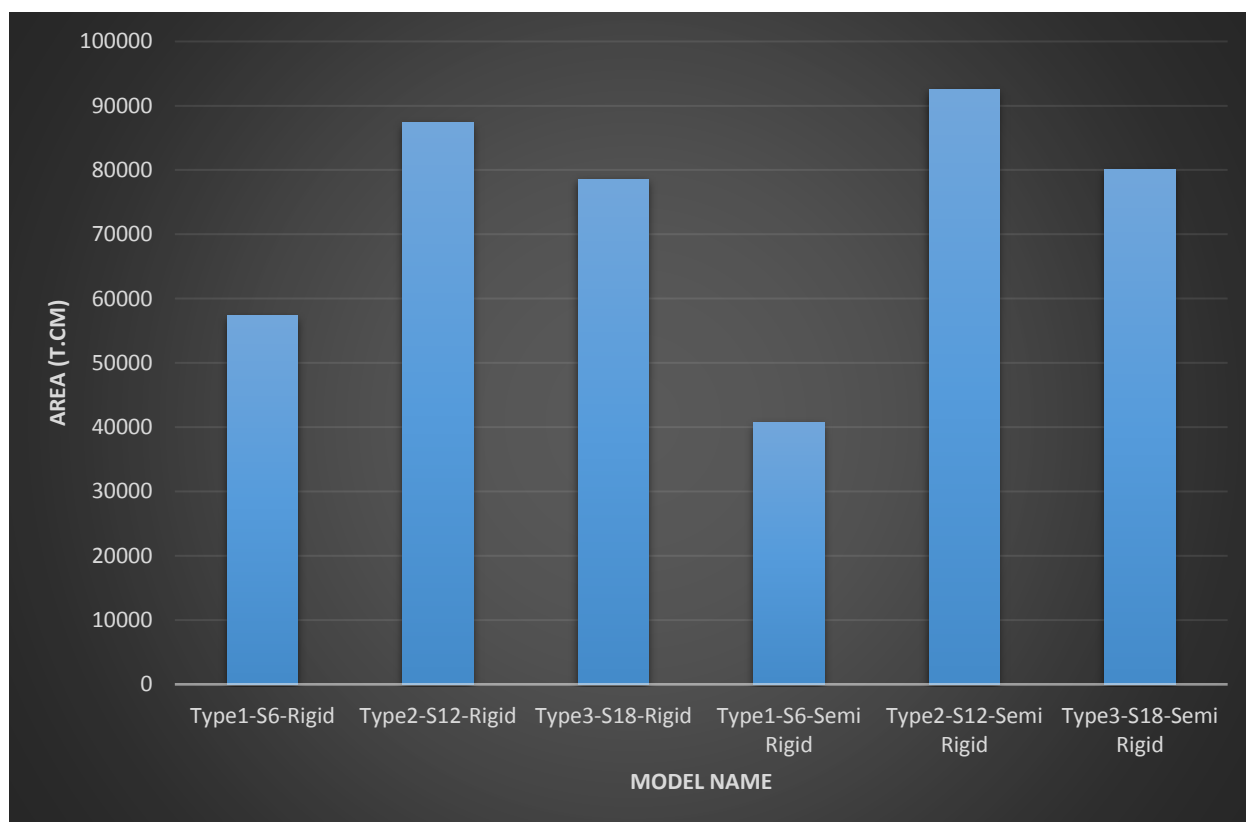
۱۳۹۹ - مشهد مقدس



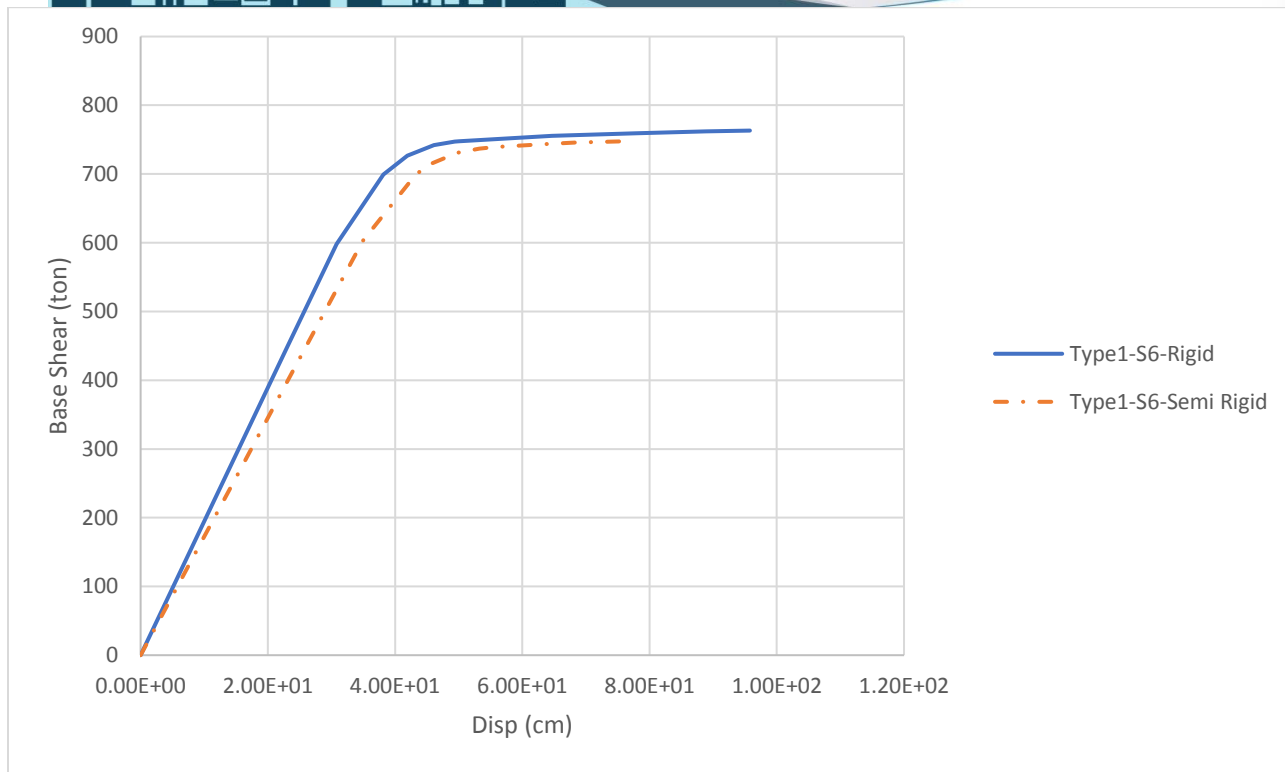
جدول ۵: مقایسه مابین ظرفیت استهلاک انرژی و ضریب رفتار در تمامی مدلها و محاسبه مساحت زیر منحنی

	Type1-S6-Rigid	Type2-S12-Rigid	Type3-S18-Rigid	Type1-S6-Semi Rigid	Type2-S12-Semi Rigid	Type3-S18-Semi Rigid
S1	57306.59	87388.7	78558.34	40681.75	92450.13	80130.79
R	2.49	2.35	1.59	1.97	2.34	1.58

جدول فوق خلاصه نتایج تمامی مدلها را به صورت اجمالی و کامل نمایش می دهد.

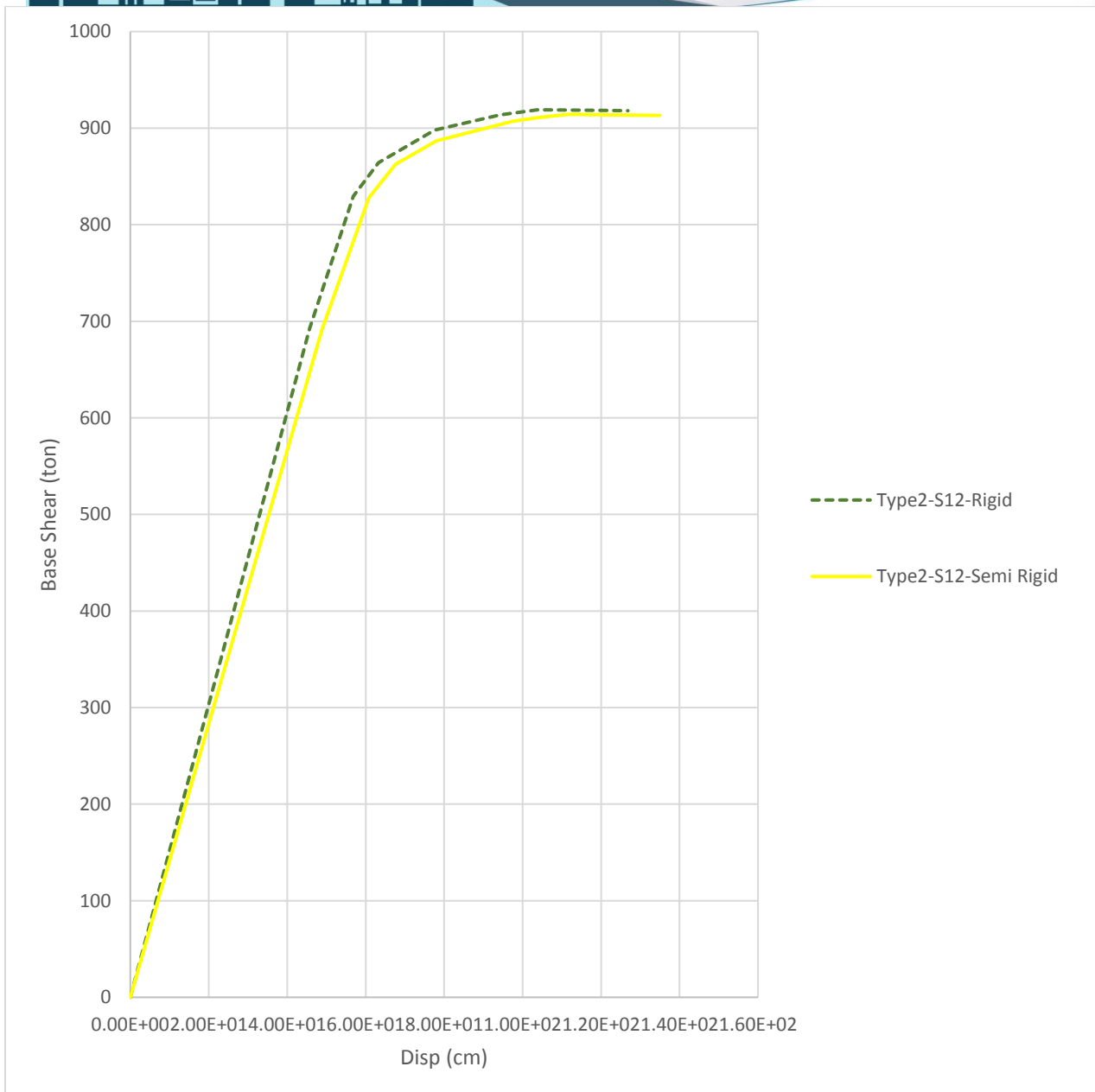


شکل ۵.۱) نمودار مقایسه نمودار ظرفیت قاب خمشی فولادی متوسط تمامی مدلها با اتصالات صلب و نیمه



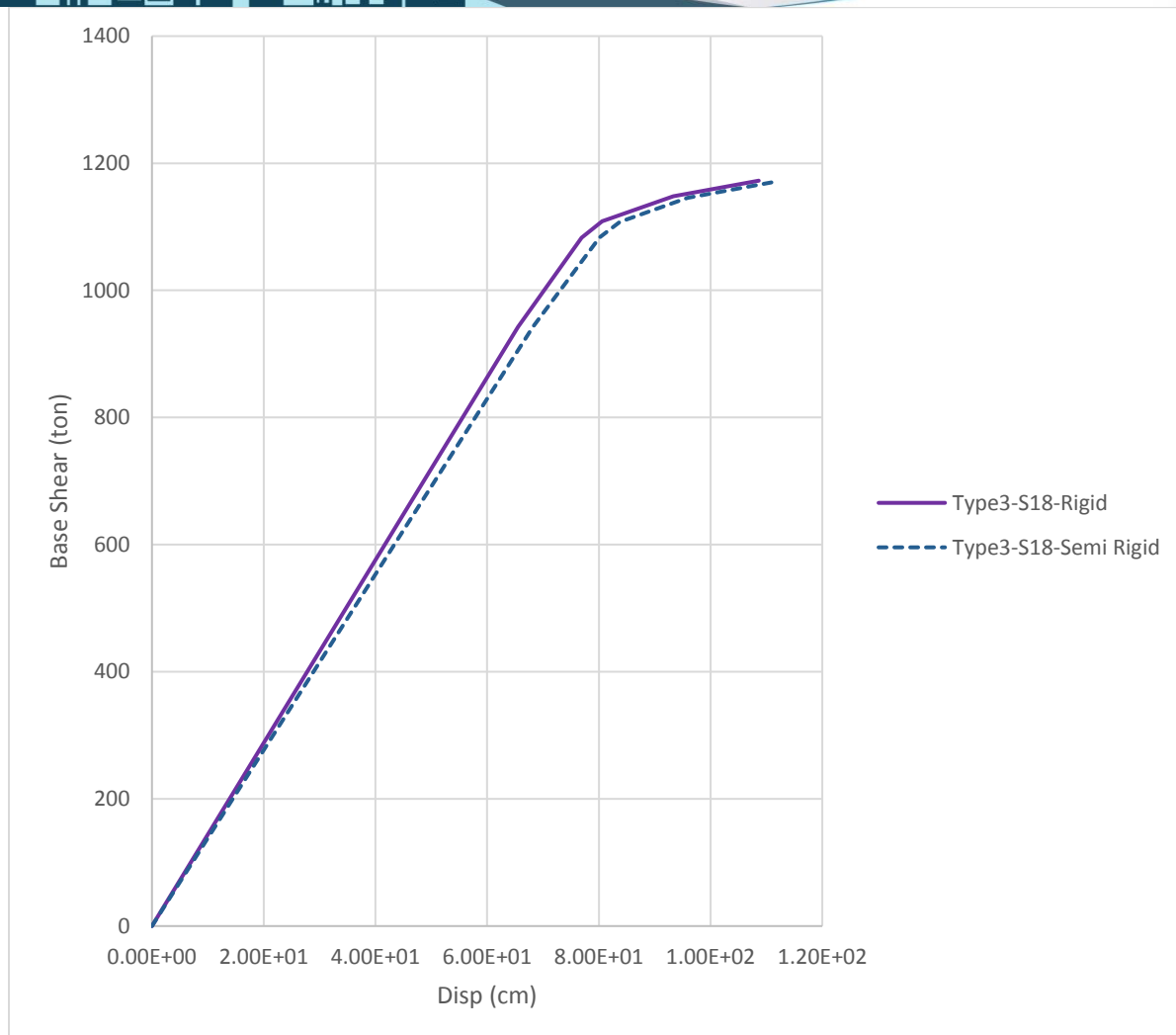
شکل ۴: نمودار مقایسه نمودار ظرفیت قاب خمشی فولادی متوسط ۶ طبقه با اتصالات صلب و نیمه

شکل ۴ مقایسه ظرفیت دو قاب ۶ طبقه را با اتصالات صلب و نیمه صلب (محور قائم برش پایه بر حسب تن، و محور افقی جابه جایی بام سازه بر حسب، سانتی متر) نمایش می دهد. همانطور که نمودار نمایش می دهد و با توجه به جدول ۵، با بکارگیری اتصالات نیمه صلب در این سازه، ظرفیت استهلاک انرژی آن اندکی کاهش پیدا کرده است. دقت داشته باشید که این در این سازه، تمامی اتصالات صلب به نیمه صلب تبدیل شده اند.



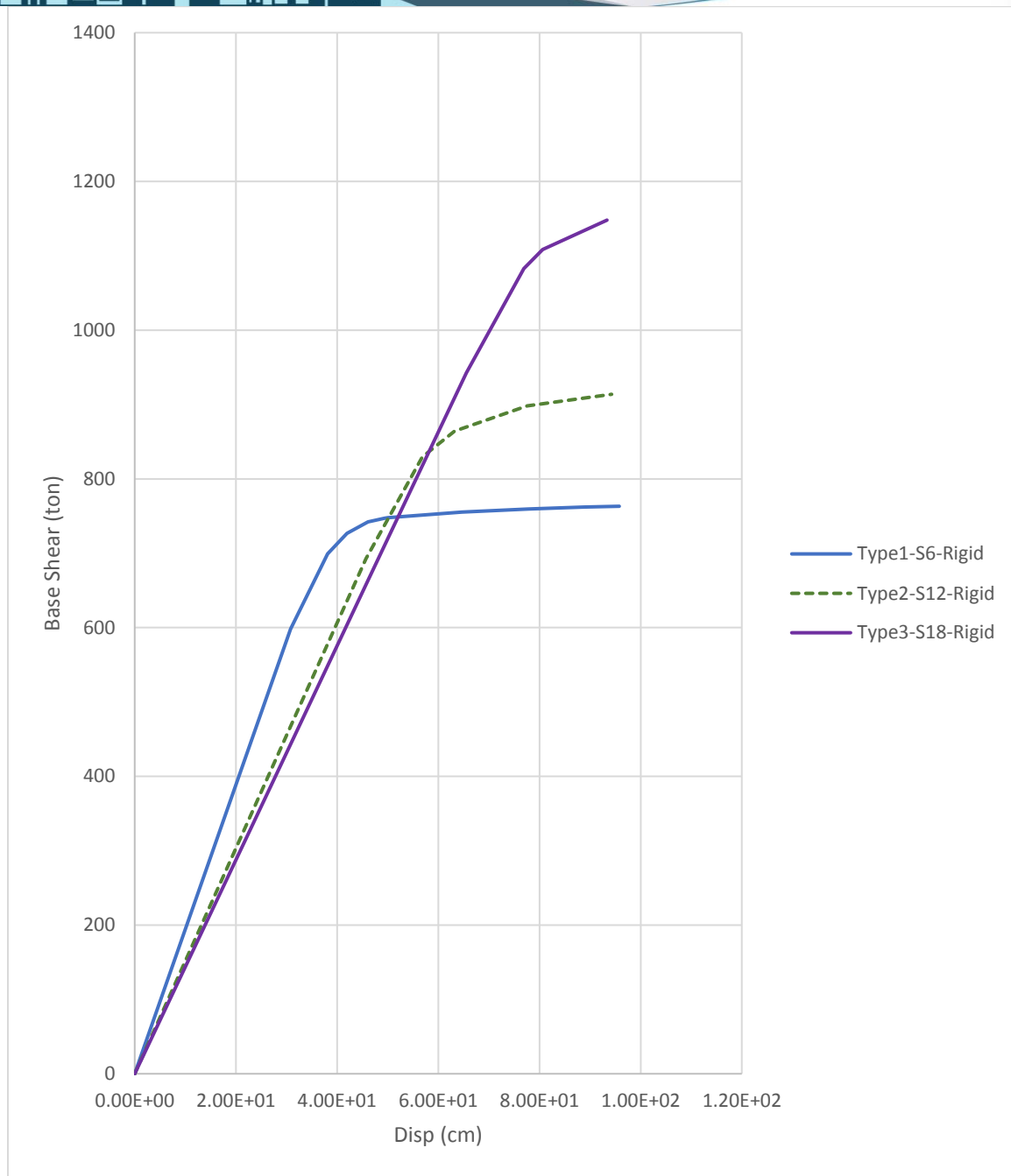
شکل ۵: نمودار مقایسه نمودار ظرفیت قاب خمشی فولادی متوسط ۱۲ طبقه با اتصالات صلب و نیمه

شکل ۵ مقایسه ی ظرفیت دو قاب ۱۲ طبقه را با اتصالات صلب و نیمه صلب (محور قائم برش پایه بر حسب تن، و محور افقی جابه جایی بام سازه بر حسب، سانتی متر) نمایش می دهد. همانطور که نمودار نمایش می دهد و با توجه به جدول ۶، با بکارگیری اتصالات نیمه صلب در این سازه، ظرفیت استهلاک انرژی آن اندکی کاهش پیدا کرده است. دقت داشته باشید که این در این سازه، نصف اتصالات صلب به نیمه صلب تبدیل شده اند.



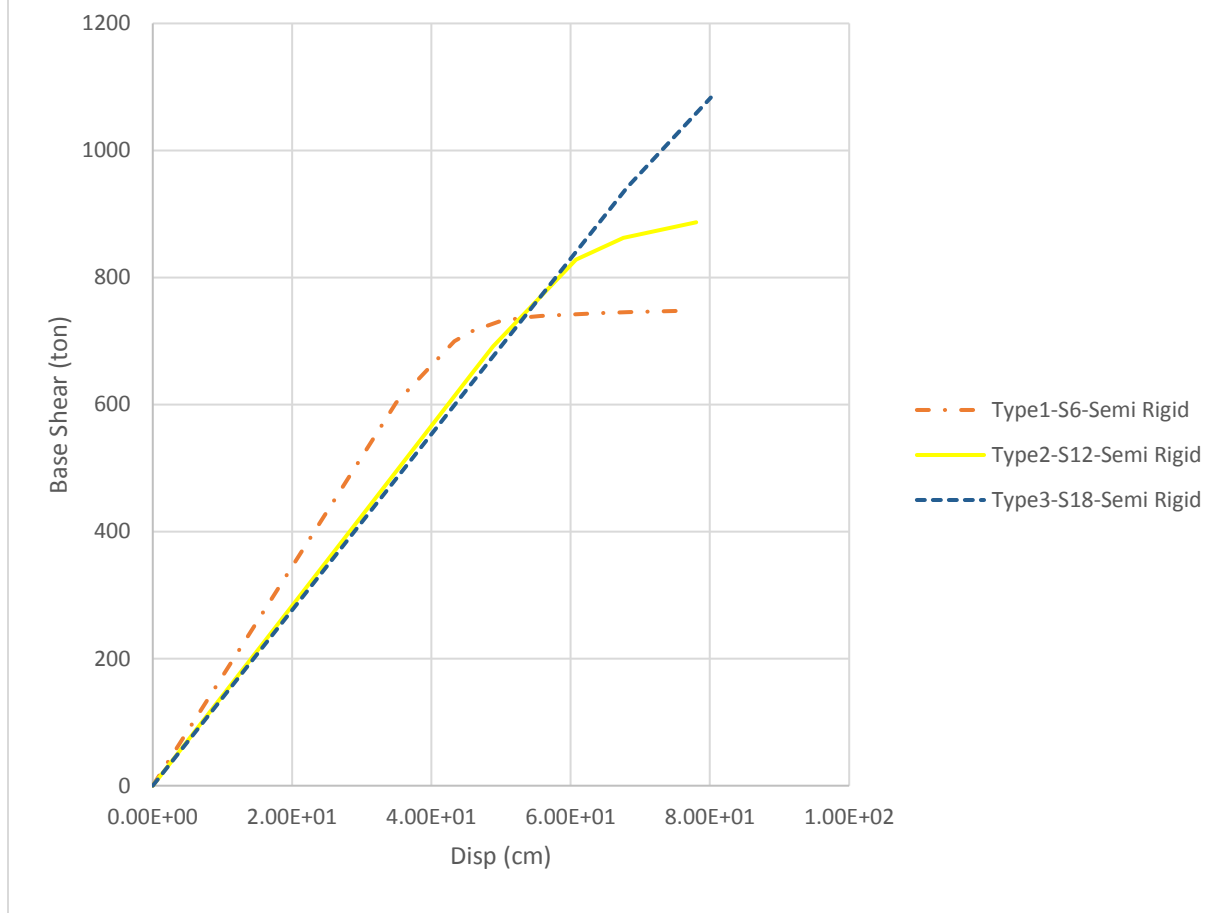
شکل ۶: نمودار مقایسه نمودار ظرفیت قاب خمشی فولادی متوسط ۱۸ طبقه با اتصالات صلب و نیمه

شکل ۶ مقایسه ی ظرفیت دو قاب ۱۲ طبقه را با اتصالات صلب و نیمه صلب (محور قائم برش پایه بر حسب تن، و محور افق جابه جایی بام سازه بر حسب، سانتی متر) نمایش می دهد. همانطور که نمودار نمایش می دهد و با توجه به جدول ۵، با بکارگیری اتصالات نیمه صلب در این سازه، ظرفیت استهلاک انرژی آن افزایش پیدا کرده است. دقت داشته باشید که این در این سازه، ثلث اتصالات صلب به نیمه صلب تبدیل شده اند.



شکل ۷: نمودار مقایسه نمودار ظرفیت قاب خمشی فولادی متوسط با اتصالات صلب





شکل ۸: نمودار مقایسه نمودار ظرفیت قاب خمشی فولادی متوسط با اتصالات نیمه صلب

دو شکل ۷ و ۸ مقایسه بین دو سازه با اتصالات صلب و نیمه صلب (محور قائم برش پایه بر حسب تن، و محور افق جابه جایی بام سازه بر حسب، سانتی متر) را نمایش می دهد. با افزایش تعداد طبقه ظرفیت سازه متناسب با نیاز لرزه ای افزایش پیدا می کند. این افزایش در ظرفیت سازه، می تواند با دو معیار برش پایه و تغییر مکان جانبی سنجیده خواهد شد. افزایش برش پایه نشان دهنده ترد بودن و افزایش در تغییر مکان جانبی نشان دهنده شکل پذیری سازه می باشد. از طرفی سیستم سازه ای قاب خمشی به جهت دو فاکتور مهم یعنی افزایش در شکل پذیری سازه و ایجاد فضای باز برای طراحی معماری مورد استفاده قرار می گیرد. بنابراین با توجه به این مفهوم و نمودارهای فوق به راحتی می توان بیان نمود که سیستم قاب خمشی در سازه های میان مرتبه (فارغ از نوع اتصالات) بسیار مناسب می باشد.

### خلاصه نتایج

در این تحقیق به بررسی موضوع " بررسی تاثیر صلبیت های اتصال متفاوت در هر طبقه ساختمان در عملکرد جانبی قاب های خمشی فولادی" پرداخته شد. با استفاده از نرم افزار Etabs 2015 قاب های فولادی ۴ دهنه با ساختمانهای با طبقات ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه با اتصالات با صلبیت های متفاوت در طبقات تحت تحلیل بار افزون قرار گرفت و ضریب رفتار هر یک بدست آمد و سپس با بررسی خروجی های نرم افزار و مطالعات صورت گرفته، نتایج زیر اخذ گردید:

\* معیار حاکم در طراحی سازه های قاب خمشی کوتاه مرتبه، میزان نسبت تنش ها و در سازه های میان مرتبه و بلند مرتبه، تغییر مکان جانبی سازه می باشد. لذا با افزایش ارتفاع این سیستم های سازه ای، سازه های تردتری حاصل می شود.

\* با افزایش ارتفاع در سازه های قاب خمشی ضریب رفتار سازه کاهش می یابد.

\* استفاده از اتصالات نیمه صلب در سازه های کوتاه مرتبه، سبب کاهش ظرفیت و شکل پذیری سازه می باشد لذا کاربرد این نوع اتصالات در این سازه ها مناسب نمی باشد.

\* استفاده از اتصالات نیمه صلب در سازه های میان مرتبه و بلند مرتبه ضمن حفظ میزان تحمل برش پایه، سبب افزایش تغییر مکان جانبی و در نتیجه ظرفیت استهلاک انرژی سازه می شود.

\* کاربرد اتصالات نیمه صلب به جای صلب سبب کاهش هزینه های اجرا می شود، بنابراین می توان بیان نمود کاربرد اتصالات نیمه صلب در سازه های قاب خمشی فولادی میان مرتبه و بلند مرتبه توجه اقتصادی نیز دارد.

### منابع

1. Huang, Z., Chen, Z., Huang, D., & Chui, Y. H. (2019). Cyclic loading behavior of an innovative semi-rigid connection for engineered bamboo-steel hybrid frames. *Journal of Building Engineering*, 24, 100754.
2. Patnana, V., Vyavahare, A. Y., & Gupta, L. M. (2019). Moment-Rotation Response for Semi-rigid Connections. In *Recent Advances in Structural Engineering, Volume 1* (pp. 313-326). Springer, Singapore.
3. Thai, H. T., Uy, B., Kang, W. H., & Hicks, S. (2016). System reliability evaluation of steel frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 121, 29-39.
4. Turkalj, G., Lanc, D., Brnic, J., & Pesic, I. (2015). A beam formulation for large displacement analysis of composite frames with semi-rigid connections. *Composite structures*, 134, 237-246.
5. Kartal, M. E., Basaga, H. B., Bayraktar, A., & Muvafik, M. (2010). Effects of semi-rigid connection on structural responses. *Electronic journal of structural Engineering*, 10(10), 22-35
6. مجتبی ازهری-سید رسول میر قادری، طراحی سازه های فولادی (جلد ششم) به روش حدی و مقاومت مجاز، انتشارات ارکاندانش

چاپ اول سال ۱۳۹۳



7. Bergami, A. V., Forte, A., Lavorato, D., & Nuti, C. (2017). Proposal of a incremental modal pushover analysis (IMPA). Earthq. Struct, 13(6), 539-549
8. میرزائی، محمدامین، شهبازی، مهدی، طواف موتمن، سینا، کافی، مسعود، ۱۳۹۳، مقایسه ضریب رفتار قاب‌های فولادی صلب و نیمه صلب TSW به روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، پانزدهمین کنفرانس دانشجویان عمران سراسر کشور.
9. SINGH, R. (2016). PUSHOVER ANALYSIS OF MULTISTOREY BUILDING (Doctoral dissertation).
10. ANSI, A. (2010). AISC 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.
11. . Astaneh asl, A. Seismic Performance and Design of Bolted Steel Moment-Resisting Frames, 1998. T. R. Higgins Lectureship Award Winner