



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

گزارش ۱۰۰٪ پروژه

بررسی رفتار چرخه ای مهاربندهای کمانش تاب (BRB) تحت اثر توامان
بارهای داخل و خارج صفحه

مجری: نادر خواجه احمد عطاری

همکاران:

لیلی ارشاد

مریم خرمی آذر

جواد عطار

جمال دباغیان

سحر کریم خانی

مهر ۹۸

Contents

فصل ۲.....	۴۵
اصول تحلیل و طراحی	۴۵
۲-۱ اصول رفتاری بادبند های کمانش تاب BRB	۴۵
۲-۲ اصول طراحی باد بند های کمانش تاب BRB	۴۷
۲-۳ روشهای تحلیل [1]	۵۲
۲-۳-۱ تحلیل ارتجاعی	۵۲
۲-۳-۲ تحلیل غیر ارتجاعی	۵۳
۲-۴ طراحی اولیه	۵۴
۲-۵ الزامات آیین نامه برای طراحی و اجرا	۵۵
۲-۶ پیکره بندی BRBF	۵۸
۲-۷ طراحی بر اساس عملکرد [3]	۵۹
۲-۷-۱ بارگذاری	۵۹
۲-۷-۱-۱ بارگذاری ثقلی	۵۹
۲-۷-۱-۲ بارگذاری جانبی در تحلیل خطی	۵۹
۲-۷-۱-۲-۱ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع	۶۱
۲-۷-۱-۲-۲ توزیع نیروی جانبی در پلان	۶۱
۲-۷-۱-۲-۳ دیافراگم	۶۱
۲-۷-۲ سختی قابهای دارای مهاربند کمانش تاب	۶۱
۲-۷-۳ مقاومت قابهای دارای مهاربند کمانش تاب	۶۳
۲-۷-۴ معیار پذیرش قابهای دارای مهاربند کمانش تاب	۶۴
۲-۷-۴-۱ روش های خطی استاتیکی و دینامیکی	۶۴
۲-۷-۴-۱-۱ برآورد نیروها و تغییرشکل های طراحی	۶۴
۲-۷-۴-۱-۲ معیارهای پذیرش برای روش های خطی	۶۵
۲-۷-۴-۲ روش های غیر خطی استاتیکی و دینامیکی	۶۵
۲-۸ ارزیابی کیفیت مهاربند کمانش تاب به کمک آزمونهای چرخه ای	۶۶
۲-۸-۱ نمونه سیستم مهاربندی	۶۶
۲-۸-۲ نمونه آزمون مهاربند تکی	۶۶

۶۶	۲-۸-۳ طراحی نمونه ها
۶۷	۲-۸-۴ ساخت نمونه ها
۶۷	۲-۸-۵ مشابهت نمونه های آزمون مهاربند و نمونه واقعی
۶۷	۲-۸-۶ جزئیات اتصال
۶۷	۲-۸-۷ مصالح
۶۷	۲-۸-۸ اتصالات
۶۷	۲-۸-۹ تاریخچه بارگذاری
۶۸	۲-۸-۱۰ کنترل آزمون
۶۸	۲-۸-۱۱ توالی بارها
۶۸	۲-۸-۱۰ معیار پذیرش
۷۰	فصل سوم
۷۰	مطالعات آزمایشگاهی
۷۰	۳-۱ نمونه اول آزمایشگاهی مهاربند کمانش تاب
۷۴	۳-۱-۱ مشخصات مصالح
۷۵	۳-۱-۲ چیدمان آزمایش
۷۶	۳-۱-۳ بارگذاری آزمایش
۷۸	۳-۱-۴ مشاهدات آزمایش
۸۱	۳-۱-۵ رفتار هیستریزیس نمونه ها
۸۱	۳-۱-۶ تحلیل رفتار نمونه
۸۱	۳-۱-۷ چندخطی سازی رفتار نمونه ها
۸۳	۳-۱-۸ قابلیت استهلاک انرژی
۸۵	۳-۱-۹ سختی سکانت
۸۵	۳-۱-۱۰ ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی اعضا
۹۰	فصل چهارم
۹۰	تحلیل اجزاء محدود
۹۰	۴-۱ فرآیند مدلسازی در نرم افزار اجزای محدود Abaqus
۱۰۰	۴-۲ مطالعه اندازه مش
۱۰۳	۴-۳ مطالعه تاثیر میزان خطای ساخت و تغییر شکل اولیه مهاربند کمانش تاب
۱۰۴	۴-۴ راستی آزمایشی مدلسازی

۱۱۰	۴-۶ بحث بر روی نتایج
۱۱۲	فصل پنجم
۱۱۴	۲-۵ معیار فون میسز
۱۱۴	۳-۵ معیار فون میسز و محل تشکیل مفصل پلاستیک برای قاب خمشی با مهاربند کماتش ناپذیر
۱۵۰	۴-۵ بررسی اثر اتصالات
۱۵۰	۵-۵ طراحی ورقهای اتصال
۱۵۲	۶-۵ مدلسازی عددی
۱۵۳	۷-۵ آنالیز عددی مدلها
۱۷۶	۸-۵ بحث بر روی نتایج
۱۷۸	۹-۵ مقایسه رفتار مهاربند با تکیه گیردار و مفصلی
۱۸۴	فصل ششم
۱۸۴	نتیجهگیری و پیشنهادات
۱۸۴	۱-۶ مقدمه
۱۸۵	۲-۶ جمعبندی
۱۸۷	۳-۶ پیشنهادات برای مطالعات آینده
۱۸۸	پیوست ۱
۱۸۸	طراحی نمونه مهاربند کماتش تاب
۲۰۶	مراجع

فصل ۱

کلیات

۱-۱ مقدمه

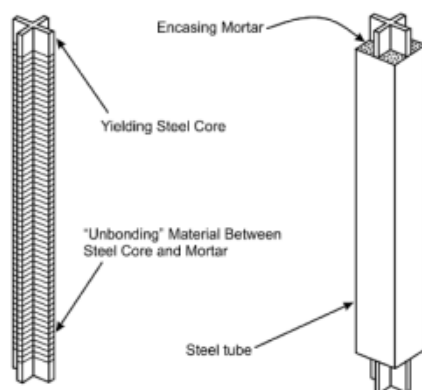
یکی از متداولترین سیستمها برای مقابله با بارهای لرزه-ای در سازه های فولادی، مهاربندی همگرا است که استفاده از آن به دلایل اقتصادی و طراحی و اجرای آسان رواج روزافزونی یافته است. تمایل مهندسان به استفاده از این سیستم، پس از زمینلرزه Northridge (1994) و خسارتهای غیر منتظره ای که در جریان آن به قابهای خمشی فولادی وارد آمد، به طور چشمگیری در سراسر جهان افزایش یافته است. گرچه پس از تحقیقات گسترده درباره علت‌های این خسارتهای، راه‌حلهای مناسبی برای برطرف ساختن مشکلات قابهای خمشی پیشنهاد شد. اما با وجود این از کاربرد مهاربندهای همگرا کاسته نشده است. از سوی دیگر، آسیب‌هایی که در برخی از زمین لرزه‌ای اخیر، مانند زمین لرزه‌ای، Mexico(1985), Loma Prieta(1989), Northridge(1994), Kobe(1995) به قابهای مهاربندی شده همگرای متداول وارد شده، نگرانیهای زیادی را درباره عملکرد لرزه‌ای این سیستم ایجاد کرده است. رفتار چرخه ای مهاربندهای متداول به دلیل کم‌انرژی مهاربند در فشار، بسیار نامنظم و ناپایدار بوده و زوال زیادی را در مقاومت نشان میدهد. به دلیل رفتار چرخه ای پیچیده این مهاربندها، توزیع واقعی نیروهای داخلی و تغییرشکلها در قابهای مهاربندی شده با آنچه که به وسیله روشهای متداول طراحی پیش بینی میشود، بسیار متفاوت است. از سوی دیگر ملاحظات اجرایی معمولاً به طرح‌هایی منجر میشود که در آنها ظرفیت مهاربندهایی که برای برخی طبقات انتخاب شده بسیار بیشتر از نیاز لرزه ای آنها می‌باشد؛ در حالی که در طبقات دیگر، ظرفیت مهاربندها به نیاز لرزه ای آنها بسیار نزدیک است. این دو عامل به همراه کاهش شدید مقاومت مهاربندها در مرحله پس‌کمانشی، باعث تمرکز خسارت در برخی از طبقات و در نتیجه افزایش نیاز لرزه‌ای مهاربندها و اتصالات آنها در طبقات مذکور میشود. چنین نیاز لرزه‌ای معمولاً در طراحی سازه پیش‌بینی نشده و در اکثر موارد بیش از ظرفیت لرزه ای مهاربندها و اتصالات آنها است. در حال حاضر مهمترین نگرانی در باره مهاربندهای متداول گسیختگی آنها بر اثر خستگی سیکل کم است. گسیختگی مهاربندهای متداول بر اثر خستگی، در زمین لرزه های گذشته و در آزمایشها بسیار مشاهده شده است. مطالعات گذشته نشان داده است که احتمال فروریزش قابهای مهاربندی شده همگرای متداول در زمین لرزه ای با احتمال وقوع 2 درصد در 50 سال، به دلیل گسیختگی مهاربندها بر اثر خستگی، بیش از ۳۰ درصد است.

در دو دهه گذشته تلاشهای زیادی برای ارتقای عملکرد لرزه‌های قابهای مهاربندی شده همگرا انجام شده که مهمترین آنها ایجاد سیستم مهاربندی کمانش ناپذیر است که در فشار کمانش نمی‌کنند و میتوانند هم در کشش و هم در فشار (بدون کمانش) جاری شوند.

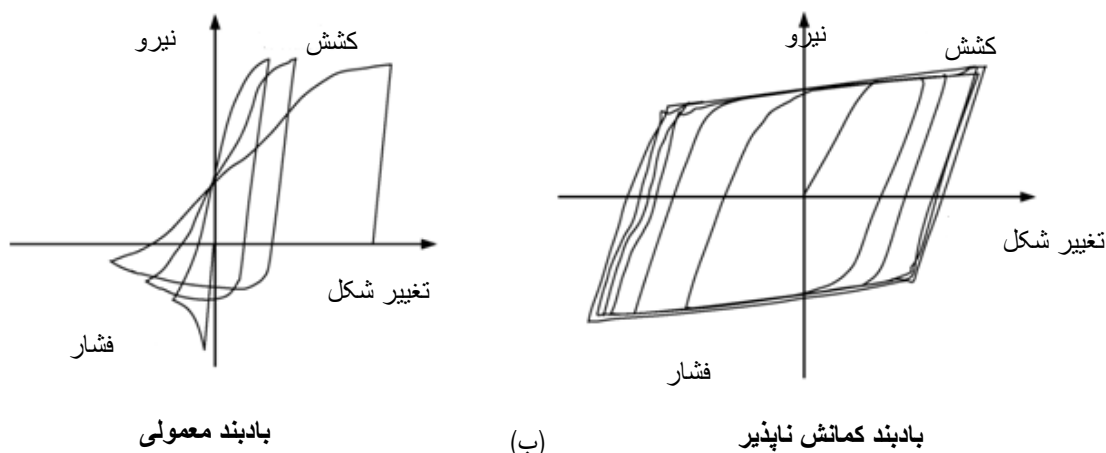
ایده مهاربندهای کمانش تاب نخستین بار در سال 1973 توسط Wakabayashi و همکاران، در ژاپن مطرح شد. این مهاربندها پس از زلزله (Kobe 1995) به طور گسترده‌ای در ژاپن مورد استفاده قرار گرفت. در ژاپن مهاربندهای کمانش تاب بیشتر به عنوان میراگرهای هیستریزیس در قابهای خمشی فولادی به کار میروند. برای طراحی آنها از فلسفه طراحی "سازه‌های مقاوم در برابر خسارت" که توسط Wada مطرح شده استفاده میشود.

در این فلسفه، طراحی به گونه‌ای انجام میشود که در هنگام زمین لرزه، سازه اصلی الاستیک باقی مانده و فقط میراگرها (مهاربندهای کمانش تاب)، انرژی زمین لرزه را مستهلک میکنند. بنابراین پس از زمین لرزه بزرگ انتظار داریم که سازه با تعویض مهاربندها به حالت اولیه خود بازگردد. در آمریکا، نخستین بار در سال 2000 از مهاربندهای کمانش تاب استفاده شد. پس از آنکه مهندسان در آمریکا به ارزش مهاربندهای کمانش تاب پی بردند، گروهی از محققان انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا با همکاری موسسه فولاد آمریکا در سال 1999 ضوابط پیشنهادی برای قابهای مهاربندی شده کمانش تاب را منتشر کردند. این ضوابط با تغییرات اندکی در سال 2003 در ضوابط لرزه‌ای پیشنهادی NEHRP و در سال 2005 در ضوابط لرزه‌ای آیین نامه سازه‌های فولادی امریکا گنجانده شد. قابهای مهاربندی شده کمانش تاب در امریکا معمولاً با روش استاتیکی معادل و مشابه با سیستم مهاربندی همگرای متداول (اما با پارامترهای لرزه‌ای متفاوت) طراحی میشوند. قاب مهاربندی شده کمانش تاب در طراحی بسیار قابل انعطاف است، زیرا با انتخاب دقیق مصالح هسته، سطح مقطع و طول قسمت جاری شونده آن، میتوان مقاومت و سختی این مهاربند را به آسانی تنظیم کرد. هر چند معمولاً قابهای مهاربندی شده کمانش تاب عملکرد لرزه‌ای بسیار مطلوبی دارند، اما نگرانیهایی نیز در زمینه عملکرد لرزه‌ای این سیستم وجود دارد. مهمترین نگرانی، سختی غیرالاستیک کم مهاربندهای کمانش تاب است که ممکن است باعث ایجاد تمرکز خسارت و همچنین تغییرشکل‌های ماندگار بزرگ در سازه شود. مسأله اخیر میتواند هزینه‌های بازسازی را افزایش دهد. از سوی دیگر، استفاده از مهاربندهای کمانش تاب این امکان را به طراحان میدهد که سازه را به گونه‌ای طراحی کنند که نسبت نیاز به ظرفیت در مهاربندهای سازه، بسیار نزدیک به یک باشد. این مسئله نگرانیهایی را درباره عملکرد این سیستم در زمین لرزه‌های کوچک و متوسط ایجاد میکند؛ زیرا ممکن است مقاومت موجود در سیستم آنقدر کم باشد که سازه در زمین لرزه‌های کوچک و متوسط (مانند زمینلرزه‌هایی با احتمال 50 درصد در 50 سال) نتواند سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه را برآورده کند و سازه تغییرشکل‌های غیرالاستیک بزرگی را تجربه نماید. استفاده از مهاربندهای کمانش تاب به جای مهاربندهای متداول، علاوه بر بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه، موجب صرفه‌جویی قابل ملاحظه‌ای در هزینه‌های ساخت میشود. عوامل فوق موجب شده که تمایل به استفاده از این مهاربندها در ساخت و سازها افزایش روزافزونی یابد. پیش بینی میشود که این سیستم در آینده سهم زیادی از ساخت و سازها را به خود اختصاص دهد.

این بادبندها دارای یک هسته از جنس ورق فلزی هستند که در یک قوطی فلزی پر شده با بتن قرار می‌گیرند (شکل ۱-۱). جهت کاهش اصطکاک، یک پوشش مخصوص بین هسته فلزی و بتن قرار گرفته است. ورق فلزی هسته، دارای خاصیت استهلاک انرژی پایدار توسط تسلیم شدن تحت بارگذاری محوری رفت و برگشتی است. به علت اینکه پروفیل فلزی با بتن احاطه شده، تحت بارگذاری فوق دچار کمانش فشاری نمی‌شود.



(الف)



شکل ۱-۱ (الف) بادبند دارای هسته فلزی با خاصیت جاری شدگی، (ب) مقایسه رفتار چرخه‌ای بادبند کمانش ناپذیر با بادبند معمولی

در ادامه به نمونه‌هایی از این بادبندها که در عمل بکار رفته‌اند اشاره می‌شود.

الف) ساختمان فدرال Wallace F. Bennett واقع در Salt Lake City ایالت یوتا ساختمان ۸ طبقه ساخته شده در دهه ۶۰ میلادی در نزدیکی گسل واساچ^۱ قرار دارد و انتظار نمی‌رفت که در زلزله‌های شدید ناشی از گسل مذکور عملکرد مناسبی داشته باشد. سطوح عملکرد مطابق با آیین نامه FEMA273 به این صورت انتخاب گردید که سطح عملکرد "ایمنی جانی" برای زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله و سطح عملکرد "آستانه فروریزش" برای زلزله با

^۱-Wasatch Fault

دوره بازگشت ۲۴۷۵ ساله بدست آید. همانند بسیاری از پروژه‌های مقاوم‌سازی، در جریان مقاوم‌سازی باید کمترین مزاحمت برای ساکنین ایجاد گردد. در نتیجه، از یک سیستم بادبندی در محیط خارجی استفاده گردید. در طرح نهایی از ۳۴۴ عدد بادبند کماتش ناپذیر BRB۲ با نیروی جاری شدگی بین ۹۱۷ تا ۸۴۷۷ کیلونیوتن و طول های ۳/۴ و ۸/۸ متر استفاده شده است. در شکل الف-۳۲ نمای ساختمان مقاوم‌سازی شده در دو دهانه ممتد نشان داده شده است. این ساختمان اولین ساختمان فدرالی است که از بادبندهای کماتش‌ناپذیر جهت مقاوم‌سازی آن استفاده شده است.



(ب)

(الف)

شکل ۱-۲- الف) ساختمان فدرال Wallace F. Bennett، ب) مقاوم سازی با بادبندهای BRB

ب) مرکز پزشکی Kaiser Santa Clara واقع در Santa Clara ایالت کالیفرنیا این بیمارستان ۳۲۷ تخت خوابه با مساحت ۶۵۹۶۰ متر مربع در سال ۲۰۰۷ به بهره برداری رسید. در سیستم باربر جانبی سازه فلزی این ساختمان، از ۱۲۰ بادبند کماتش ناپذیر (BRB) استفاده شده است. این ساختمان بین دو گسل بزرگ سان اندریاس^۳ و هیوارد^۴ قرار دارد و در معرض زلزله های حوزه نزدیک گسل است. طراحی لرزه‌ای برای دو سطح عملکرد صورت گرفت. حداکثر دریفت ۵٪ تا ۱٪ تحت زلزله سطح طراحی با دوره بازگشت ۴۷۵ سال و حداکثر دریفت ۲٪ تا ۲۵٪ تحت زلزله کران بالا با دوره بازگشت ۹۷۵ سال. در طراحی نهایی، بادبندها در دو جهت اصلی در هر طبقه در ۱۰ دهانه به صورت ۸ (شورون) در نظر گرفته شدند (شکل ۱-۳) و مقاومت جاری شدن بادبندها بین ۱۱۱۵ تا ۲۴۵۰ کیلونیوتن در نظر گرفته شد. تحلیل لرزه‌ای طرح نهایی نشان می‌دهد که در زلزله کران بالا، در سیستم باربر ثقلی تعداد اعضای محدودی جاری می‌گردند و حداکثر گریز به ۱/۵٪ محدود می‌شود.

^۲-Buckling Restrained Brace

^۳-San Andreas

^۴-Hayward

^۵-Drift



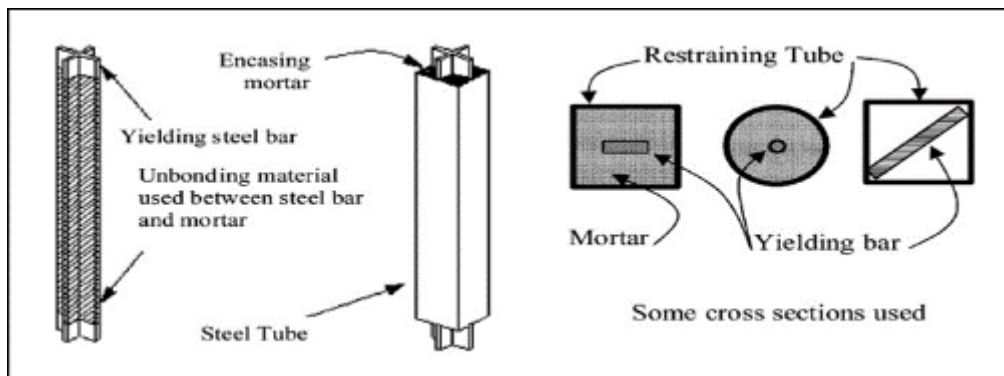
(ب)

(الف)

شکل ۱-۳- الف) بیمارستان Kaiser Santa Clara، ب) بکارگیری بادبندهای BRB

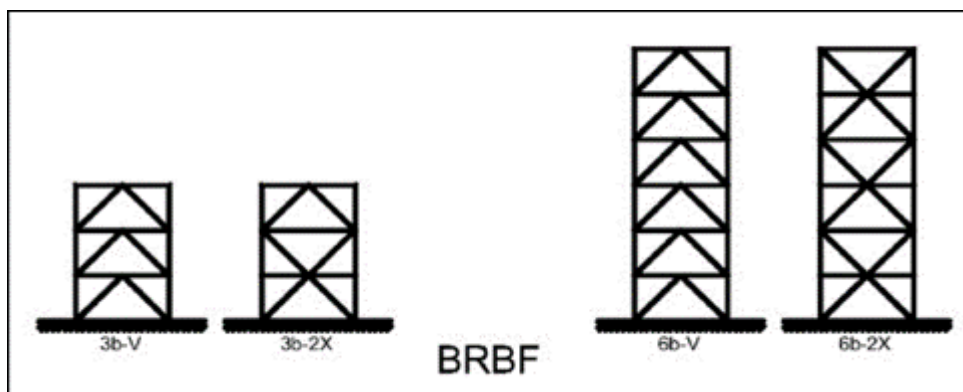
۱-۲ مروری بر مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی

در مورد تحقیقات مرتبط با بررسی رفتار قاب‌هایی با مهاربند کمانش‌ناپذیر می‌توان به تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی اشاره کرد. لذا در این بخش به طور اجمالی مهم‌ترین این تحقیقات و اهداف و نتایج مربوط به آن‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. تحقیقاتی که توسط سابلی^۶ و همکاران [3] در سال 2003 صورت گرفته به منظور شناسایی خصوصیات رفتاری سازه‌های مسلح شده به وسیله مهاربندهای کمانش‌ناپذیر بوده است و در این راستا به کمک تحقیقاتی که قبلاً در این زمینه صورت گرفته است، عملکرد ارتعاشی ساختمان‌ها تحت حرکات ارتعاشی زمین نیز مورد شناسایی قرار گرفته است. تمرکز اصلی در این تحقیق بر روی بررسی عملکرد ارتعاشی ساختمان‌های سه و شش طبقه همراه با قاب‌های مهاربندی شده کمانش‌ناپذیر بوده است. همچنین بحث مختصری در مورد خواص مکانیکی مهاربندها و مزایای استفاده از آن‌ها ارائه شده است. نهایتاً نتایج آنالیزهای دینامیکی غیرخطی برای آلترناتیوهای مختلف به منظور مشخص کردن تأثیر این پارامترها روی مشخصه‌ها و خصوصیات مختلف سازه‌های ارائه گردیده است. در شکل ۴-۰ جزئیات مهاربند کمانش‌ناپذیر مورد استفاده و در شکل ۰-۰ پیکربندی مدل ساختمان نشان داده شده است.



شکل ۴-۰: جزئیات مهاربند کمانش‌ناپذیر مورد مطالعه مرجع [۳]

⁶ Sabelli

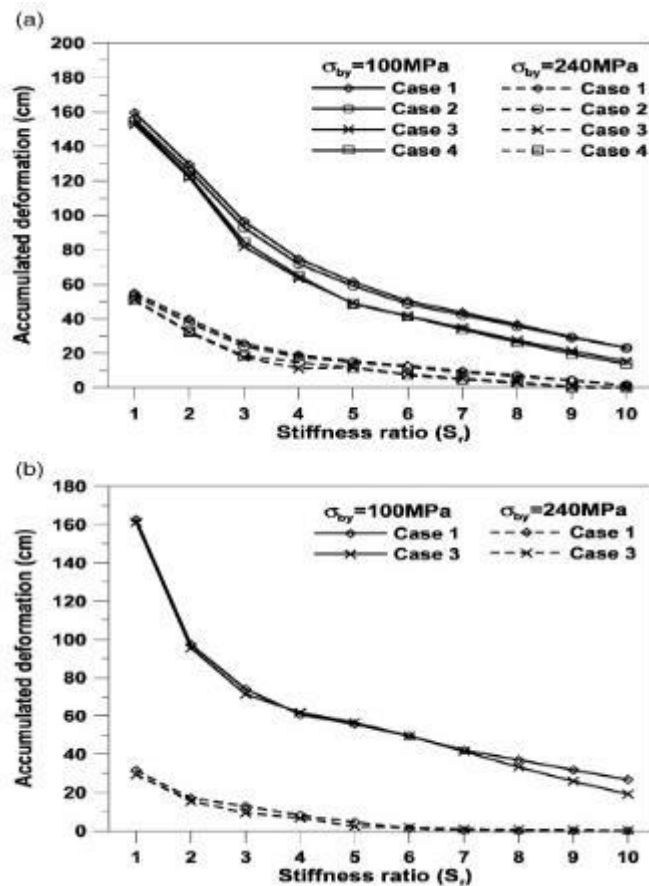


شکل ۵-۰: پی‌کربندی ساختمان مورد مطالعه مرجع [۳]

در سال ۲۰۰۴ آقای کیم و همکارش به بررسی رفتار و طراحی ساختمان‌ها با مهاربند کمانش‌تاب تحت بار سیکلی به صورت تحلیلی (دینامیکی غیر خطی، بار افزون) پرداختند. برای این تحقیق ۴ نمونه با دو متغیر شامل تعداد طبقات (۵ و ۱۰ طبقه) و رکورد زلزله (زلزله مکزیکو ۷ و السنترو ۸) برای تحلیل پوش‌اور (بار افزون) و ۳ نمونه با ۱ متغیر شامل تعداد طبقات (۵ و ۱۰ و ۲۰ طبقه) برای تحلیل دینامیکی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد میرایی معادل سازه با افزایش سختی مهاربند کمانش‌تاب افزایش می‌یابد و با کاهش تنش تسلیم بهینه و افزایش سختی مهاربند کمانش‌تاب، تقاضای شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. بعلاوه استفاده از فولاد با مقاومت کم در مهاربند کمانش‌تاب باعث افزایش تغییر شکل‌های پلاستیک و استهلاک انرژی و کاهش خسارت وارد به سازه می‌شود [۴]

⁷ Mexico

⁸ El-Centro



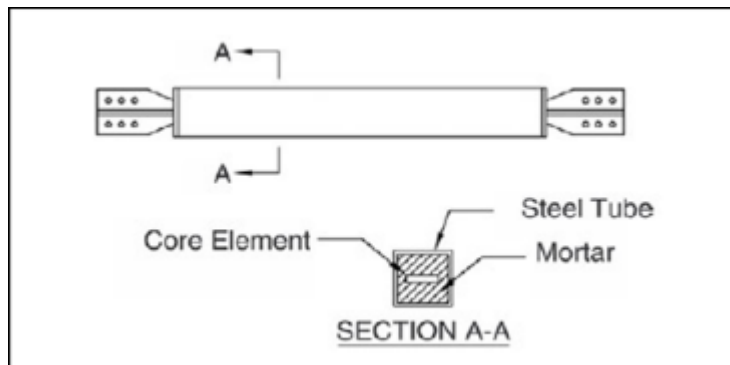
شکل ۶- تغییر شکل پلاستیک تجمعی: (a) ساختمان ۵ طبقه (b) ساختمان ۱۰ طبقه [۴]

در سال ۲۰۰۵ زی به معرفی انواع مختلف مهاربندهای کمانش تاب در آسیا پرداخت. تحقیق نشان می‌دهد که با توجه به پایدار و متقارن بودن نمودار هیستریزس مهاربند کمانش تاب و جذب انرژی بالاتر و در نتیجه رفتار لرزه‌ای خوب، مهاربندهای کمانش تاب به یک سیستم محبوب در آسیا (به ویژه ژاپن) تبدیل شده است. [۵]

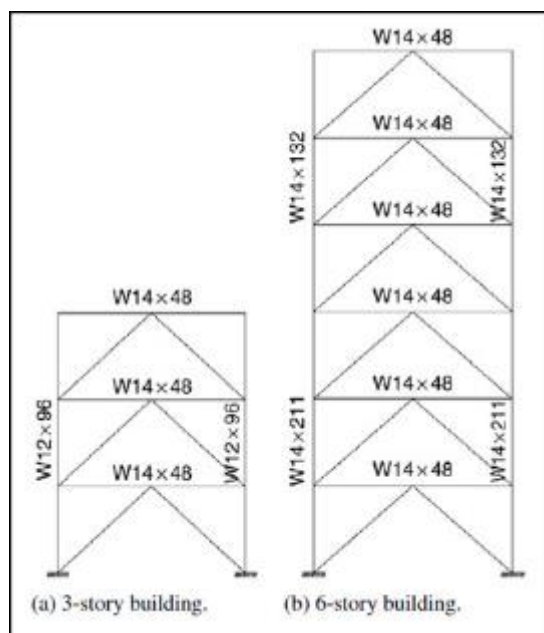
در مطالعات انجام گرفته شده توسط کیگینز^۹ و یانگ^{۱۰} [۶] در سال ۲۰۰۶ ویژگی‌های بسیار مطلوب استفاده از سیستم‌های با مهاربندهای کمانش ناپذیر به اثبات رسیده است که نشان داده شده است استفاده از قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر آسیب‌پذیری سازه را در مقابل رانش‌های بزرگ به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد. در این تحقیق مزایای استفاده از قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر در سیستم‌های دوگانه با به حداقل رساندن تغییر شکل‌های دائمی مورد بحث قرار گرفته است. نتایج به دست آمده از آنالیزهای تاریخیچه زمانی نشان داده است که استفاده از سیستم‌های دوگانه باعث کاهش انحراف طبقات در این نوع سازه‌ها می‌گردد.

^۹ Kiggins

^{۱۰} Uang



شکل ۷-۰: جزئیات مهاربند کماتش ناپذیر مورد مطالعه مرجع [۶]



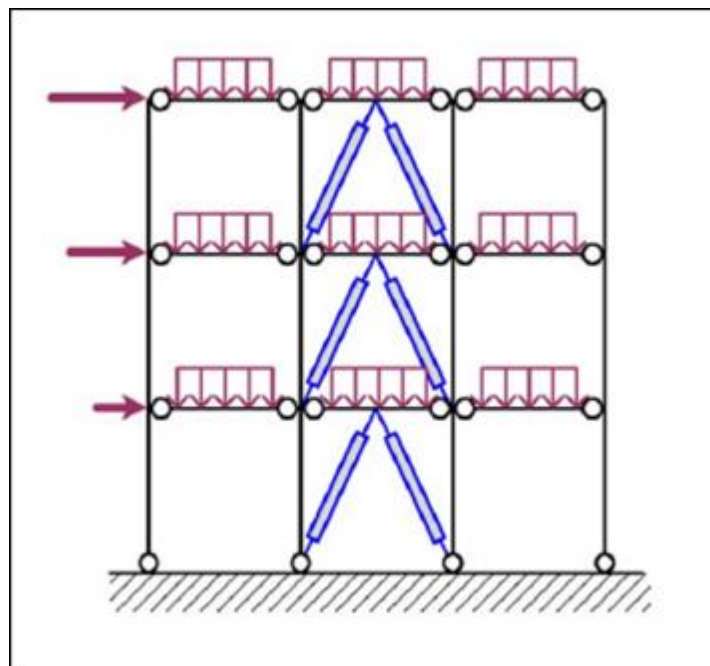
شکل ۸-۰: نمای هندسی ساختمان مورد مطالعه مرجع [۶]

در تحقیق چویی ۱۱ و کیم ۱۲ [7] در سال 2006 یک روش طراحی بر مبنای انرژی ارتعاشی برای قاب‌های مهاربندی کماتش- ناپذیر با استفاده از طیف انرژی هیسترتیک و طیف شکل‌پذیری انباشته پیشنهاد گردیده است. این روش مبتنی بر فرض مقاومت

۱۱ Choi

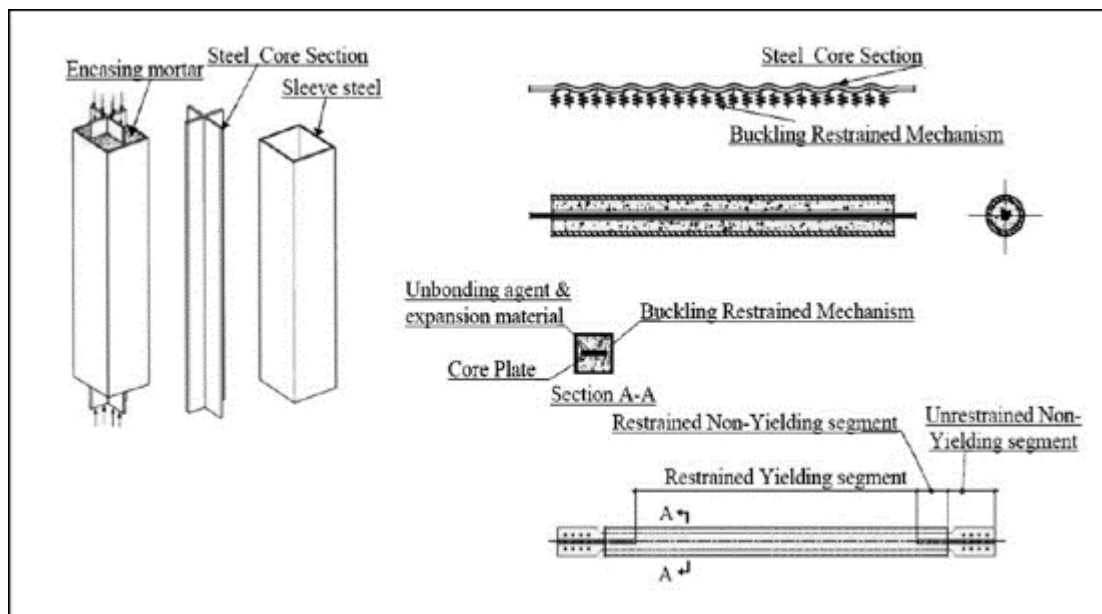
۱۲ Kim

گرانسی المان‌ها می‌باشد؛ نظیر تیرها و ستون‌ها که باید در طول وقوع زلزله به صورت الاستیک باقی بمانند و تمامی انرژی ورودی زلزله توسط مهاربندهای کمانش‌ناپذیر اتلاف گردد. بر اساس نتایج آنالیزهای صورت گرفته با استفاده از این روش، مقادیر اصلی برای جابجایی طبقات فوقانی تطابق خوبی با جابه‌جایی‌های عملکرد هدف داشته است. همچنین انحراف میان‌طبقه‌ای به وجود آمده در ارتفاع ساختمان یکنواخت بوده است که با توجه به توزیع یکنواخت آسیب‌دیدگی در ارتفاع عملکرد مطلوبی داشته است. در شکل ۹-۰-۰ شکل هندسی مقطع عرضی ساختمان به همراه بارگذاری وارده نشان داده شده است.

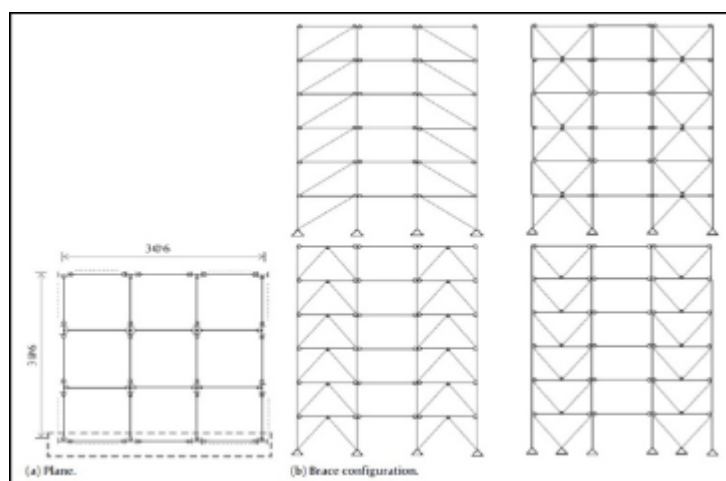


شکل ۹-۰-۰: شکل مقطع عرضی ساختمان مورد مطالعه مرجع [۵]

عسگریان و شکرگذار [۸] یک پژوهش تحت عنوان ضریب اصلاح قاب‌های مهاربندی کمانش‌ناپذیر در سال ۲۰۰۸ انجام دادند. در این مطالعه مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب اصلاح قاب‌های مهاربندی کمانش‌ناپذیر مورد ارزیابی و محاسبه قرار گرفته است. به همین منظور، ساختمان‌هایی با تعداد طبقات مختلف و با پیکربندی مختلف برای مهاربندها از جمله نوع مهاربند، قطر و زاویه مدنظر قرار گرفته است. آنالیز استاتیکی پوش‌اور، تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی و تحلیل دینامیکی خطی با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس انجام شده است. اثرات برخی از پارامترهای مؤثر بر پاسخ ضریب اصلاح، از جمله ارتفاع ساختمان و نوع سیستم مهاربندی مورد آنالیز قرار گرفته است. نهایتاً در این تحقیق پاسخ ارتعاشی ضریب اصلاح برای هر یک از سیستم‌های مهاربندی شده به صورت جداگانه تعیین و مقادیر آزمایشگاهی ۸/۳۵ و ۱۲ برای حالت حدی نهایی و روش طراحی تنش مجاز پیشنهاد گردیده است. در شکل ۱ جزئیات مهاربند کمانش‌ناپذیر و در شکل ۱۱۱ پیکربندی مدل ساختمان مورد بررسی نشان داده شده است.



شکل ۱-۱: جزئیات مهاربند کمانش ناپذیر مورد مطالعه مرجع [۸]



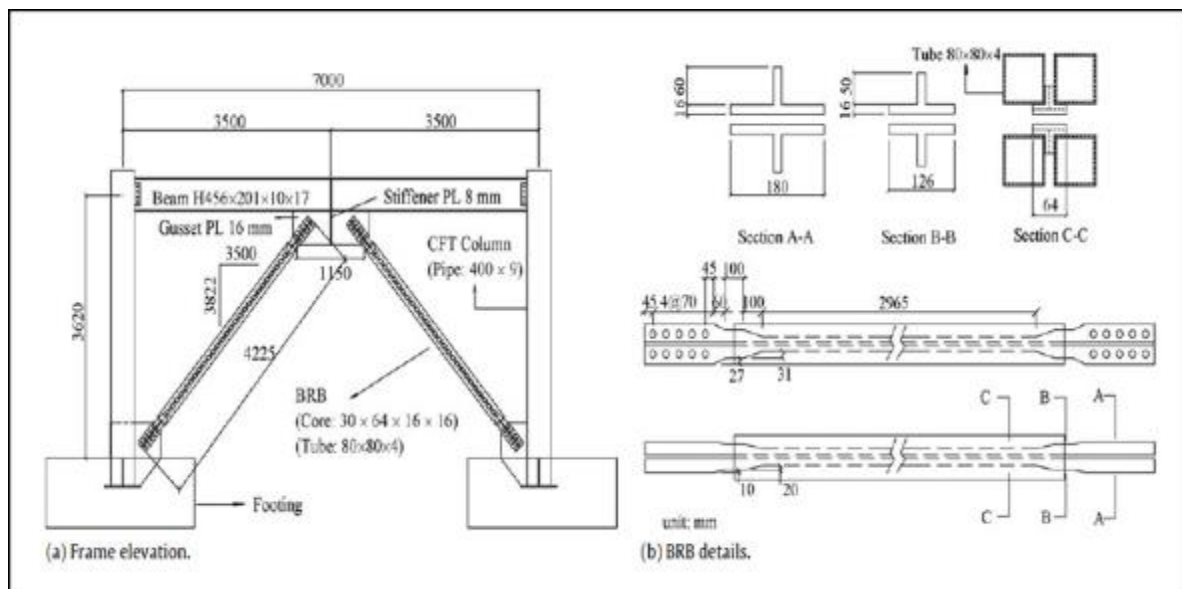
شکل ۱-۱۱: پیکربندی پلان ساختمان مورد مطالعه مرجع [۸]

چو^{۱۳} و چن^{۱۴} [۹] در سال ۲۰۰۸ یک مطالعه تحلیلی در مورد مقاومت فشاری صفحه اتصال مرکزی در قاب‌های با مهاربند کمانش ناپذیر ارائه نمودند. در این تحقیق از روش اجزای محدود استفاده شده است و به همین منظور یک مدل قاب مهاربندی کمانش ناپذیر به منظور پیش‌بینی بار کمانش در صفحه اتصال مرکزی در نرم‌افزار اجزای محدود ایجاد گردیده و نتایج به دست آمده

¹³ Chou

¹⁴ Chen

با نتایج یک مطالعه آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است؛ بنابراین یک مطالعه پارامتریک بر روی مقاومت فشاری صفحه اتصال میانی همراه با مشخصات ابعادی مختلف برای آن اتخاذ گردیده است. در نهایت معادله کمانش صفحه اتصال همراه با نمودار ضرایب پیشنهاد شده برای پیش‌بینی بار نهایی ارائه شده است. در شکل ۱-۱۲ جزئیات مربوط به قاب مهاربندی کمانش ناپذیر به همراه جزئیات مهاربند نشان داده شده است.



شکل ۱-۱۲: جزئیات قاب و مهاربند کمانش ناپذیر مورد مطالعه مرجع [۹]

در سال ۲۰۰۹ پروفسور آکیرا [۱۰] از مؤسسه تکنولوژی توکیو، با مؤسسه فولاد ژاپن تلاش گروهی کرد، تا با توسعه‌ی المان‌های فشاری، حالت گسیختگی فشاری را از المان‌های لاغر حذف کند. به دکتر وادا در سال ۲۰۰۵ الهام شد که از بادبندهای کمانش‌ناپذیر ۱۷، همانند استخوان بدن انسان استفاده کند. پروسه منطقی دکتر وادا برای کنترل آسیب، استفاده از المان‌های مهاربند کمانش‌تاب ۱۸ به عنوان المان‌های محافظ لرزه‌ای بود. دکتر وادا، مهاربند کمانش‌تاب را طراحی کرد و به استخوان انسان شباهت داد، بدین صورت که در انتها بزرگ‌تر و در وسط دهانه با مقطع کاهش یافته آن را طراحی نمود. طرح اولیه طراحی ساختمان با بادبندهای کمانش‌ناپذیر که از “دمپ‌های هیستریک” بود، در اتصال با قاب‌های مقاوم خمشی استفاده شد. اولین آزمایش بر روی بادبندهای کمانش‌ناپذیر، در آمریکا در دانشگاه برکلی کالیفرنیا در سال 1999، تحت نظر پروفسور پوپوف و پروفسور ماکریس انجام شد. [11]

¹⁵ Akira

^{۱۶} Wada

^{۱۷} UNBONDED BRACE

^{۱۸} BRB

اندرو ۱۹ و همکاران [۱۲] در سال ۲۰۰۹ نیز تحقیقاتی بر روی ظرفیت شکل‌پذیری مدل‌های مهارنده‌های کمانش‌تاب با استفاده از نتایج آماری که در کارهای قبلی انجام دادند و براساس آن مدلی کاربردی مهندسی با دقت کافی برای پیش‌بینی مدهای شکست مهاربند کمانش‌تاب پیشنهاد کرده‌اند.

در سال ۲۰۰۹ آقای سلیک و همکارش به بررسی رفتار لرزه‌ای دو طرفه مقاوم در انتهای دیافراگم انعطاف‌پذیر با مهاربند کمانش‌تاب در پل‌های فولادی مستقیم تحت بار سیکی به صورت تحلیلی (با برنامه sap) پرداختند. در این تحقیق دو نمونه با یک متغیر (نحوه قرارگیری مهاربند کمانش‌تاب برای مقاوم‌سازی پل در محل دیافراگم و عرشه پل) مورد بررسی قرار گرفت. طرح مقاوم‌سازی پیشنهادی، امیدوارکننده و درمقایسه با گزینه‌های معمول در مقاوم‌سازی (یا طراحی) لرزه‌ای پل عملی می‌باشد. [۱۳]

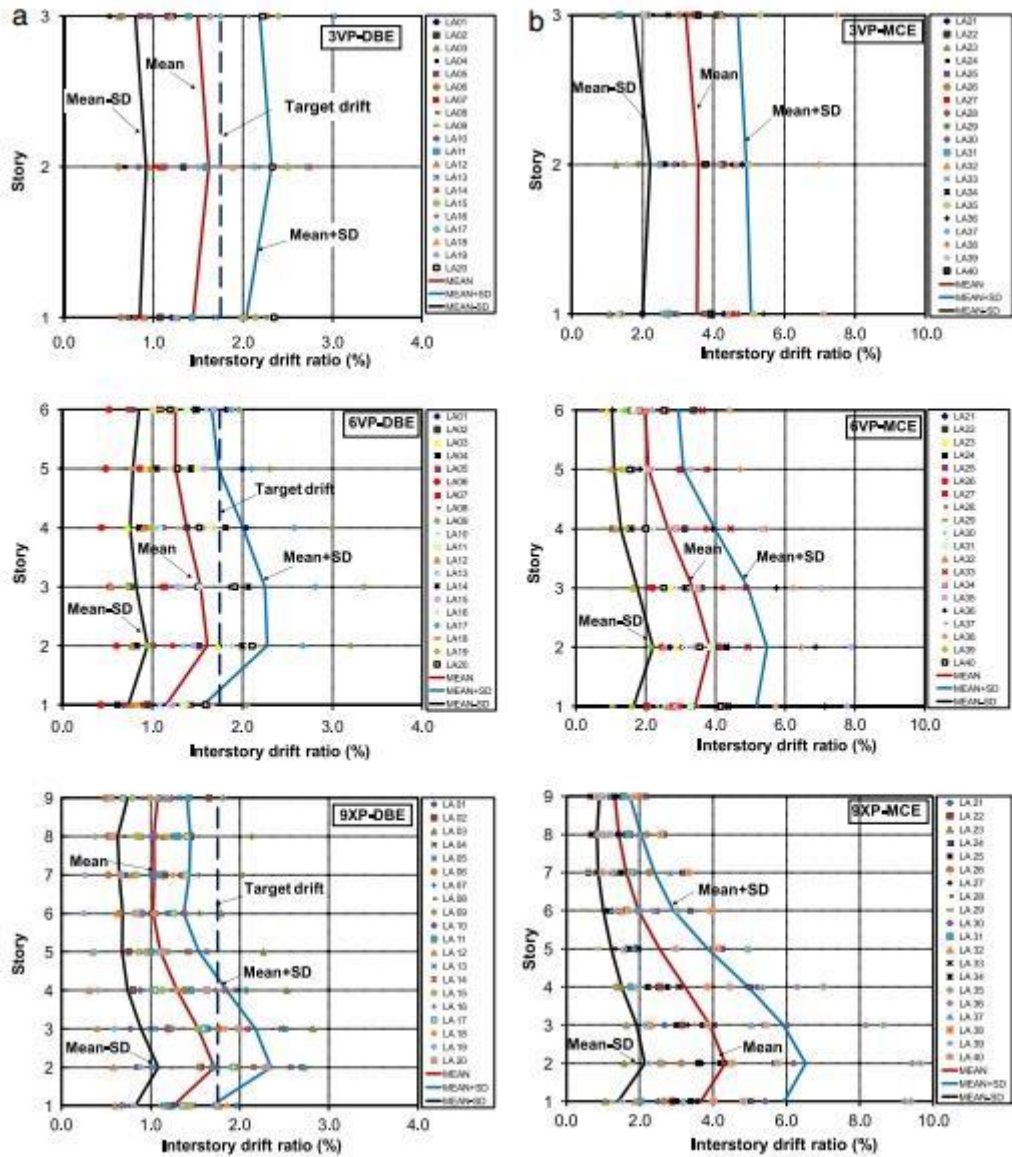
در سال ۲۰۰۹ آقای اندرسو و همکارانش به بررسی مدل‌های ظرفیت شکل‌پذیری برای مهاربند کمانش‌تاب تحت بار سیکی به صورت عددی پرداختند. در این تحقیق ۷ مدل (۵ مدل ظرفیت کل و ۲ مدل ظرفیت باقیمانده) و چندین پارامتر پیش‌بینی (بر اساس داده‌های تجربی ۷۶ نمونه آزمایش شده) ساخته شد. نتایج نشان می‌دهد که فرمول بندی ظرفیت کل محدودیت‌هایی دارد و ممکن است منجر به نتیجه‌ای با رفتاری متضاد شود، درحالی‌که ظرفیت باقیمانده نسبتاً دقیق است. [۱۴]

در سال ۲۰۱۰ ساهو و همکارش به بررسی روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد برای قاب مهاربندی کمانش‌تاب تحت بار سیکی به صورت عددی پرداختند. و با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بررسی کردند. در این تحقیق ۳ ساختمان ۳، ۶ و ۹ طبقه با استفاده از ۴۰ زلزله با سطوح خطر DBE₂₀ و MCE₂₁ طراحی شد و عملکرد لرزه‌ای با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد که روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد می‌تواند در محدود کردن دررفت حداکثر با سطح دررفت هدف موفق باشد و همچنین حداکثر دررفت به طور کلی بصورت یکنواخت در ارتفاع ساختمان توزیع شده است. مقادیر میانگین حداکثر نسبت دررفت طبقه تحت سطح خطر MCE (دوره بازگشت ۲۴۷۵ ساله) حدود ۴٪ می‌باشد. با حفظ کارایی لرزه‌ای مطلوب روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد مقرون به صرفه می‌باشد [15].

¹⁹ Andrew

²⁰ *Design basic earthquake*

²¹ *maximum considered earthquake*



شکل ۱۰: تغییر شکل جانبی داخل طبقه قاب با مهاربند کماتش تاب (a) سطح خطر DBE (b) سطح خطر MCE. [15].

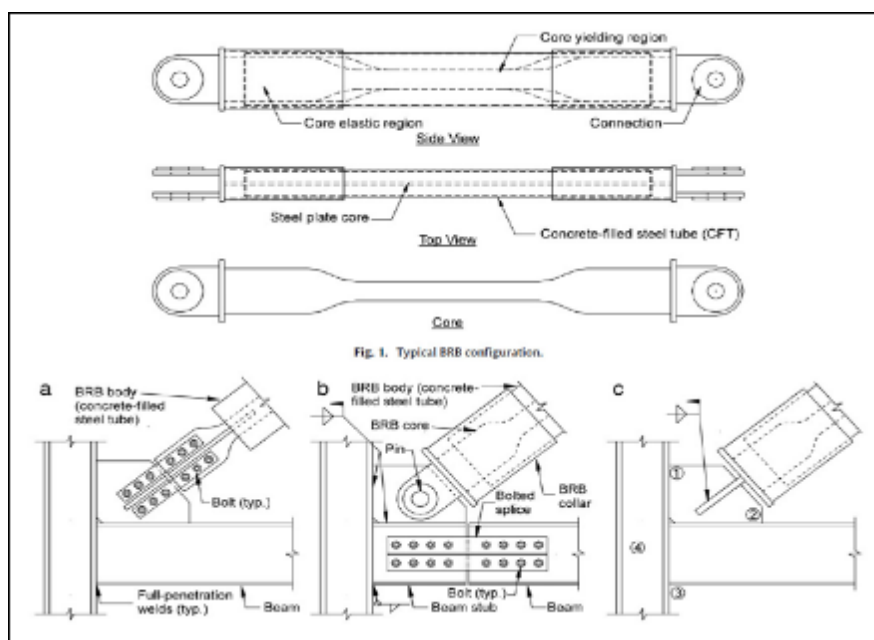
در سال ۲۰۱۰، ویگل و فانتستوک [۱۶] به بررسی عددی عملکرد اتصال قاب با مهاربند کماتش تاب پرداختند. مطالعات تجربی گذشته با مقیاس کامل نشان داده است که اگرچه استفاده از مهاربندهای کماتش ناپذیر عملکرد قاب‌های سازه‌ای را در مقابل تحریکات زمین لرزه بهبود می‌بخشد ولی ضعف مقاومتی مهاربندها در محل اتصالات این کاربرد مفید را محدود می‌سازد. در مطالعه تحلیلی از یک قاب یک طبقه یک دهانه استفاده گردیده است. در ادامه با مقایسه نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی

^{۱۱} Wigle

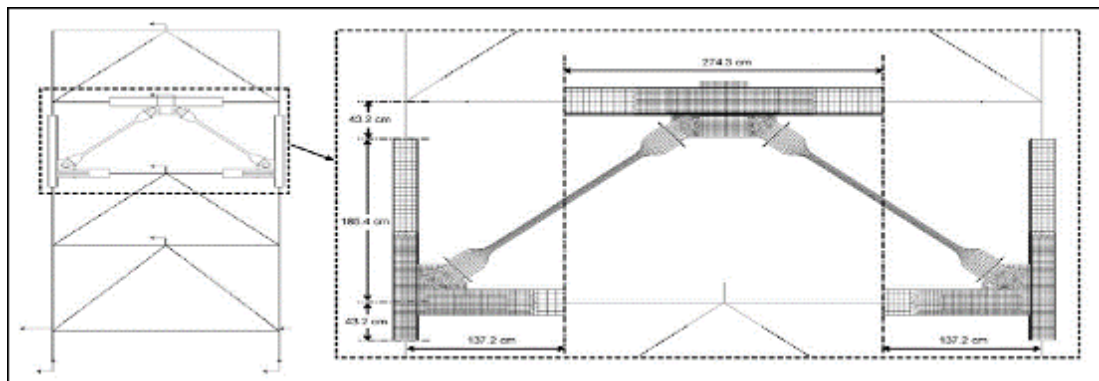
^{۱۲} Fahnestock

صحت مدل‌سازی‌ها تأیید گردیده است. سپس با تغییر جزئیات عضو مهاربند در محل اتصال تأثیر پارامترهای مختلف در بهبود عملکرد عضو در این قسمت مورد مطالعه قرار گرفته است.

مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس با المان سه‌گره‌ای (S3) و چهارگره‌ای (S4R) المان شل مدل شدند. محققین به بررسی ۱۲ مدل مختلف با متغیرهای اتصال مهاربند به قاب (پینی، پیچی و جوشی)، اتصال تیر به ستون (تیر پیوسته و تیر وصله) و ضخامت صفحه اتصال (25/4 و 12/7 میلی‌متر)، پرداختند. هرکدام از مدل‌ها به صورت متقارن تا جابجایی حداکثر طبقه (0/04 رادیان) برای شبیه‌سازی سطح خطر ماکزیمم زلزله ورودی بارگذاری شدند. از بررسی نمودارهای چرخه‌ای، نیرو-تغییر مکان و تنش- کرنش پلاستیک نتیجه حاصل شد که شکل‌های مختلف اتصال مهاربند به قاب تأثیر ناچیزی بر نمودارهای بالا دارد. تنها در اتصال پیچی سختی الاستیک بیشتری نسبت به اتصال جوشی و پینی ایجاد می‌شود. مقاومت برشی در تیر پیوسته ۳۰ درصد بیش‌تر از تیر وصله و لنگر خمشی انتقال‌یافته از تیر وصله ۱۵ درصد تیر پیوسته می‌باشد. با تغییر ضخامت صفحه اتصال نیز تنش‌ها با کم شدن ضخامت در ناحیه اتصال افزایش می‌یابند؛ پس ضخامت صفحه اتصال باید طوری باشد که از تنش‌های زیاد و تغییر شکل‌های خارج از صفحه جلوگیری شود و متناسب با کاهش توزیع کرنش پلاستیک در سطوح باشد. نتایج نشان‌دهنده نتایج مطلوب با استفاده از روش‌های جدید در محل اتصالات بوده است. در شکل ۱-۱۴ جزئیات اعضا مدل‌سازی شده و در شکل ۱-۱۵ مدل قاب سازهای نشان داده شده است.

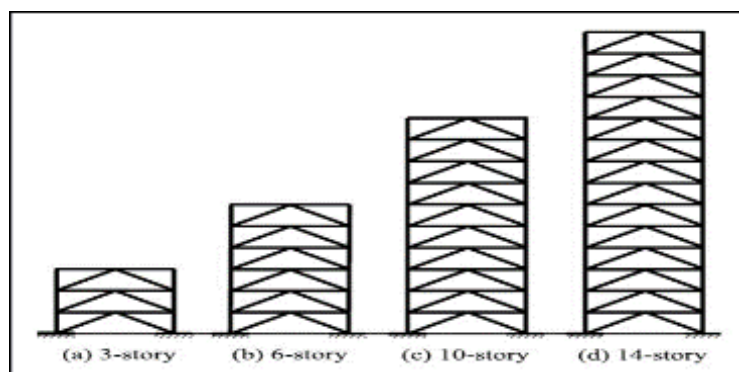


شکل ۱-۱۴: جزئیات مهاربند کماتنش ناپذیر مورد مطالعه مرجع [۱۶]



شکل ۱-۱۵: شکل قاب مهاربندی کمانش ناپذیر مورد مطالعه توسط [۱۶]

در تحقیقات انگوین^{۲۴} و همکاران [۱۷] در سال 2010 سعی گردیده است تا صحت و دقت مدل‌های مورد استفاده در آنالیز پوش‌آور در انواع ساختمان‌های با قاب‌های مهاربندی کمانش‌ناپذیر مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد. مطابق شکل ۱-۱۶ در این تحقیق از قاب‌های ساختمانی مهاربندی کمانش‌ناپذیر ۳، ۶، ۱۰ و ۱۴ طبقه استفاده گردیده است. همچنین در این مطالعه از دو مجموعه حرکات زمین‌لرزه با احتمال وقوع ۲ و ۱۰ درصد در طول پنجاه سال استفاده گردیده است. در این ارزیابی، جابه‌جایی‌های میان‌طبقه‌ای و همچنین انحراف قاب‌ها مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج به‌دست آمده از آنالیزهای عددی در این تحقیق مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی موجود نشان داده است.



شکل ۱-۱۶: پیکر بندی قاب مورد مطالعه مرجع [۱۷]

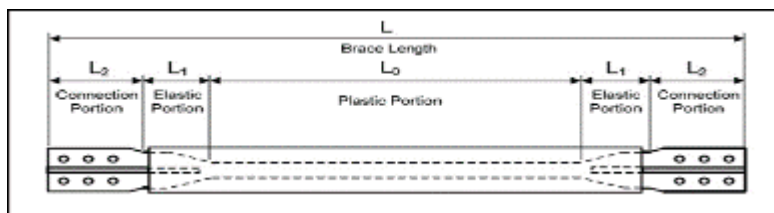
در این تحقیق یو^{۲۵} و همکاران [18] در سال 2011 نیز از مدل‌های عددی برای پیش‌بینی پاسخ‌های دینامیکی سازه‌های مجهز به مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر استفاده گردیده است. این مطالعات عددی قبل از انجام آزمون‌های آزمایشگاهی به‌منظور پیش‌بینی رفتار قاب‌های مهاربندی کمانش‌ناپذیر استفاده شده است. یک مدل اجزای محدود سه‌بعدی برای بررسی مقاومت

^{۲۴} Nguyen

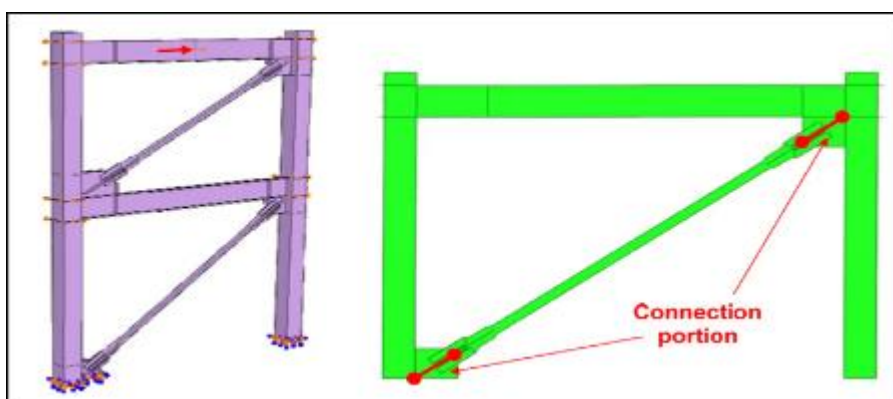
^{۲۵} Yu

مهاربندها در اتصالات انتهایی استفاده گردیده است. نتایج آزمون‌های دینامیکی روی مهاربندهای کمانش ناپذیر همراه با میراگرهای متصل به آن نیز مورد ارزیابی قرار گرفته است. بر اساس تجزیه و تحلیل‌های عددی و مقایسات صورت گرفته با نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی تکنیک‌های مدل‌سازی غیرخطی برای بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر توصیه گردیده است. در

شکل ۱۷-۱ جزئیات مهاربند کمانش ناپذیر و در شکل ۱۸-۱ مدل اجزای محدود نشان داده شده است.



شکل ۱۷-۱: جزئیات مهاربند کمانش ناپذیر مورد مطالعه مرجع [۱۸]



شکل ۱۸-۱: شکل مدل اجزای محدود مورد مطالعه مرجع [۱۸]

ژائو^{۲۶} و همکاران [۱۹] در سال ۲۰۱۲ در خصوص بررسی و مقایسه‌ی تحلیل عملکرد تناوبی اتصال مفصلی مهاربند کمانش ناپذیر به تیر و ستون و تأثیر آن بر کمانش جانبی این نوع مهاربندها تحقیقاتی نموده‌اند. همچنین او تحقیقات بر روی شکل هسته فلزی و محل سخت‌کننده‌ها انجام داد.

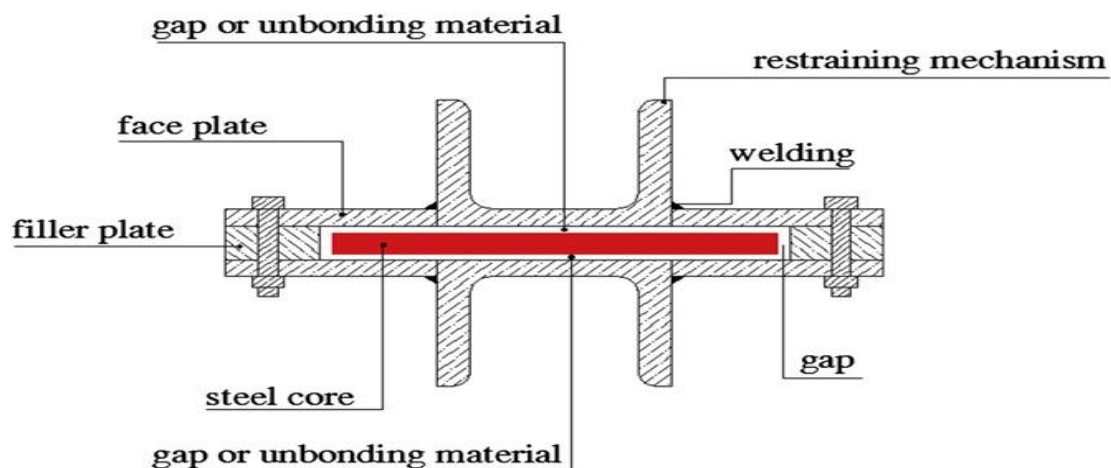
هویدای^{۲۷} و رافزی^{۲۸} [۲۰] در سال ۲۰۱۳ در خصوص بررسی و مقایسه‌ی تحلیل عملکرد تناوبی مهاربند کمانش ناپذیر و بررسی کمانش هسته درونی آن تحقیقاتی نموده‌اند. تحقیقات عددی او که با استفاده از نرم‌افزار آباکوس انجام شد حداقل نیروی کمانش

²⁶ Zhao

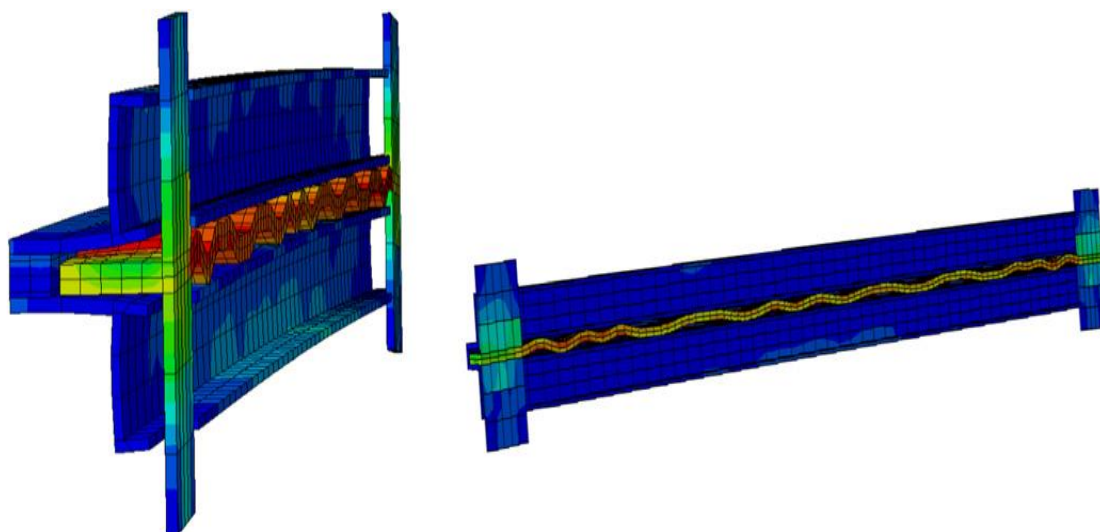
²⁷ Hoveidae

²⁸ Rafezy

اویلر را برای آیین‌نامه پیشنهاد می‌دهد. همچنین ایشان مطابق شکل الگوی جدیدی برای جلوگیری از کمانش مهاربند ارایه می‌دهد. شکل ۲۰-۱ نحوه ی کمانش هسته داخلی مهاربند را نشان می‌دهد.



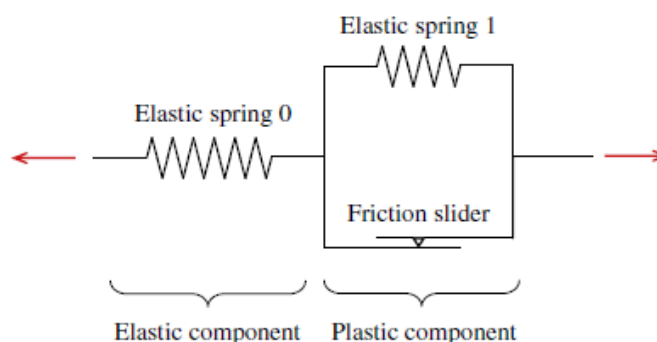
شکل ۱۹-۱ نمونه جدید جهت جلوگیری از کمانش مهاربند ارائه شده در مرجع [۲۰]



شکل ۲۰-۱: کمانش هسته داخلی در نمونه عددی مرجع [۲۰]

در سال ۲۰۱۴، کوان گو ۲۹ و همکاران [۲۱] مدل الاستو پلاستیکی را برای توصیف رفتار مهاربندهای کمانش‌تاب مورد بررسی قرار دادند. در این مدل ۱۰ پارامتر تأثیرگذار در پاسخ رفتاری سازه لحاظ شده است که شامل مدول الاستیسیته، تنش تسلیم اولیه، تنش نهایی در کشش و فشار، مدول سخت‌شدگی در کشش و فشار، میزان سخت‌شدگی در کشش و فشار، شکل انتقال از حالت

الاستیک به پلاستیک در کشش و فشار که تمامی این پارامترها از روش دیفرانسیل مستقیم ۳۰ به دست آمده‌اند. نتایج به دست آمده با روش اجزا محدود نیز مقایسه و ارزیابی شده است. نتایج برای مدل مورد مطالعه شامل قاب فولادی با مهاربند کماتش تاب که در معرض بار لرزه‌ای قرار گرفته به دست آمده است. اثرات پارامترها بر روی پاسخ‌های موضعی و کلی ارائه شده است. بر اساس نتایج مهم‌ترین اثرات شامل تنش تسلیم اولیه، تنش نهایی در کشش و فشار و پارامترهای مربوط به شکل انتقال از حالت الاستیک به پلاستیک در کشش و فشار می‌باشد. از طرف دیگر کمترین اثرات مربوط به مدول سخت شدگی در کشش و فشار و میزان سخت شدگی در کشش و فشار است.



شکل ۱-۲۱: مدل الاستوپلاستیک [۲۱]

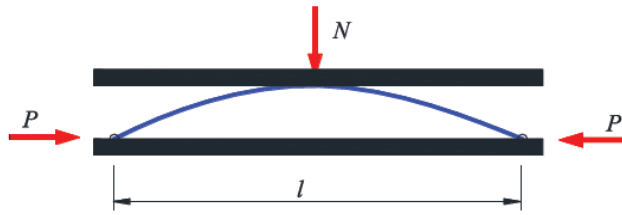
در سال ۲۰۱۵ جیانگ ۳۱ و همکاران [22] مطالعات عددی را برای بررسی اثرات پارامترهای طراحی نظیر مقاومت و سختی قسمت بیرونی مهاربند، طول هسته و سایر پارامترهای هندسی بر روی عملکرد مهاربند انجام داده‌اند. بر اساس نتایج به دست آمده مقادیری برای نسبت عرض به ضخامت هسته، ضخامت هسته و اندازه شکاف بین هسته و غلاف پیشنهاد شده است. با در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری هسته و مهار جانبی قسمت بیرونی مهاربند، روابطی برای پیش‌بینی طول نیم قوس کماتش هسته و نیروی تماسی در مواردی که هسته به صورت چند قوسی کماتش کرده پیشنهاد شده است. این روابط به‌طور عددی کنترل شده و در طراحی مهاربندها می‌تواند به کار رود.

بین وو ۳۲ و همکاران [۲۳] در سال ۲۰۱۵ مکانیزم کماتش هسته فولادی مهاربند را مورد بررسی قرار دادند. گسترش مود کماتش با افزایش نیروی محوری پدیدار می‌شود. بر اساس تحقیقات رابطه بیش‌ترین نیروی تماسی و بیش‌ترین ممان خمشی عضو مهاری به دست آمده است. نتایج تحلیلی توسط آنالیز اجزا محدود مورد تأیید قرار گرفته است. در مقایسه با نتایج حاصل از تحلیل، در هسته با دو انتهای مفصلی تعداد نقاط تماس یا کمانه‌ها کم‌تر است. برای دو انتهای گیردار نیروی تماسی در مدهای پایین‌تر یکسان است در حالی که نیروی تماسی در مدهای بالاتر، یک‌چهارم کم‌تر بوده و به‌اندازه نصف روش معمول است. بر اساس تحقیقات آن‌ها انجام آزمون‌های بعدی با افزایش سختی قسمت اتصال مورد نیاز است.

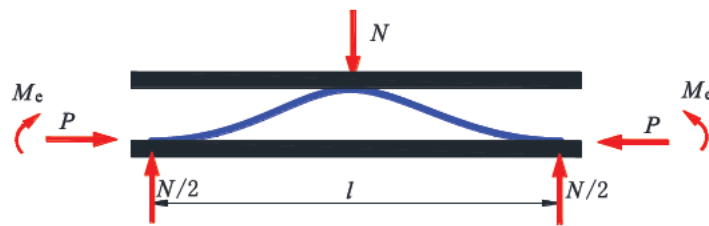
۳۰ DDM

۳۱ Jiang

۳۲ Wu, Bin

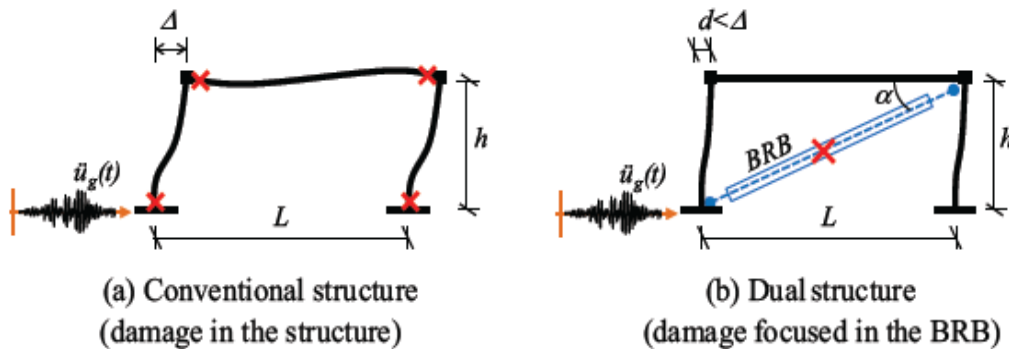


شکل ۱-۲۲ مدل تحلیلی برای تماس یک نقطه‌ای (دو انتها مفصل) [۲۳]



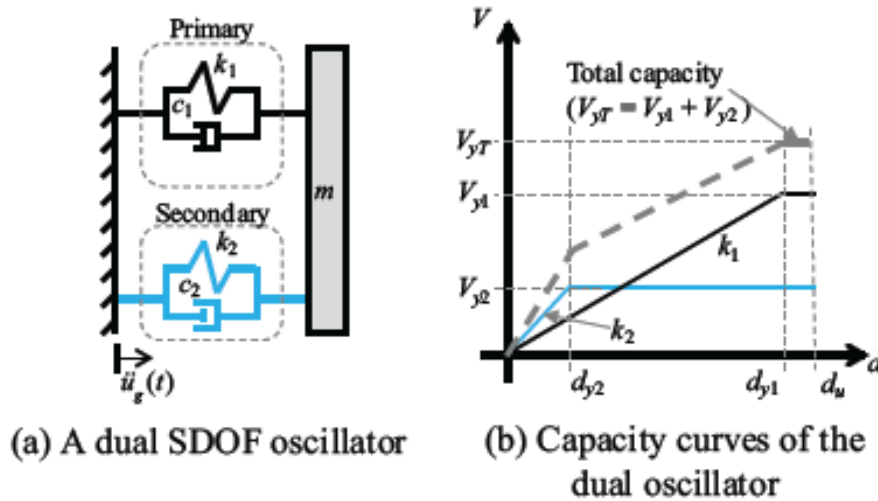
شکل ۱-۲۳: مدل تحلیلی برای تماس یک نقطه‌ای (دو انتها گیردار) [۲۳]

در سال ۲۰۱۶ جوئرو و همکاران [۲۴] مدلی برای طراحی لرزه‌ای بر پایه عملکرد برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه با مهاربند کمانش تاب ارائه کردند. بر اساس فرضیات آن‌ها، قاب دارای مهاربند کمانش تاب که به‌عنوان قاب دوگانه در نظر گرفته می‌شود با ارتعاش کننده یک درجه آزادی دوگانه (SDOF) معرفی می‌شود که اجزای آن در تغییر مکان‌های مختلف جاری می‌شود. فرمولاسیون این روش برای ساختمان‌های یک درجه آزادی ارائه شده است. از مزایای استفاده از این روش آن است که در هنگام کاربرد آن اطلاعات مفید برای ارزیابی سریع سازه به دست می‌آید. با ملاحظه محدودها این روش برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه با دیافراگم صلب و ساختمان‌هایی که پاسخ دینامیکی آن‌ها به وسیله نوسان مود پایه تعیین شده‌اند کاربرد دارد.



³³Guerrero,H

شکل ۱-۲۴: سازه‌های متعارف و دوگانه [۲۴]



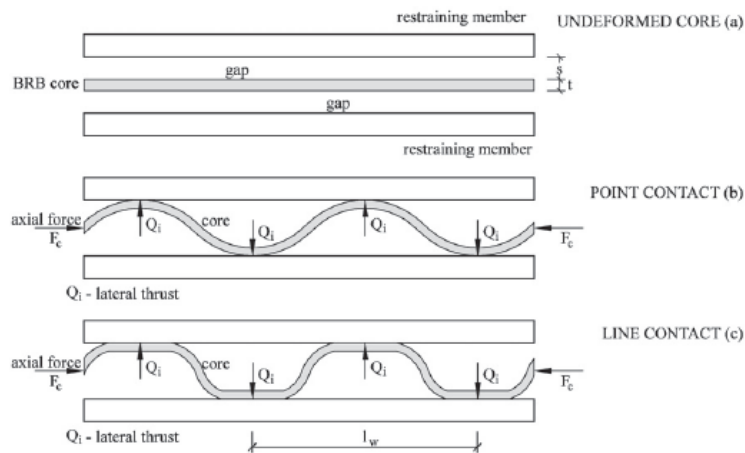
شکل ۱-۲۵: ارتعاش کننده یک درجه آزادی دوگانه و منحنی رفتاری آن [۲۴]

از آنجایی که Eurocode8 ضوابطی برای طراحی قاب‌های کمانش تاب ارائه نکرده است در سال ۲۰۱۵ بسکو^{۳۴} و همکاران [۲۵] روشی برای طراحی این نوع قاب‌ها ارائه کرده‌اند. این روش با اصلاح ضوابط موجود برای قاب‌های مهاربندی شورون در آیین‌نامه Eurocode8 به‌دست‌آمده است. مهاربندهای کمانش تاب با توجه به مقاومت و شکل‌پذیری بر اساس دو پارامتر تغییر مکان نسبی طراحی طبقه و ضریب رفتار طراحی می‌شوند. تیرها و ستون‌ها بر اساس ضوابط طراحی بر اساس ظرفیت که در آیین‌نامه فوق وجود دارد طراحی می‌شود.

در سال ۲۰۱۶، متلی^{۳۵} و همکاران [26] نتایج حاصل از آزمایشات بارگذاری سیکلی و چرخه‌ای بر روی قاب‌های مهاربندی شده را با هدف بررسی پدیده تماس و فشار ایجاد شده بین هسته داخلی و غلاف مهاربند پس از کمانش هسته ارائه می‌دهد. تنظیمات آزمایش خاصی برای تعیین شکل ناحیه تماس و فشار ناحیه تماس موضعی به کار برده شده است. توجه خاصی روی نقش پارامترهای کلیدی که مود بالای کمانش پلاستیک هسته را ایجاد می‌کند نظیر فاصله بین هسته و اجزای مهاربند و سختی غلاف مهاربند و تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که مقدار فشار جانبی ایجاد شده توسط هسته در مود بالای کمانش با نسبت ضخامت شکاف به هسته، کرنش محوری هسته و تغییر شکل‌های تجمیعی پلاستیک هسته تا مقدار خیلی بالایی افزایش پیدا می‌کند. این نتایج برای ارزیابی فشار جانبی در مدل‌های عددی مورد استفاده بوده و نشان می‌دهد که باید در طراحی عضو محصورکننده و اتصالات فشار جانبی ناشی از کمانش هسته محاسبه شود.

³⁴ Bosco, M

³⁵ Metelli, G.



شکل ۱-۲۶: مهاربند BRB و حالت‌های مختلف کمانش [26]

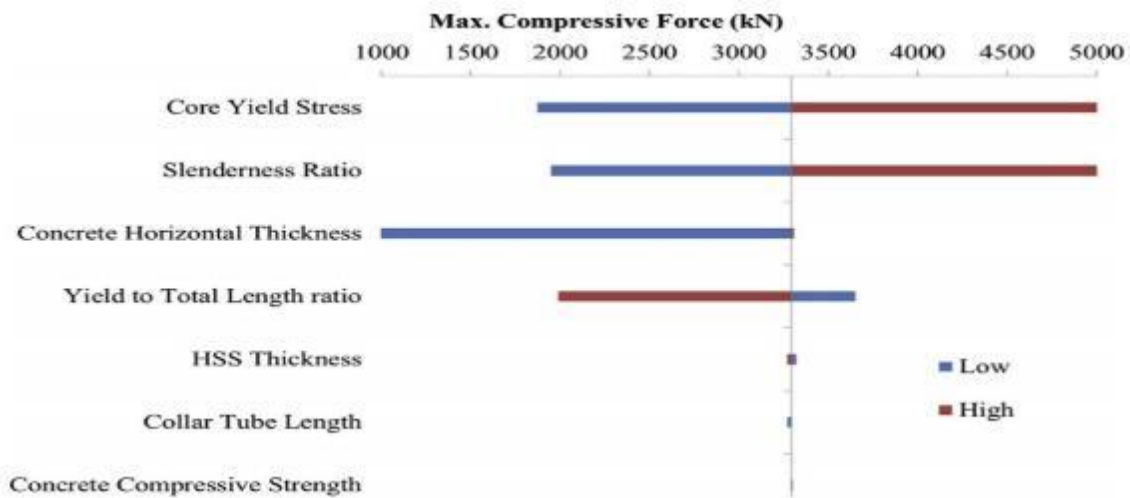
در سال ۲۰۱۶، ابوالفات^{۳۶} و همکاران [27] نیازهای لرزه‌ای سازه‌های موجود را به منظور شناختن ظرفیت‌ها و آسیب‌پذیری تحت نیروهای لرزه‌ای با در نظر گرفتن آیین‌نامه‌های طراحی بررسی کردند. سازه‌های موجود می‌توانند به منظور بالا بردن مقاومت جانبی سازه‌ها با مهاربندهای کمانش‌تاب مقاوم‌سازی شوند. یک سازه ۵ طبقه ۳ دهانه با استفاده از مهاربند کمانش‌تاب مقاوم‌سازی، بررسی و آنالیز شد و این نتیجه به دست آمد که مقاوم‌سازی سازه‌ها پایداری جانبی سازه‌های موجود را افزایش می‌دهد.

در سال ۲۰۱۶، وو^{۳۷} و همکاران [28] به بررسی طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب تحت اثر اصطکاک بین هسته فولادی ماده بتنی پرکننده پرداختند. بخش سخت‌کننده بین ماده پرکننده بتنی و هسته فولادی به منظور بالا بردن مقاومت مهارکننده پیشنهاد شد. آنالیز اجزا محدود جهت مقایسه بین مهاربند کمانش‌تاب موجود و مهاربند کمانش‌تاب با هسته سخت شده انجام شد و مشاهده شد که هسته سخت شده عملکرد بهتری نسبت به هسته سخت نشده دارد.

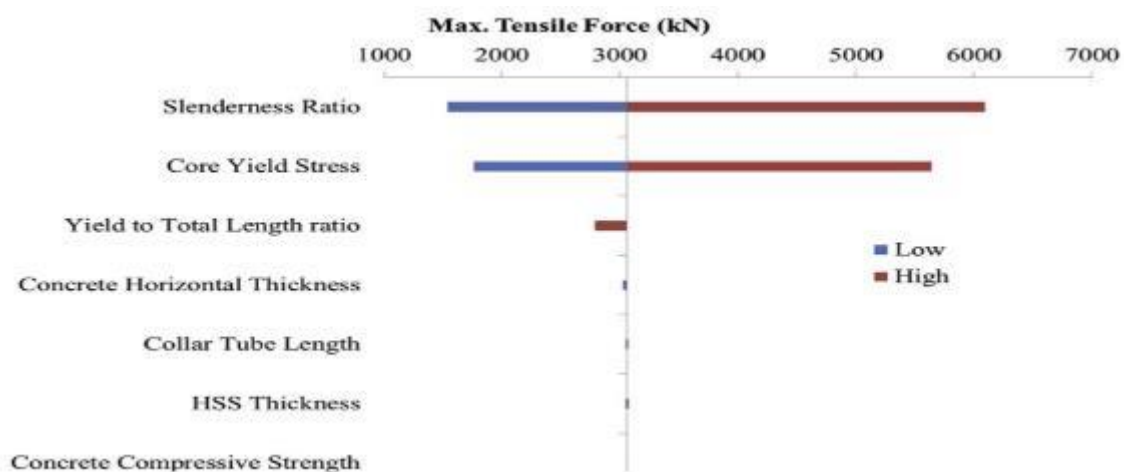
در سال ۲۰۱۶ الحمایده و همکارانش به بررسی پارامترهای کلیدی موثر بر عملکرد و حالت‌های شکست برای مهاربندهای کمانش‌تاب با استفاده از آنالیز المان محدود غیر خطی تحت بار سیکیلی و بصورت تحلیلی پرداختند. در این تحقیق، یک بادبند کمانش‌تاب در برنامه آباکوس مدل شد و مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد که پارامترهای کلیدی موثر بر نیروی فشاری حداکثر مهاربند بر اساس اهمیت مقاومت هسته، نسبت لاغری هسته، ضخامت بتن پرکننده و نسبت طول تسلیم به طول کل می‌باشند (شکل). پارامترهای کلیدی موثر بر نیروی کششی حداکثر BRB بر اساس تاثیر نسبت لاغری هسته، مقاومت هسته و اندکی نسبت طول تسلیم به طول کل می‌باشند. برای اتلاف انرژی بیشترین فاکتور موثر، نسبت لاغری هسته، مقاومت تسلیم هسته، نسبت طول تسلیم به طول کل و ضخامت بتن پرکننده می‌باشند. در طول شبیه‌سازی انجام شده، حالت‌های شکست شامل کمانش خارج از صفحه هسته فولادی، باریک‌شدگی در هسته فولادی، کمانش پس از باریک‌شدگی هسته و کمانش کلی دیده شد [29].

³⁶ Abou-Elfath, H

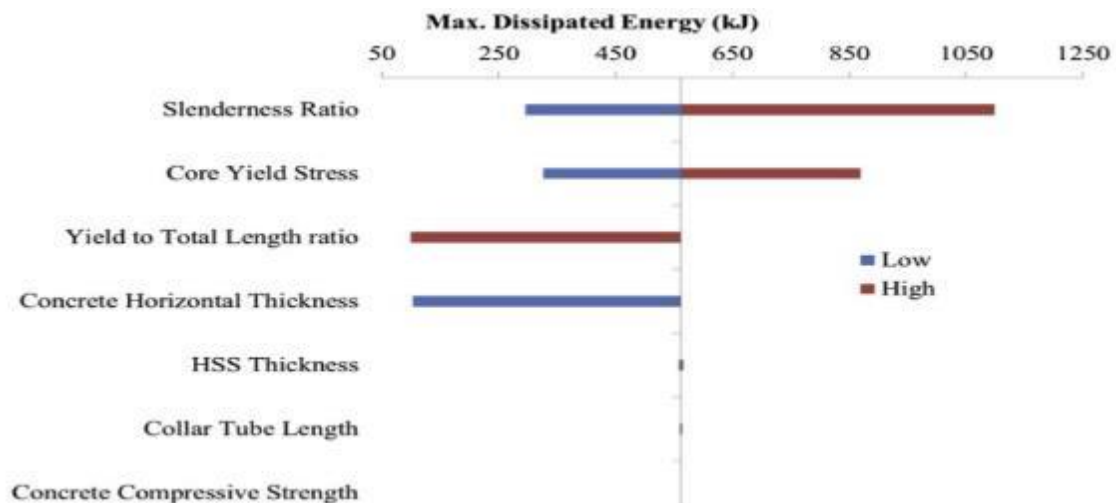
³⁷ Wu, B



شکل ۱-۲۷: نمودار حداکثر نیروی فشاری [29]

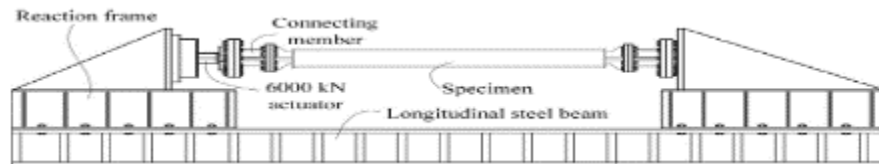


شکل ۱-۲۸: نمودار حداکثر نیروی کششی [29]



شکل ۱-۲۹: نمودار اتلاف انرژی [29]

در سال ۲۰۱۷، گو ۳۸ و همکاران [30] مجموعه‌ای از تست‌های تحلیلی عددی مهاربند کمانش تاب را تحت پیش‌فشار فشرده‌گی بررسی کردند. پیش‌فشار فشرده‌گی در مهاربندهای کمانش تاب زمانی امکان پذیر است که قاب و BRB نصبشان همزمان باشد. در این مقاله هدف بررسی میزان تحمل بار و استهلاک انرژی مهاربند کمانش تاب تحت پیش‌فشار فشرده‌گی توسط آنالیز اجزای محدود بود. ۵ نمونه تست شد که در ۲ نمونه که تست شدند تحت بار سیکلیک فشاری خالص و ۳ نمونه تحت بارهای چرخه‌ای هیستریزس قرار گرفت که ۴ تا از آن‌ها رفتار تحمل بار پایدار در طول روند تست را نگه داشتند و رفتار تحمل بار و استهلاک انرژی نمونه‌ها شبیه‌سازی رضایت‌بخشی شد. با مدل المان محدود که از سخت‌شوندگی ترکیبی، ایزوتروپیک و کینماتیک برای مصالح هسته استفاده شد و مقاومت فشاری و ضریب افزایش تنش به خوبی با نتایج نمونه اجزای محدودی پیش‌بینی شد. نتایج تحلیل اجزای محدود با کرنش‌های اولیه متفاوتی انجام شد، نشان داد که پیش‌فشاری در BRB افزایش تنش متریکال هسته در هر دو فشار و کشش و همچنین تأثیر سختی روی مقادیر مقاومت فشاری می‌گذارد. ۱ نمونه که تحت فشار خالص بود، نشان داد گسیختگی آنی ناشی از خطای تولید دارد ولی بقیه نمونه‌ها جرجه‌های پایدار ایجاد کردند. تفاوت بتا و امگا و RY در آنالیز المان محدود با مقادیر متفاوت کرنش فشاری و توسعه آن‌ها در طول تست تحقیق شد. با مقادیر مختلف کرنش فشاری، مقادیر امگا از ۱/۴۵ تا ۱/۶۰، RY از ۱/۵۵ تا ۱/۶۵ و بتا حدود ۱/۰۵ متغیر است. این مقادیر می‌توانند منابع معتبری برای طراحی‌های کاربردی BRB در پیش‌فشار فشرده‌گی فراهم کنند.



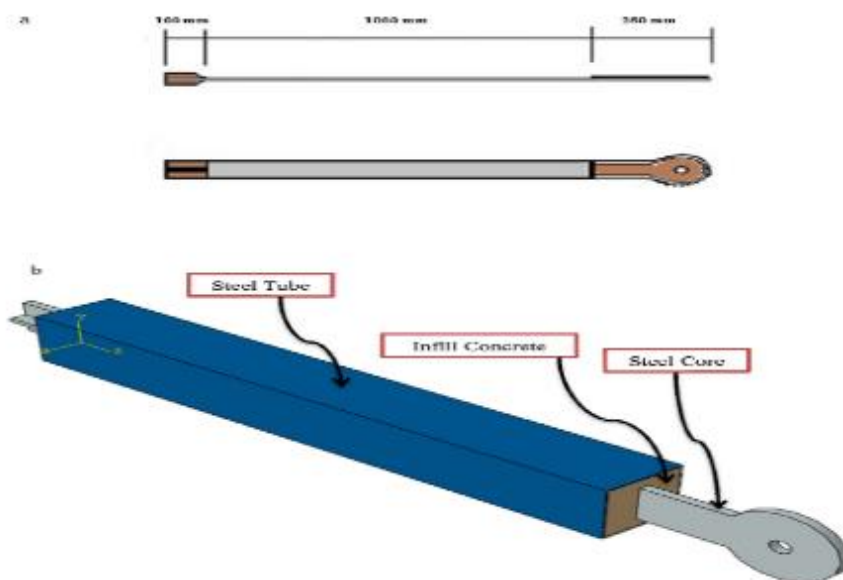
شکل ۱-۳۰: تنظیمات تست بار سیکلیک مرجع [30]

در سال ۲۰۱۷ ارزیابی مزایای اقتصادی استفاده از مهاربند کمانش تاب در سازه‌ی خاص بیمارستانی که دارای خاک نرم بود در مکزیک، توسط جوئرو و همکاران [۳۱] بررسی شد. از آن‌جا که ارزیابی مزایای اقتصادی برای کارفرمایان و تصمیم‌گیرندگان پروژه نسبت به پارامترهای پاسخ‌های دینامیکی دارای اهمیت بالاتری بود، این مقاله یک سری مزایای اقتصادی استفاده از BRB را مورد بررسی قرار داده است. از آن‌جایی که المان‌های غیرسازه‌ای نسبت به المان‌های سازه‌ای خیلی گران‌تر هستند، جزییات آن‌ها در تحلیل آورده شده است. نتایج تحلیل روی سه قاب ۳، ۶ و ۹ طبقه انجام شده است که سازه‌هایی با پریود کوتاه بوده و نشان دادند زمانی که از مهاربند کمانش تاب به عنوان سیستم مقاوم لرزه‌ای استفاده می‌شود به علت کاهش خرابی و مقاومت و سختی و همچنین شکل‌پذیری مناسب در مقابل زلزله و همچنین کم شدن مقاطع مورد نیاز برای قاب‌ها قیمت‌ها اقتصادی‌تر و بهینه‌تر می‌باشد.

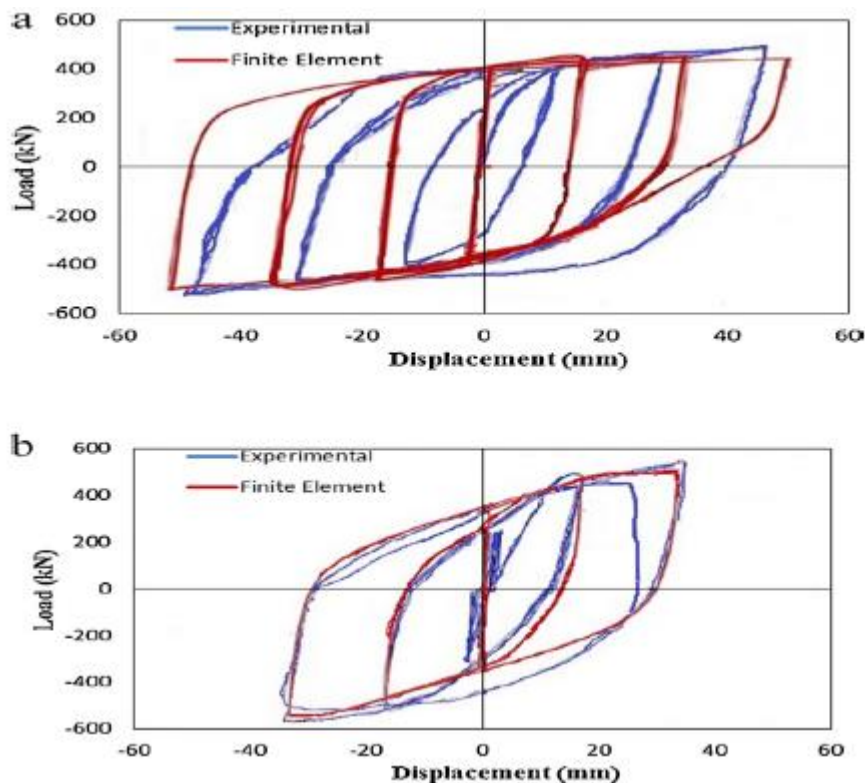
در سال ۲۰۱۸، روح الله راهنورد و همکاران [۳۲] روش ساده‌تری را برای مدل‌سازی مهارندهای کمانش‌تاب در نرم‌افزار آباکوس پیشنهاد دادند. آن‌ها به بررسی عددی و آزمایشگاهی دو نمونه مهاربند کمانش‌تاب با طول ۶۰۰ و ۱۰۰۰ میلی‌متر طبق

شکل پرداختند.

از فولاد با مدول الاستیسیته 210GPa برای تمام اجزاء استفاده شد. همچنین مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی ورق هسته 297.5 MPa و 449.8 MPa و مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی غلاف فولادی 370 MPa و 403.4 MPa در نظر گرفته شد. در مدل‌سازی عددی از تماس surface to surface با ضریب اصطکاک ۰٫۲ و ۰٫۸ به ترتیب برای اتصال هسته فولادی با بتن و بتن با غلاف فولادی استفاده شد. از المان‌های ۸ گرهی سه بعدی با سایز مش ۱۰ میلی‌متر در مدل‌سازی عددی در نظر گرفته شد. طبق شکل منحنی چرخه‌ای نیرو - تغییرمکان مدل عددی مهاربند با بتن و غلاف با منحنی آزمایشگاهی تطابق مناسبی نشان می‌دهد.



شکل ۱-۳۱ جزئیات مدل (a) آزمایشگاهی (b) عددی [۳۲]



شکل ۱-۳۲ مقایسه منحنی عددی و آزمایشگاهی (a) BRB1000mm

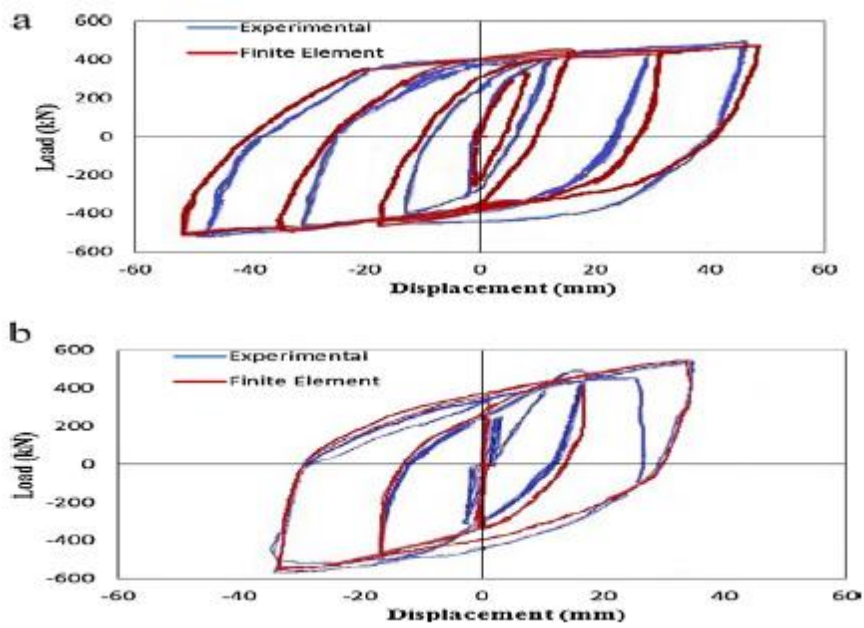
(b) BRB600mm [۳۲]

با توجه به پیچیدگی مدل باوجود بتن و غلاف که گاهی منجر به عدم همگرایی یا طولانی شدن زمان حل می‌شود، محققین به‌جای استفاده از بتن و غلاف و ماده غیرچسبنده از ایده مدل‌سازی با فنر استفاده کردند. همچنین با بزرگ‌تر قرار دادن بار کمانشی ($P_{cr} = \frac{\pi^2 Ebt^3}{12L^2}$) نسبت مقاومت تسلیم ($F_y = bt\sigma_y$) به فرمول حداکثر فاصله ($L = \frac{\pi t}{\sqrt{\frac{12\sigma_y}{E}}}$) بین دو فنر رسیدند. شکل ۱-۰۱ رفتار چرخه‌ای مدل ساده‌شده را نشان می‌دهد. محققین به‌منظور مقایسه به مدل کردن مهاربند با بتن و غلاف و فنر در یک قاب دوطبقه یک دهانه پرداختند. همانند شکل ۲-۰۰ منحنی چرخه‌ای هر دو مدل در مقایسه با مدل آزمایشگاهی آمده است که نشان از دقت روش مدل‌سازی با فنر دارد. همچنین خط‌هایی مثل اختلاف در سختی بعد از تسلیم، سخت‌شدگی و عرض منحنی‌های هیستریزیس که به دلیل وارد شدن بخشی‌هایی از بتن به ناحیه‌ی پلاستیک در سیکل‌های ابتدایی می‌باشد و عدم جلوگیری از کمانش می‌باشد، در منحنی مدل‌سازی با فنر برطرف شده است. از دیگر سو با استفاده از روش مدل‌سازی با فنر یکی دیگر از مشکل‌های مدل‌سازی عددی در حل آنالیزهای مربوط به مسائل مهاربندهای کمانش‌تاب که زمان بسیار طولانی حل می‌باشد و نیاز به کامپیوترهای با ویژگی بالا دارد حل شده است. به دلیل این‌که در این مهاربندها تنها عملکرد آن جلوگیری از کمانش است، حذف بتن و جایگزینی آن با فنر با سختی معادل بلامانع است. مقایسه زمان حل توسط نرم‌افزار آباکوس بین مهاربند با بتن و غلاف و مهاربند مدل‌سازی شده با فنر در جدول ۱-۱: زمان آنالیز مدل‌ها نشان داده شده است.

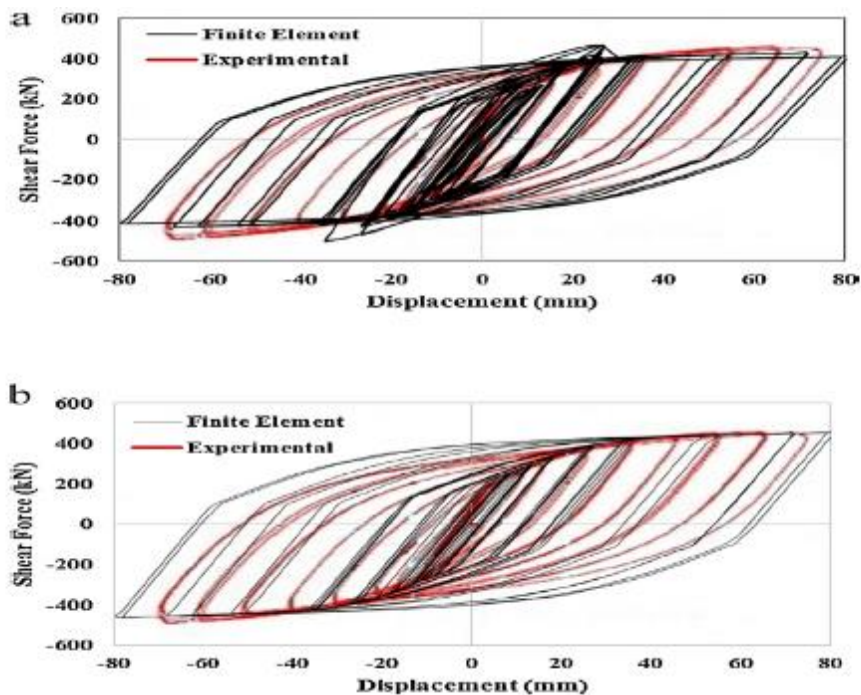
جدول ۱-۱: زمان آنالیز مدل‌ها

Time of the analysis for all models.

Modeling Techniques	Time (h)		
	BRB100	BRB60	BRB Frame System
Full Modeling	43	39	65
Core-Spring Modeling	6	4	11



شکل ۱-۰۱: مقایسه منحنی عددی و آزمایشگاهی مدل ساده شده با فنر (a) BRB1000mm (b) BRB600mm [۳۲]



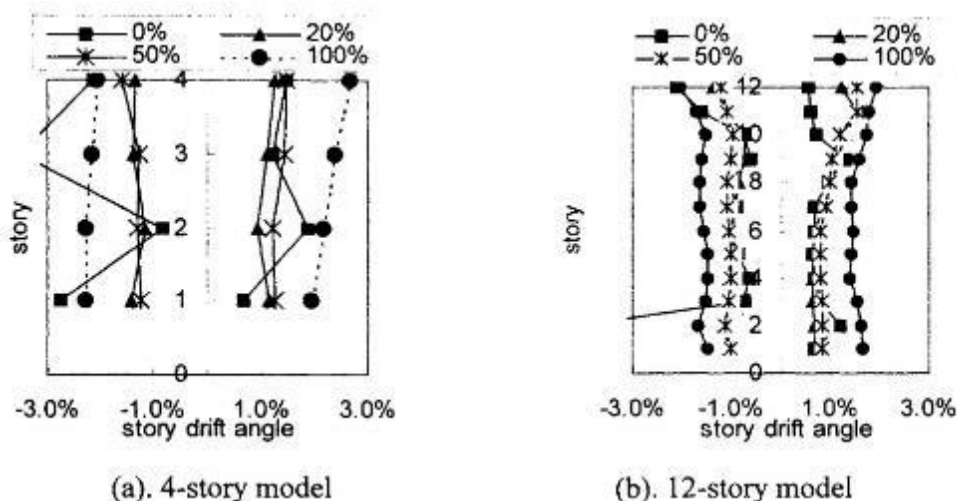
شکل ۲-۰: منحنی نیرو-تغییر مکان (a مدل کامل b) مدل ساده شده با فنر [۳۲]

در سال ۲۰۱۸ محمد نقوی و همکاران [۳۳] در رابطه با رفتار هیستریزس سیستم‌های مهاربندی همگرا و مهاربند کمانش‌تاب مطالعه عددی انجام دادند و این دو سیستم را باهم مقایسه کردند. برای مدل‌سازی مهاربند کمانش‌تاب از مدل ساده‌شده‌ی هسته با فنر در نرم‌افزار اجزای محدود استفاده شد. ۴ نوع از انواع مهاربندهای همگرا (ضربدری، شورن، شورن برعکس و حالت ضربدری ۲ طبقه ای) و ۴ نوع از انواع مهاربندهای کمانش‌تاب (قطری، شورن، شورن برعکس، ضربدری ۲ طبقه) در آباکوس مدل شدند. تحلیل پوش اور استاتیکی غیرخطی با دو پروتکل بارگذاری سیکلیک در نظر گرفته شد که نشان دادند که محدودیت کمانشی باعث می‌شود المان‌های مهاربند کمانش‌تاب تحت تأثیر اثرات پلاستیک قابل توجهی، بدون تشکیل هیچ مفصل پلاستیکی، قرار بگیرند. در نتیجه مقدار نسبتاً زیادی انرژی مستهلک شده و تأخیر در تسلیم المان‌های قاب اتفاق می‌افتد که این رفتار باعث افزایش عمر سازه می‌گردد. شواهد نشان می‌دهند که بهبود چشمگیر در مستهلک شدن انرژی و شکل‌پذیری در مدل BRB در مقایسه با مدل‌های معادل CBF اتفاق افتاد. به عنوان مقایسه المان‌های BRB تقریباً نیمی از انرژی کل مستهلک شده در سازه را جذب می‌کند ولی در مهاربندهای همگرای CBF تنها ۱۰٪ از انرژی کل توسط المان‌های CBF جذب می‌شوند. همچنین پارامترهای لرزه‌ای مدل BRB نسبت به CBF دارای مقادیر بیشتری بود. بهترین عملکرد در انواع مهاربند کمانش‌تاب در اشکال شورن، شورن برعکس، ضربدری ۲ طبقه مشاهده شد.

در ادامه به مروری بر مطالعات آزمایشگاهی پرداخته می‌شود.

در سال ۲۰۰۵ زی رفتار لرزه‌ای سیستم دوگانه قاب‌های فلزی و مهاربند کمانش‌تاب تحت بار سیکلی را به صورت آزمایشگاهی مطالعه کرده است. در این مطالعه از یک قاب خمشی به عنوان سازه پشتیبان استفاده شده است. محقق به بررسی سختی مورد نیاز قاب پشتیبان نسبت به پاسخ لرزه‌ای دو ساختمان ۴ و ۱۲ طبقه واقع در کشور ژاپن تحت سه رکورد زلزله ال سنترو ۱۹۴۰،

هاچینوهه ۳۹ ۱۹۶۸ و تفت ۱۹۵۲ پرداخته است. نتیجه نشان می‌دهد حتی درصد اندکی از سختی قاب پشتیبان دریفت ۴۰ ماکزیمم طبقه را کاهش می‌دهد (شکل ۳-۰). [34]



شکل ۳-۰: توزیع دریفت ماکزیمم طبقه تحت زلزله ال-سنتر (a) ساختمان ۴ طبقه (b) ساختمان ۱۲ طبقه [34]

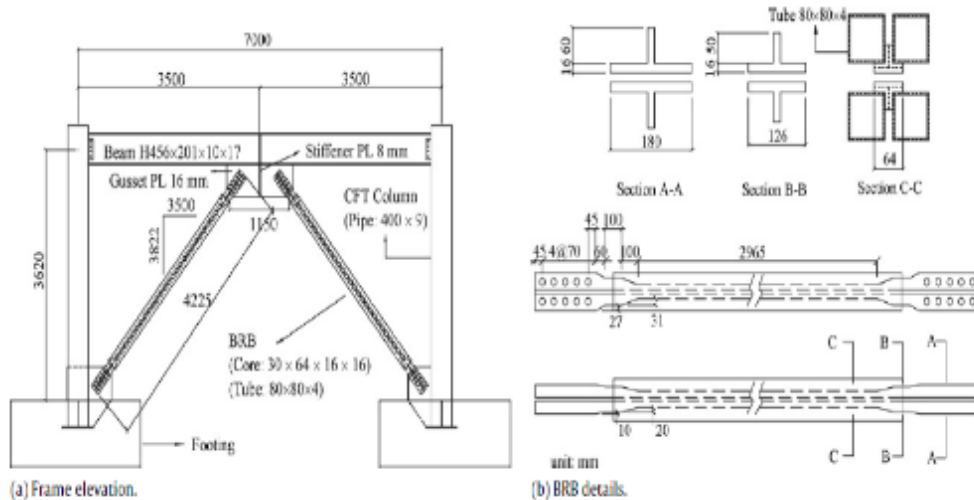
در سال ۲۰۰۹ پالازو و همکارانش به بررسی تکنولوژی اتلاف انرژی در کشورهای در حال توسعه می‌پردازد و بدین منظور طراحی، آنالیز و ساخت مهاربند کمانش‌تاب را مورد بررسی قرار می‌دهد. ۴ نمونه با طول‌های متغیر تحت بار سیکلی در این تحقیق، آزمایش شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب به نحوی که کارآمد، با مقاومت بالا، قابلیت تعمیر و نگهداری آسان، ارزان و پس از خرابی به راحتی قابل تعویض باشد، امکان پذیر است. همچنین رفتار چرخه‌ای متقارن، عدم انتقال تنش برشی به غلاف فولادی و عدم خرابی ملات داخل غلاف مشاهده شد. [۳۵]

در سال ۲۰۰۹ آقای چو و همکارش به بررسی عددی رفتار فشاری اتصالات ورق اتصال مرکزی برای قاب مهاربندی شده کمانش‌تاب تحت بار سیکلی پرداختند. در این تحقیق ۳۳ نمونه با ابعاد مختلف ورق اتصال و طول متغیر سخت‌کننده‌ها مورد بررسی قرار گرفت. مدل، دهانه وسط طبقه اول قاب سه طبقه سه دهانه نمونه آزمایش انجام شده توسط تی اس آی و همکارانش می‌باشد (شکل ۴-۰) و آنالیز توسط نرم افزار اجزاء محدود آباکوس انجام شده است. نتایج تحلیل نشان می‌دهد بار فشاری نهایی ورق اتصال مرکزی در قاب با مهاربند کمانش‌تاب ۴۱ بدون محدودیت چرخشی انطباق خوبی با نتیجه آزمایش شده در گذشته دارد. همچنین بار فشاری نهایی ورق اتصال مرکزی با اضافه کردن سخت‌کننده‌ها در طول آزاد ستون افزایش می‌یابد. برای دستیابی به مقاومت تسلیم فشاری زیاد و متعادل انتهای هسته مهاربند بهتر است در راستای خط خمش ورق اتصال باشد و سخت‌کننده‌ها بایستی استفاده شوند. ابعاد مورد نیاز سخت‌کننده‌ها برای ضخامت‌های متفاوت ورق اتصال در شکل ۵-۰ نشان داده شده است. همچنین برای رسیدن به بار تسلیم فشاری ورق اتصال قبل از کمانش ورق اتصال مرکزی نسبت طول به عرض مناسب ورق ۱،۴-۱ و نسبت عمق به ضخامت ورق ۱۸-۷۲ توصیه شده است. [۳۶]

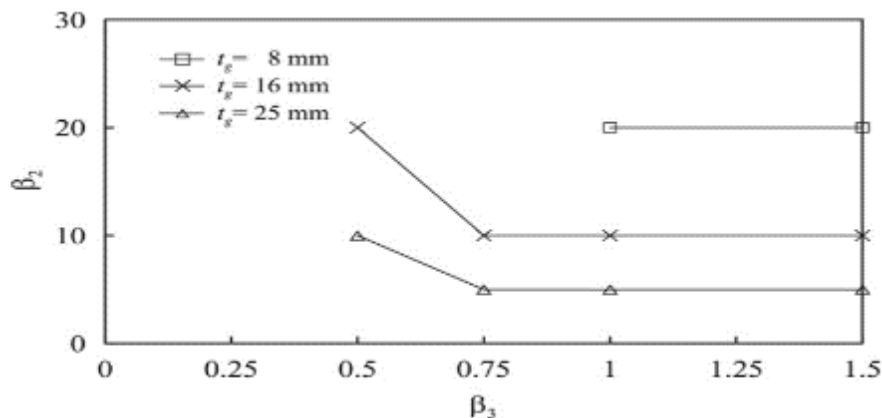
³⁹ Hachinohe

⁴⁰ Drift

⁴¹ Buckling Restrained Brace Frame (BRBF)



شکل ۴-۰: جزئیات مدل (a) نمای قاب (b) جزئیات مهاربند [۳۶]



شکل ۵-۰: ابعاد مناسب سخت کننده های طول آزاد گاست پلایت مرکزی [۳۶]

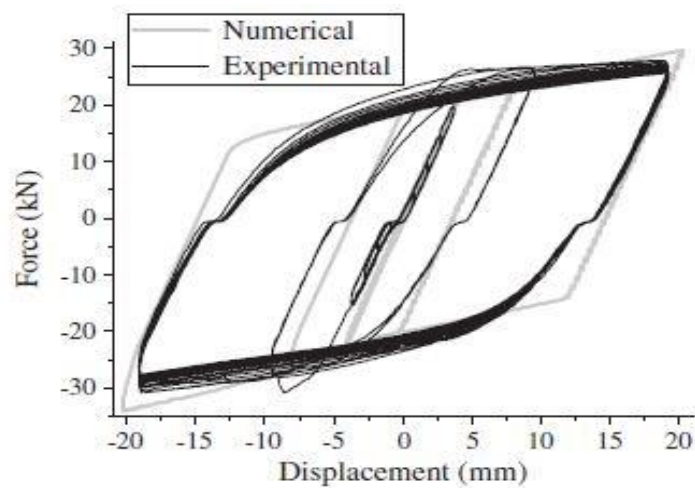
در سال ۲۰۱۰ تاکوچی و همکارانش به بررسی شرایط مهار کمانش موضعی برای صفحات هسته در مهاربند کمانش تاب پرداختند. مطالعه به صورت تجربی با آزمایش‌های تک محوری سیکیلی، فشار یکنواخت و مورب سیکیلی و عددی با نرم افزار المان محدود انجام شده است. در این تحقیق ۱۲ نمونه شامل ۴ نمونه برای آزمایش فشار یکنواخت، ۴ نمونه تک محوری سیکیلی، ۳ نمونه آزمایش بار سیکیلی قطری و یک نمونه المان محدود برای مقایسه با آزمایش سیکیلی تک محوری مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد که در آزمایش فشار یکنواخت هیچ نمونه‌ای تا کرنش ورق هسته ۵ درصد دچار کمانش موضعی نشد و همچنین در آزمایش بار سیکیلی تک محوری در نمونه‌ای که تیوب خارجی آن مستطیلی و نسبت عرض به ضخامت آن ۶۵ است کمانش موضعی رخ داده است اما زمانی که نسبت عرض به ضخامت نمونه ۲۵ است کمانش موضعی دیده نشده است. همچنین در آزمایش بار مورب سیکیلی در همه نمونه‌ها با نسبت قطر به ضخامت ۶۳ و ۱۲۵ کمانش موضعی اتفاق افتاده است.

[۳۷]

آلمنسا^{۴۲} و همکاران [۳۸] در سال ۲۰۱۲ در خصوص رفتار چرخه‌ای عضو مهاربند کماتش‌ناپذیر تحقیقاتی به عمل آورده‌اند. در پژوهش انجام‌گرفته شکل‌پذیری و مقاومت اتصال مطابق آیین‌نامه‌ی Fema450 و مدل اجزا محدود نمونه‌ی مورد مطالعه (مدل آزمایشگاهی دانشگاه گیرونا^{۴۳}) توسط نرم‌افزار آباکوس ساخته‌شد؛ سپس منحنی‌های شکل‌پذیری و مقاومت مهاربند از روی این منحنی‌ها و رفتار سیکلی عضو مهاربند به‌صورت اجزای محدود مورد مطالعه قرار گرفته است. هندسه نمونه‌ی آزمایشگاهی و مقایسه نمودار چرخه‌ای نیرو- تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی به ترتیب در شکل ۶-۰ و شکل ۷-۰ مشاهده می‌گردد.



شکل ۶-۰: نمونه آزمایشگاهی دانشگاه Girona [۳۸]



⁴² Almansa

⁴³ Girona

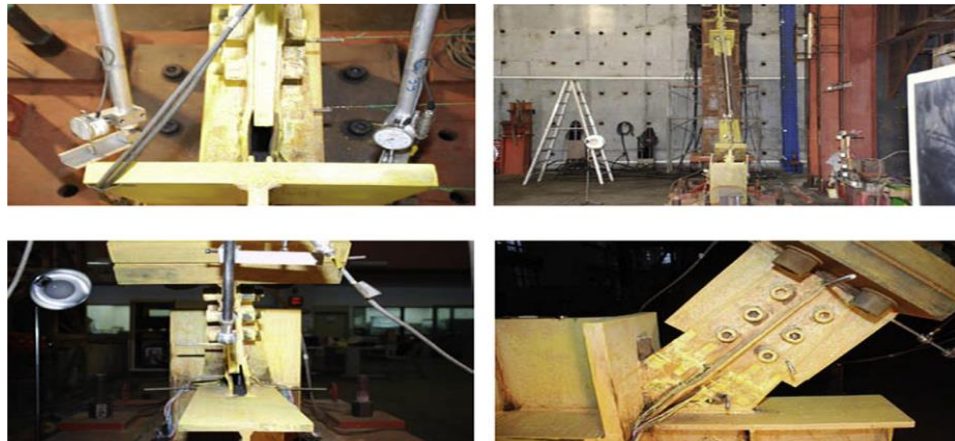
شکل ۷-۰: مقایسه نمودار هیستریزیس مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی دانشگاه Girona [۳۸]

چو^{۴۴}، لیو^{۴۵} و یو^{۴۶} [۳۹] در سال ۲۰۱۲ در خصوص بررسی و مقایسه‌ی تحلیل عملکرد تناوبی اتصالات پیچی مهاربند کمانش‌ناپذیر به تیر و ستون با تغییر آرایش افقی پیچ‌های اتصال با مدل‌سازی اجزا محدود نمونه توسط نرم‌افزار آباکوس تحقیقاتی نموده‌اند. بارگذاری طبق پروتکل جدول ۲-۰ توسط دو جک هیدرولیکی ۱۰۰۰ کیلو نیوتن انجام شد. ۱۰ نمونه مطابق شکل ۰-۰ تحت اثر ضخامت صفحه اتصال، ابعاد ورق و سخت‌کننده آزمایش شدند. نتیجه اینکه با افزایش ضخامت صفحه اتصال و افزودن سخت‌کننده ظرفیت فشاری افزایش و با افزایش طول آزاد ستون ظرفیت فشاری کاهش می‌یابد.

جدول ۲-۰: بارگذاری آزمایش مرجع [۳۹]

Loading history.

No. of cycle	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Actuator Displacement (mm)	±0.5	±1	±2	±4	±6	±8	±10	±12	±14	±16
Drift ratio (%)	0.01	0.03	0.05	0.1	0.16	0.21	0.26	0.31	0.36	0.42

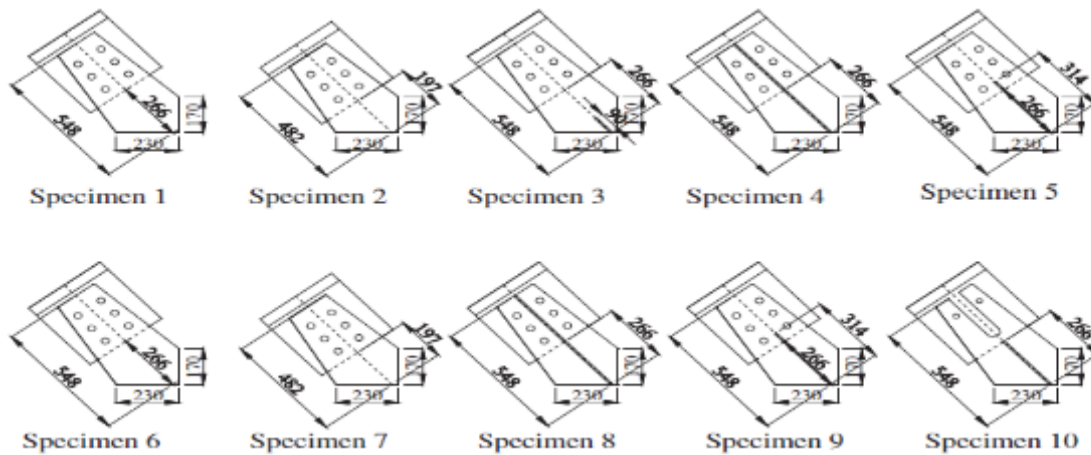


شکل ۴۰-۰: نمونه آزمایشگاهی مرجع [۳۹]

⁴⁴ Chou

⁴⁵ Liou

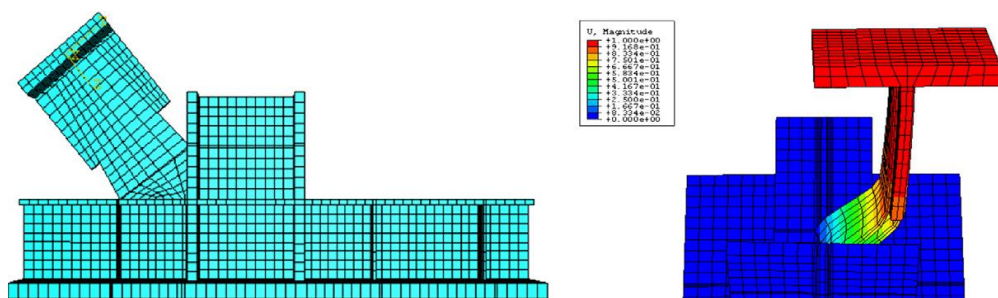
⁴⁶ Yu



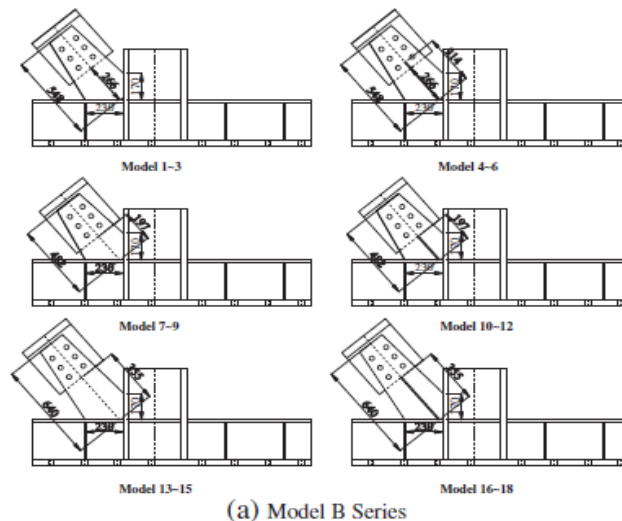
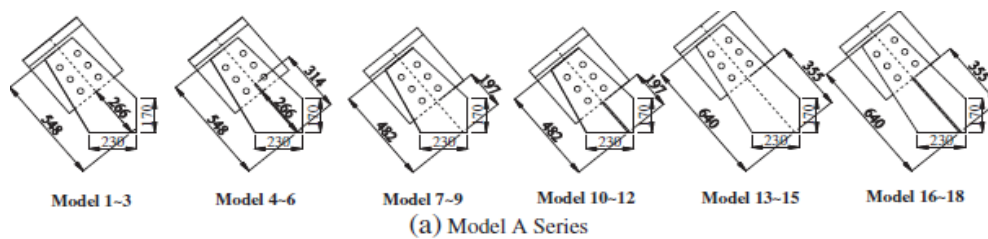
شکل ۰-۴۱: ابعاد نمونه‌های مدل آزمایشگاهی مرجع [۳۹]

همچنین محققان به بررسی عددی اتصال صفحه اتصال در نرم افزار آباکوس پرداختند و ۱۸ مدل را مطابق شکل ۰-۴۲ تحت اثر ضخامت صفحه اتصال، ابعاد ورق و سخت کننده و شرایط مرزی مورد بررسی قرار دادند. علاوه بر نتایج مشابه نتایج آزمایشگاهی در رابطه با ضخامت و ابعاد ورق و افزودن سخت کننده نیز افزودند که استفاده از تیر و ستون به جای ثابت نگه داشتن انتهای صفحه اتصال در شرایط مرزی، منجر به کاهش ۱۰ تا ۳۵ درصدی بار فشاری می شود.

نتایج تحقیقات به عمل آمده طبق آئین‌نامه‌های AISC-LRFD برای مقاطع یکسان تیر و ستون بیان‌گر این واقعیت است که ضریب لاغری برای این نوع مهاربند ۲ می‌باشد. همچنین نتایج تحقیقات ایشان نشان داد که فاصله پیچ‌ها تا مرکز اتصال تیر به ستون با کماتش آن نسبت مستقیم دارد. شکل ۰-۴۰ یکی از نمونه‌های آزمایشگاهی و شکل ۰-۹ نمونه کماتش کرده اتصال مهاربند به تیر و ستون را نشان می‌دهد.



شکل ۰-۴۲: نمونه عددی مرجع [۳۹]



شکل ۸-۰ ابعاد نمونه‌های مدل عددی [۳۹]

تاکیچی ۴۷ و همکاران [۴۰] در زمینه پایداری خارج از صفحه مهاربندهای کمانش‌تاب در سال ۲۰۱۳، تحقیقاتی را انجام داده‌اند. در تحقیقات آن‌ها مفهوم پایداری مهاربندها با ظرفیت انتقال ممان خمشی در دو انتهای مهاربند برای مقادیر سختی متفاوت اتصالات با تغییرمکان نسبی اولیه خارج از صفحه معرفی شده است و روابط ساده‌ای برای تضمین پایداری مهاربند ارائه شده است. مجموعه‌ای از آزمون‌های رفت و برگشتی روی مهاربندها با تغییرمکان نسبی اولیه و مقادیر متفاوت سختی اتصالات انجام شده و نتایج با روابط پیشنهادی مقایسه شده است. اگرچه از مهاربندهای کمانش‌تاب انتظار می‌رود که رفتار هیستریزس پایداری رو تحت بارگذاری چرخه‌ای محوری نمایش دهد، یکی از اصلی‌ترین محدودیت‌ها به‌وجود آمدن کمانش کلی است که پاسخ‌های نامطلوبی به همراه دارد. بسیاری از مطالعات اولیه نشان داده‌اند که امکان‌پذیر شدن کمانش کلی در مهاربند کمانش‌تاب قبل از تسلیم هسته به خاطر شکست و خرابی اتصالات آن هست. وقتی که مهاربندهای کمانش‌تاب رفتار کمانشی از خود نشان می‌دهند مقداری از ممان خمشی بین مقطع هسته و غلاف که به عنوان ظرفیت انتقال ممان مهاربند شناخته می‌شود، منتقل می‌شود.

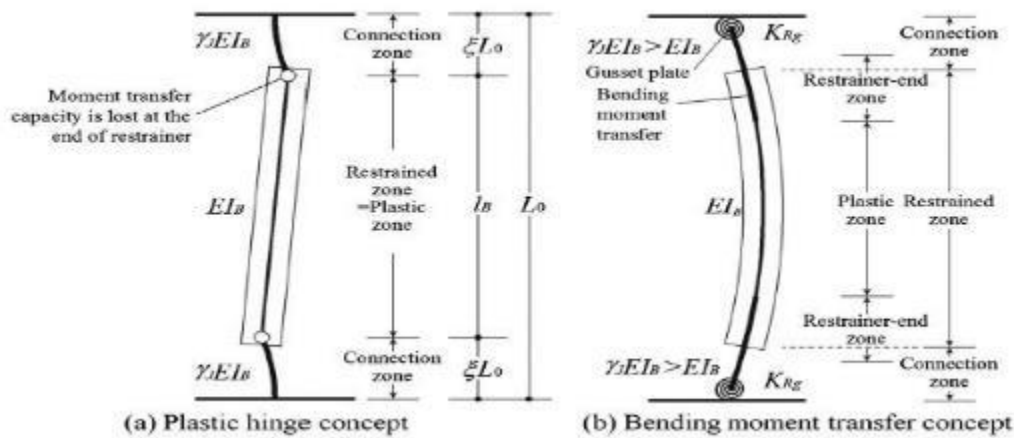
در این مقاله شرایط پایداری برای اتصالات مهاربند کمانش‌تاب برای جلوگیری از ناپایداری‌های کلی تحت عنوان دو مفهوم بیان شده است:

مفهوم اول: اگرچه اجازه مفصل پلاستیک در قسمت‌های نگهدارنده انتهایی بدون لنگر خمشی انتقالی داده می‌شود، باید شرایط پایداری برای هر کدام از نگهدارنده‌ها و اتصالاتش تأمین شود.

مفهوم دوم: زمانی که ظرفیت ممان خمشی انتقالی در نگهدارنده‌های انتهایی ارائه می‌شود، پایداری ترکیبی برای قسمت نگهدارنده و بخش اتصالات تضمین می‌شود.



شکل ۹-۰: کمانش کلی مربوط به اتصال مهاربند کمانش تاب مرجع [۴۰]



شکل ۱-۰-۰: مفاهیم و شرایط مربوط به مهاربند کماتش تاب مرجع [۴۰]

هنگامی که در مهاربند کماتش تاب رفتار کماتش کلی نشان داده شد، مقدار مشخصی لنگر خمشی بین هسته و غلاف نگهدارنده انتهایی انتقال یافت که در این تحقیق ظرفیت ممان خمشی انتقالی نگهدارنده نامیده شد، که این ظرفیت ممان خمشی انتقالی نگهدارنده ها به ساختار داخلی مهاربند کماتش ناپذیر بستگی دارند و تأثیرات قابل توجهی در میزان پایداری BRB دارند.

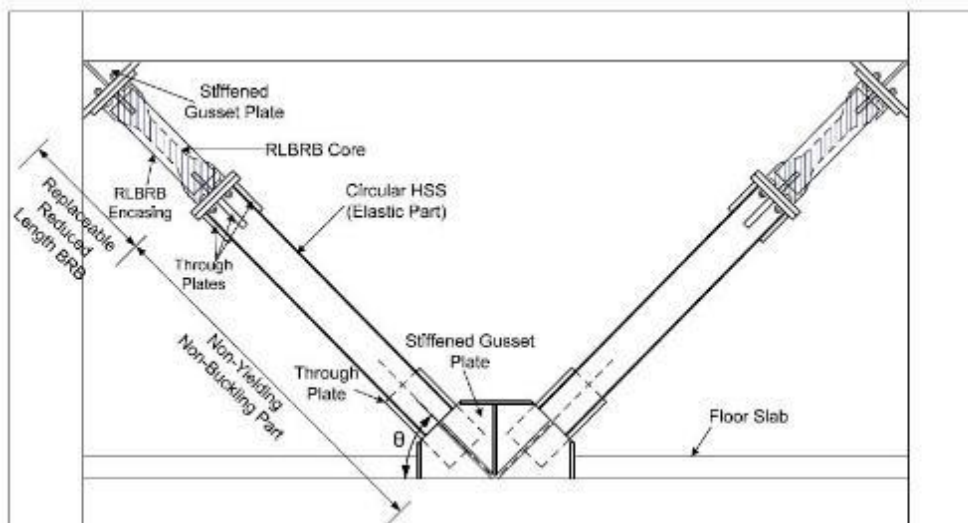
این تحقیق یک مجموعه معادلات برای محاسبه پایداری BRB پیشنهاد داد که با توجه به لنگر خمشی انتقالی قسمت‌های انتهایی، این معادلات دامنه وسیعی از اتصالات BRB از انتهای صلب تا انتهای مفصلی را پوشش می‌دهد. تست سیکلیک هم با یک جابجایی خارج از صفحه اولیه انجام شد و مقادیر متفاوت سختی اتصال برای تأیید صحت معادلات پیشنهادی چک شد و نتایج به صورت زیر بود:

شرایط پایداری مهاربند کماتش تاب بیان کرد که این مجموعه از معادلات لنگر خمشی انتهایی، ناکاملی اولیه که به ورق هسته اعمال می‌شود و جابجایی خارج از صفحه مورد انتظار را پوشش می‌دهند و برای همه‌ی انواع مهاربندهای کماتش تاب بدون در نظر گرفتن صلبیت صفحه اتصال یا ظرفیت خمشی نگهدارنده‌ها مناسب است.

در تست بارگذاری چرخه‌ای با جابجایی خارج از صفحه، نمونه‌ها با مناطق کوچک‌تر داخلی و فاصله‌های بلندتر قبل از دستیابی به هیستریزس پایدار واکنش کماتش کلی بیشتری داشتند. نمونه‌های دارای طول داخلی و فواصل بلندتر، پایدارتر بودند. به علاوه نمونه سخت‌شده با صفحه اتصال هیستریزس پایدارتری را نشان می‌دهد و ظرفیت محوری بالاتری حتی با قسمت داخلی کوتاه‌تر را نمایش داد؛ که نتایج موافق با شرایط پیش‌بینی‌شده با استفاده از معادلات بود.

رضوی و همکاران [۴۱] در سال ۲۰۱۴ در رابطه با کاهش طول مهاربند کماتش تاب یک تحقیق آزمایشگاهی و عددی رو ارائه دادند. در سال‌های اخیر به علت رفتار متقارن و پایدار منحنی‌های هیستریزس و اهمیت آن‌ها در استهلاک انرژی علی‌رغم پرهزینه بودن و سنگین بودن آن و مشکلات حمل‌ونقلی در مقایسه با سایر سیستم‌های مهاربندی همگرا به‌طور وسیعی توسعه یافتند.

به منظور تسهیل کردن استفاده از مهاربندهای کمانش تاب، ایده کاهش طول هسته و غلاف برای سبک‌تر کردن و قابل حمل کردن بیشتر مهاربندهای کمانش تاب مطرح شد و هدف اصلی مورد بررسی تحقیق بود. دو نمونه نسبتاً مشابه تمام فولادی با طول کاهش یافته طراحی شدند. روش طراحی و ساخت برای خستگی سیکلیک کم انجام شده است. نمونه‌ها تحت پروتکل بارگذاری شبه استاتیکی قرار گرفتند و مقاومت و کرنش بالای ۴-۵ درصد بدون خرابی و گسیختگی را تجربه کردند. این نوع از مهاربندهای کمانش تاب را مهاربند کمانش تاب با طول کاهش یافته ۴۸ نامیدند.



شکل ۴۶-۰: نمونه‌ای از یک مهاربند کمانش تاب با طول کاهش یافته در یک قاب فولادی [۴۱]

به طور مقایسه با دیگر سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای، مهاربند کمانش تاب هم از سختی بالا و هم شکل‌پذیری بالایی برخوردار است. برای رسیدن به طراحی لرزه‌ای بهینه که اکثر پتانسیل استهلاک انرژی استفاده شود، المان‌های مختلفی با سختی و مقاومت مختلفی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مقاومت و سختی مهاربندهای کمانش تاب می‌تواند به واسطه انتخاب سطح مقطع بزرگ‌تر و یا کاهش طول BRB افزایش یابد. کاهش طول BRB و جایگزین کردن قسمتی از آن با یک مهاربند الاستیک چندین مزیت دارد؛ کاهش طول مهاربند کمانش تاب به طور مستقیم تأثیر بر کاهش مصالح مصرفی مانند فولاد هسته و غلاف و بتن پرکننده دارد. کاهش طول مهاربند ممکن است سختی را افزایش دهد. مطالعات گذشته نشان داد که با کاهش طول مهاربند کمانش تاب، سطح مقطع هسته مورد نیاز مهاربند را تغییر زیادی نمی‌دهد. همچنین بدیهی است که BRB با طول کوتاه‌تر اقتصادی‌تر از طول طبیعی آن و قابلیت حمل آسان‌تری دارد.

قسمت الاستیک طراحی شده برای کاهش طول به نحوی طراحی شده است که نه کمانش کند نه تسلیم شود و در مقابل بارهای لرزه‌ای مانند فیوز عمل کند.

هنگامی که قسمت الاستیک در انتها و یک طرف قرار می‌گیرد، نسبت به زمانی که RLBRB در وسط است و قسمت الاستیک در دو طرف قرار دارد، به ظرفیت کمانشی بالاتری در فشار دست می‌یابیم و همچنین استهلاک انرژی در این حالت بیشتر است.



ب) RLBRB در وسط مهاربند

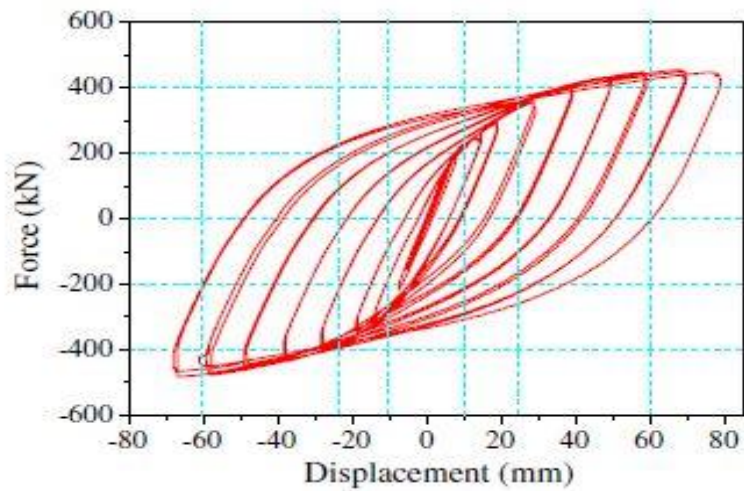
الف) RLBRB در یک طرف مهاربند

شکل ۰-۱۱: مدل اجزا محدود و نحوه قرارگیری بخش الاستیک [۴۱]

جیا ۴۹ و همکاران [۴۲] در سال ۲۰۱۴ با ساخت چند مدل آزمایشگاهی به بررسی و مقایسه‌ی تحلیل عملکرد تناوبی سیستم قاب خمشی فولادی به همراه مهاربند کمانش‌ناپذیر و قاب خمشی بدون مهاربند پرداخت. نتایج ایشان نشان می‌دهد که قاب خمشی به همراه مهاربند کمانش‌ناپذیر بیش از دو برابر نسبت به قاب خمشی بدون مهاربند نیروی برشی تحمل می‌کند. شکل ۰-۱۲ نمونه آزمایشگاهی و شکل ۰-۱۲ منحنی نیرو-تغییر مکان را برای قاب خمشی به همراه مهاربند کمانش‌تاب را نشان می‌دهد.

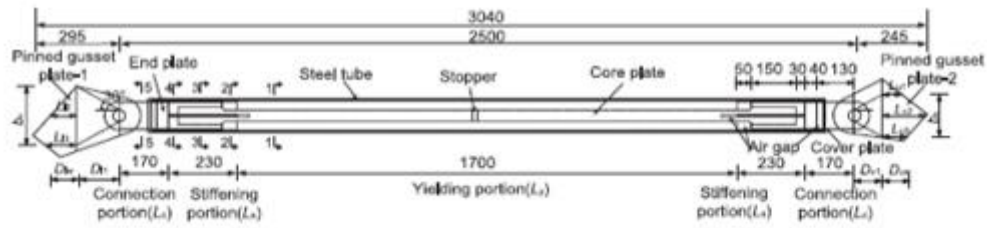


شکل ۰-۴۸ نمونه آزمایشگاهی ارائه شده در مرجع [۴۲]

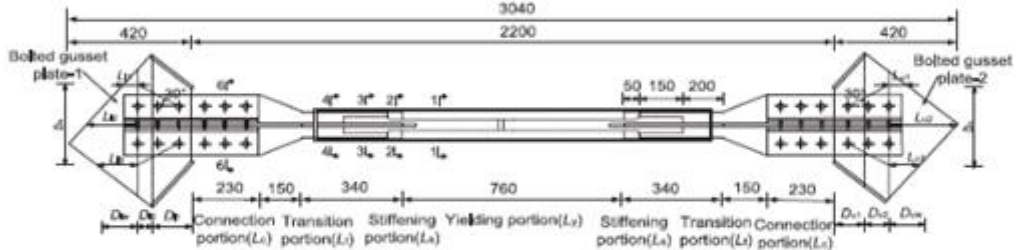


شکل ۱۲-۰: منحنی نیرو- تغییر مکان به دست آمده در مرجع [۴۲]

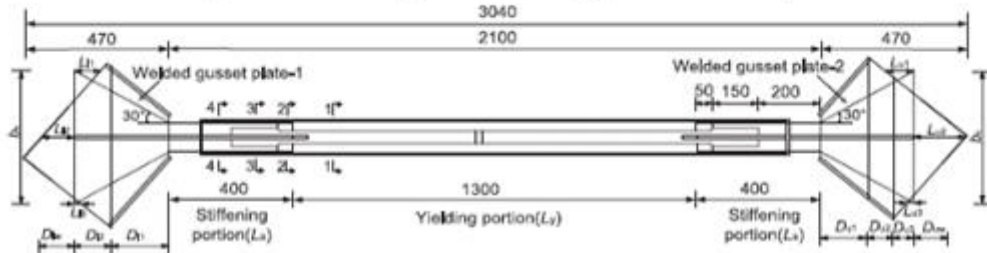
در سال ۲۰۱۸، وانگ و همکاران [43] به بررسی آزمایشگاهی و عددی مهاربند کمانش تاب با اتصال‌های مختلف مهاربند به صفحه اتصال پرداختند. آن‌ها به بررسی پنج نمونه با اتصال‌های مختلف شامل اتصال‌های پینی، پیچی، جوشی، پینی به همراه جوشی و پینی همراه پیچی همانند شکل شکل ۵۰-۰ پرداختند. طول کلی مهاربندها یکسان و $3,04 \times 10^3$ میلی‌متر و ابعاد مهاربند و صفحه اتصال‌ها در پنج نمونه متفاوت همانند جدول ۰-۰ می‌باشد. محققین از فولاد با مقاومت تسلیم اسمی ۲۳۵ مگاپاسکال برای ورق هسته و ۳۴۵ مگاپاسکال برای غلاف فولادی استفاده کردند. همچنین از بتن با مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۴۸,۹ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۳۳۶۵۷ مگاپاسکال استفاده کردند.



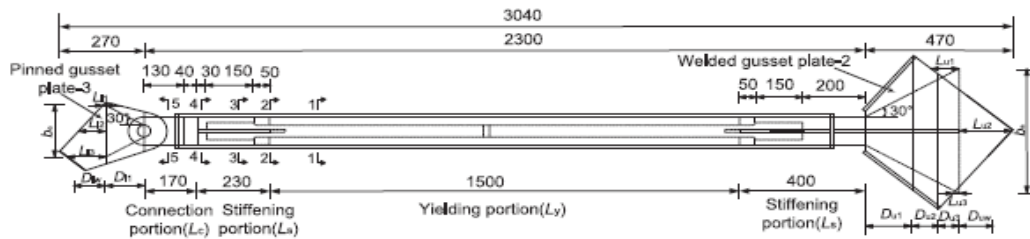
(a) BRB with pinned gusset connection (specimen BRB-GP1)



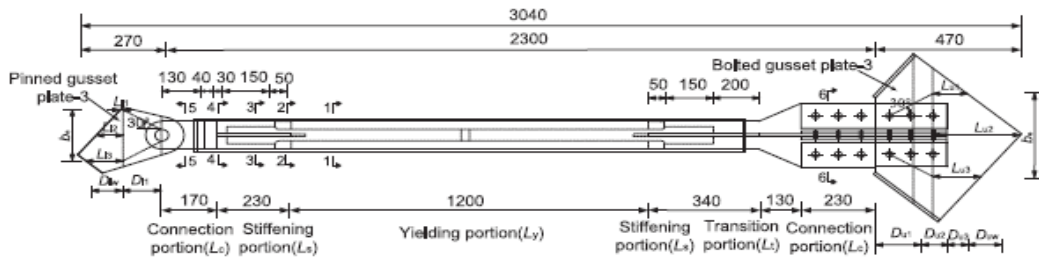
(b) BRB with bolted gusset connection (specimen BRB-GP2)



(c) BRB with welded gusset plates connection (specimen BRB-GP3)



(d) BRB with pinned-welded gusset connection (specimen BRB-GP4)



(e) BRB with pinned-bolted gusset connection (specimen BRB-GP5)

شکل ۵-۰-۰: اشکال نمونه‌های مختلف اتصال صفحه اتصال مرجع [۴۳]

جدول ۳-۰: ابعاد مهاریند با اتصال های مختلف

Information of BRBs with various gusset connections.

Specimens	L_y (mm)	L_b (mm)	L_{sc} (mm)	L_{bg} (mm)	Core plate $b_c \times t_c$ (mm)	Gusset connection type
BRB-GP1	1.70×10^3	2.50×10^3	2.30×10^3	3.04×10^3	25 × 41	Pinned gusset connection
BRB-GP2	7.60×10^2	2.20×10^3	1.36×10^3	3.04×10^3	25 × 41	Bolted gusset connection
BRB-GP3	1.30×10^3	2.10×10^3	1.90×10^3	3.04×10^3	25 × 41	Welded gusset connection
BRB-GP4	1.50×10^3	2.30×10^3	2.10×10^3	3.04×10^3	25 × 41	Pinned-welded gusset connection
BRB-GP5	1.20×10^3	2.30×10^3	1.80×10^3	3.04×10^3	25 × 41	Pinned-bolted gusset connection

Note: L_y , L_b , L_{sc} and L_{bg} are the length of yielding portion, BRB, restraining steel tube and BRB with gusset plates, respectively.

آزمایش تحت نیروی محوری سیکلیک توسط جک هیدرولیکی با ظرفیت ۲۰۰۰ کیلونیوتن مطابق جدول ۰-۰ بارگذاری شد. مودهای اصلی شکست نمونه‌ها پس از آزمایش شامل گسیختگی کششی هسته بین ناحیه تسلیم و سخت شدگی، تغییرشکل فشاری زیاد ورق هسته و کمانش موضعی غلاف فولادی همراه با ترک جوش‌ها می‌باشد.

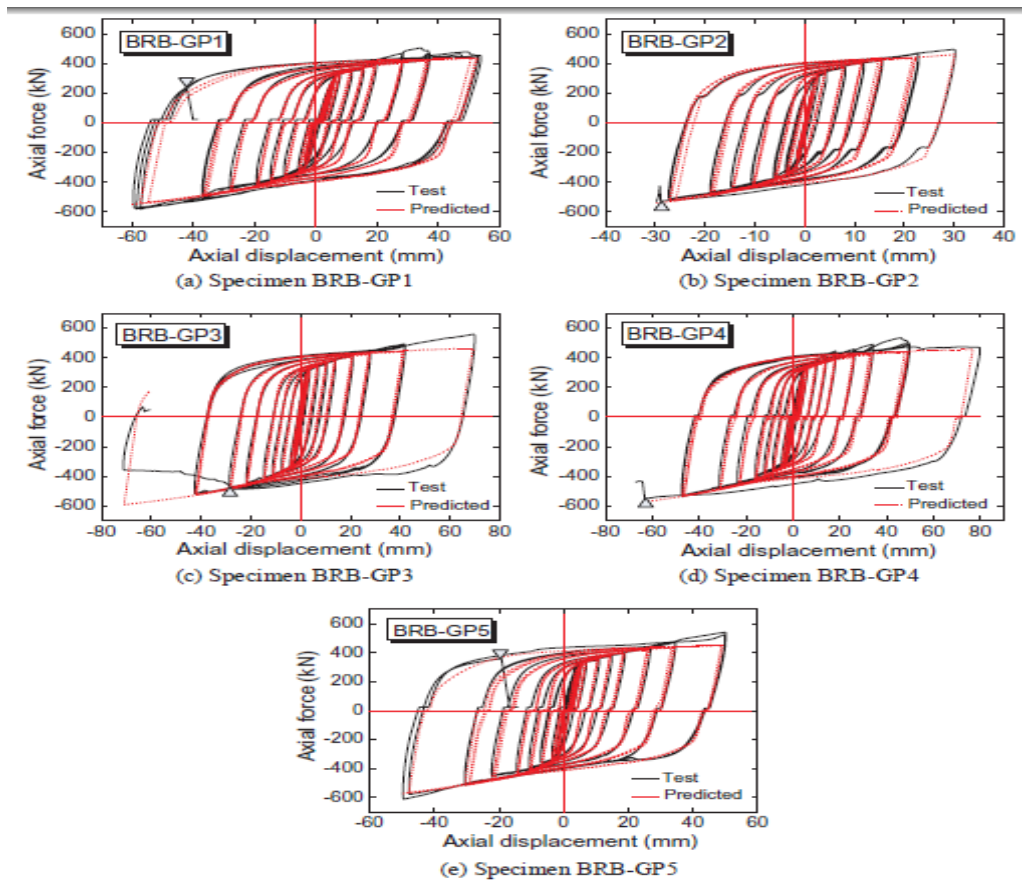
جدول ۴-۰: بارگذاری آزمایش

Loading protocol

Loading protocol	Specimen					Cycle number
	BRB-GP1	BRB-GP2	BRB-GP3	BRB-GP4	BRB-GP5	
$L_p/2000$	± 1.25 (0.06%)	± 1.10 (0.06%)	± 1.05 (0.05%)	± 1.15 (0.06%)	± 1.15 (0.06%)	3
$L_p/1000$	± 2.50 (0.12%)	± 2.20 (0.18%)	± 2.10 (0.12%)	± 2.30 (0.12%)	± 2.30 (0.14%)	3
$L_p/600$	± 4.17 (0.22%)	± 3.67 (0.36%)	± 3.50 (0.22%)	± 3.83 (0.22%)	± 3.83 (0.27%)	3
$L_p/300$	± 8.33 (0.46%)	± 7.33 (0.83%)	± 7.00 (0.49%)	± 7.67 (0.47%)	± 7.67 (0.59%)	3
$L_p/200$	± 12.5 (0.71%)	± 11.00 (1.30%)	± 10.50 (0.75%)	± 11.50 (0.72%)	± 11.50 (0.92%)	3
$L_p/150$	± 16.67 (0.96%)	± 14.67 (1.77%)	± 14.00 (1.02%)	± 15.33 (0.98%)	± 15.33 (1.22%)	3
$L_p/100$	± 25.00 (1.44%)	± 22.00 (2.71%)	± 21.00 (1.55%)	± 23.00 (1.49%)	± 23.00 (1.85%)	3
$L_p/75$	± 33.33 (1.92%)	± 29.33 (3.67%)	± 28.00 (2.09%)	± 30.67 (1.99%)	± 30.67 (2.48%)	3
$L_p/50$	± 50.00 (2.90%)	-	± 42.00 (3.16%)	± 46.00 (3.01%)	± 46.00 (3.75%)	3
$L_p/30$	-	-	± 70.00 (5.30%)	± 76.67 (5.06%)	-	3

Note: The data in bracket was the actual core plate strain during test process.

نمونه‌ها رفتار چرخه‌ای متعادل و شکل‌پذیری بالا از خود نشان دادند (شکل ۰-۰). طبق جدول ۰-۵ ویژگی‌های ضریب اصلاح مقاومت فشاری (β)، ضریب اصلاح سخت شدگی کرنش (ω)، شکل‌پذیری (μ) و تغییر شکل پلاستیک تجمعی (CPD) برای همه نمونه‌ها محاسبه شده است، نتیجه اینکه شکل اتصال صفحه اتصال بر همه ویژگی‌ها تاثیر دارد.



شکل ۵-۱-۰: رفتار چرخه‌ای نمونه‌ها [۴۳]

جدول ۵-۰: نتایج آزمایش نمونه‌ها

Summary of test results of specimens.

Specimens	β	ω	μ_t	μ_c	CPD
BRB-GP1	1.27	1.74	18.95	21.01	582.43
BRB-GP2	1.17	1.83	15.34	16.52	373.32
BRB-GP3	1.08	1.92	27.79	16.93	522.69
BRB-GP4	1.09	1.83	29.66	23.71	600.80
BRB-GP5	1.16	1.86	21.50	21.31	533.25

محققین همچنین فرمول‌های محاسبه سختی را بر اساس عرض ویتور و طول موثر طبق روابط زیر پیشنهاد داده‌اند.

$$K_{e,c} = \left[\frac{1}{K_{b,c}} + \frac{1}{K_{lgp,c}} + \frac{1}{K_{ugp,c}} \right]^{-1} \quad (1-1)$$

$$K_{conc,c} = \frac{EA}{L_{con}} \quad (1-2)$$

$$K_{var,c} = \frac{E(A_1 - A_2)}{L_{var}(\ln A_1 - \ln A_3)} \quad (1-3)$$

$$K_{lgp,c} = \left[\frac{1}{k_{l1}} + \frac{1}{k_{l2}} + \frac{1}{k_{lw}} \right]^{-1} \quad (1-4)$$

$$K_{ugp,c} = \left[\frac{1}{k_{u1}} + \frac{1}{k_{u2}} + \frac{1}{k_{u3}} + \frac{1}{k_{uw}} \right]^{-1} \quad (1-5)$$

مقدار $K_{ugp,c}$ ، $K_{lgp,c}$ ، $K_{b,c}$ به ترتیب سختی الاستیک محاسبه شده BRB، صفحه اتصال پایین و صفحه اتصال بالا می- باشند. معادله (۲-۲) برای محاسبه سختی الاستیک بخشی با مقطع عرضی ثابت و معادله (۳-۲) برای محاسبه بخش‌هایی با مقطع متغیر معرفی شد.

مقدار سختی حاصل از تست، سختی محاسبه شده با روابط و سختی حاصل از مدل‌های عددی در جدول ۶-۰ و جدول ۰-۰ لیست شده است. نتیجه اینکه محاسبه سختی BRB بدون در نظر گرفتن سختی صفحه اتصال بیش‌تر از سختی واقعی می‌باشد و بایستی تأثیر شکل صفحه اتصال در محاسبه سختی واقعی قاب در نظر گرفته شود. مدل‌سازی عددی پنج نمونه ذکر شده با استفاده از نرم‌افزار آباکوس انجام شد. المان سالید هشت گرهی با سه درجه آزادی C3D8R در نظر گرفته شد و به‌منظور شبیه سازی دقیق تغییر شکل‌های پلاستیک بزرگ و مودهای کم‌انرژی بالا از سایز مش ۳۰ میلی‌متر برای المان هسته، صفحه اتصال، پین، پیچ و ورق اتصال استفاده شد و برای المان مهارکننده از سایز مش ۶۰ میلی‌متر استفاده شد (شکل ۰-). همچنین طبق شکل ۰-۱۳ ظرفیت اتلاف انرژی کل به‌دست‌آمده از منحنی هیستریزس مدل‌های عددی و آزمایشگاهی نشان داده شده است. شکل ۰- به خوبی نشان می‌دهد که نمودارهای به‌دست‌آمده از مدل‌های آزمایشگاهی و عددی مطابقت خوبی باهم دارند. همچنین همان‌طور که مشهود است نمونه BRB-GP2 با اتصال پیچی با کوتاه‌ترین طول هسته کمترین اتلاف انرژی را دارد و نمونه BRB-GP4 با اتصال جوشی و پینی طول هسته بلندتر بیشترین اتلاف انرژی را دارد همچنین نمونه BRB-GP1 با اتصال پینی و بلندترین طول هسته در رتبه دوم بین پنج مهاربند قبل از وقوع شکستگی قرار دارد. واضح است که طول هسته نقش اصلی را در ظرفیت اتلاف انرژی دارد. نتیجه این که مدل‌های عددی پیش‌بینی قابل قبولی برای رفتار چرخه‌ای، شکل کم‌انرژی، فشاری، سختی معادل، مقاومت حداکثر و اتلاف انرژی ارائه دادند.

جدول ۰-۶: سختی الاستیک مهاربند کم‌انرژی تاب همراه صفحه اتصال‌ها

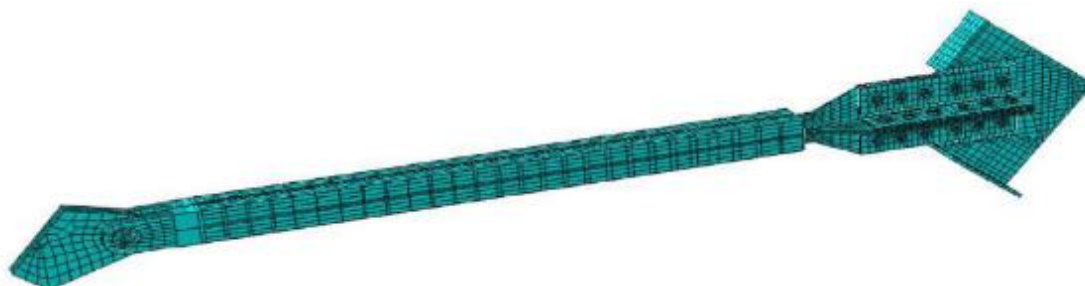
Elastic stiffness of BRB with gusset plates.

Specimens	Computed stiffness		Test stiffness $k_{e,t}$ (kN/mm)	Numerical stiffness $k_{e,n}$ (kN/mm)	Error		
	$k_{b,c}$ (kN/mm)	$k_{e,c}$ (kN/mm)			$k_{e,c}/k_{e,t}$	$k_{e,n}/k_{e,t}$	$k_{e,c}/k_{e,n}$
BRB-GP1	105.26	102.54	88.38	95.42	1.16	1.08	1.07
BRB-GP2	160.39	146.37	141.23	148.87	1.04	1.05	0.98
BRB-GP3	122.59	116.29	114.20	108.47	1.01	0.93	1.07
BRB-GP4	113.27	108.90	99.76	102.51	1.09	1.03	1.06
BRB-GP5	132.73	124.70	115.61	123.18	1.08	1.07	1.01

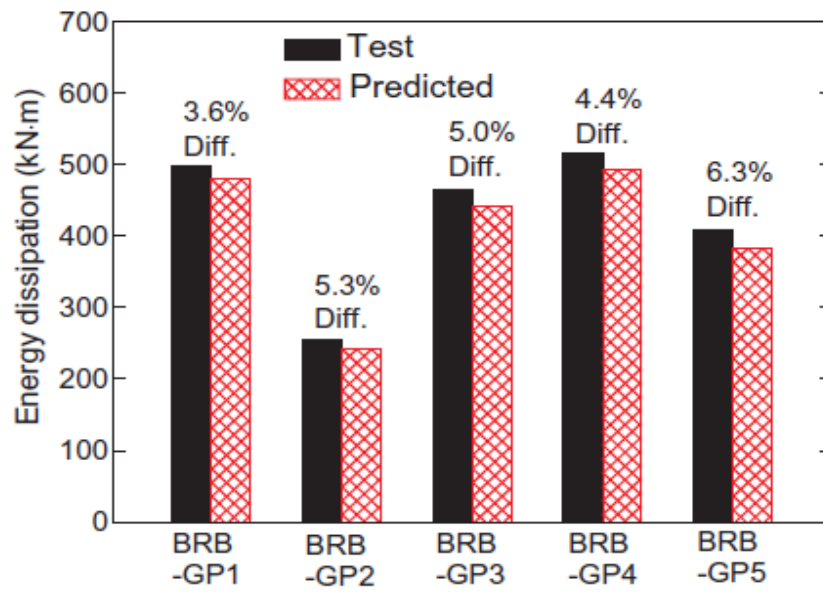
جدول ۷-۰: سختی الاستیک صفحه اتصالها

Elastic stiffness of gusset plates.

Specimens	Lower gusset plate stiffness				Upper gusset plate stiffness					
	k_{l1} (kN/mm)	k_{l2} (kN/mm)	k_{lw} (kN/mm)	$k_{lgp,c}$ (kN/mm)	k_{u1} (kN/mm)	k_{u2} (kN/mm)	k_{u3} (kN/mm)	k_{uw} (kN/mm)	$k_{ugp,c}$ (kN/mm)	
BRB-GP1	1.15×10^4	-	2.95×10^4	8.26×10^3	1.71×10^4	-	-	1.37×10^4	7.62×10^3	
BRB-GP2	1.81×10^4	2.89×10^4	5.03×10^3	3.46×10^3	1.97×10^4	2.33×10^4	-	4.60×10^3	3.21×10^3	
BRB-GP3	1.05×10^4	9.37×10^3	1.50×10^5	4.80×10^3	1.02×10^4	2.07×10^4	1.52×10^4	4.57×10^4	4.27×10^3	
BRB-GP4	1.32×10^4	-	2.29×10^4	8.36×10^3	1.02×10^4	2.07×10^4	1.52×10^4	4.57×10^4	4.27×10^3	
BRB-GP5	1.29×10^4	-	2.38×10^4	8.38×10^3	1.68×10^4	3.23×10^4	-	3.34×10^3	2.56×10^3	



شکل ۵۲-۰: مدل اجزاء محدود [۴۳]



شکل ۱۳-۰: اتلاف انرژی کل نمونه‌ها [۴۳]

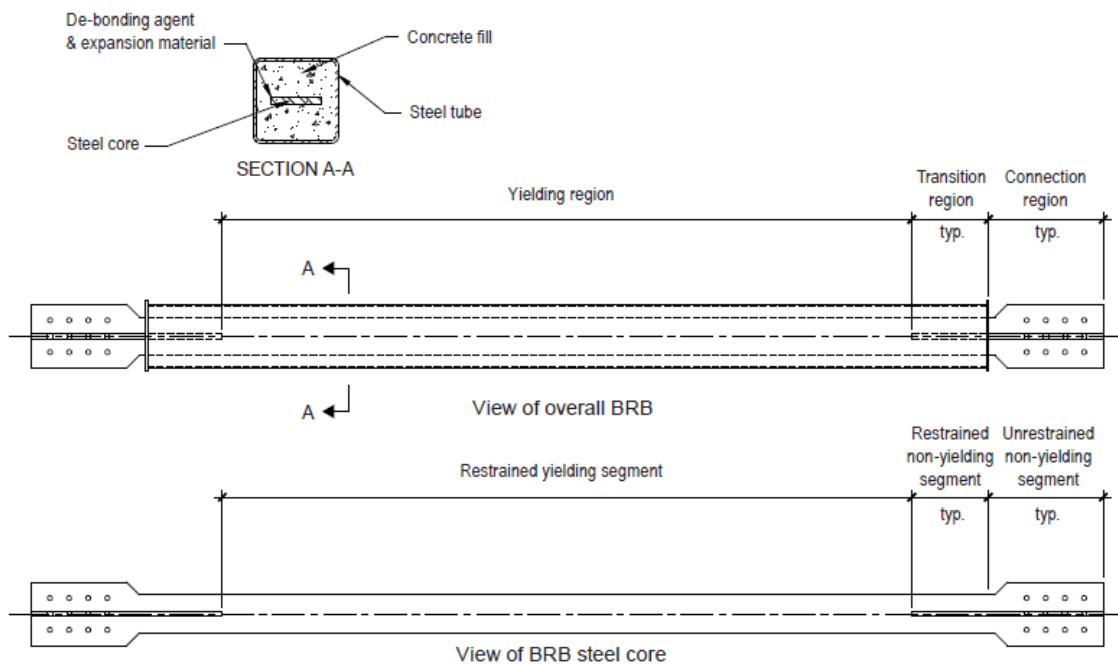
اصول تحلیل و طراحی

۱-۲ اصول رفتاری بادبند های کمانش تاب BRB

قاب های مهاربندی همگرا با مهاربندهای متعارف فولادی به طور گسترده مورد استفاده قرار می گیرد. اما پاسخ لرزه ای غیر الاستیک آنها تحت الشعاع کمانش مهاربند ها می باشد که منجر به کاهش سختی و مقاومت قاب سازه ای می گردد. با اینکه قاب های دارای مهاربندی کمانش تاب در طبقه بندی همگراها قرار می گیرند ولی رفتار آنها به طور مشخص از قاب های مهاربندی همگرای ویژه که انعطاف پذیرترین نوع قاب مهاربندی همگرا هستند، متمایز است .

جهت حذف کمانش بادبندها ، بادبندهای کمانش تاب برای تحمل بار محوری فشاری بدون ایجاد پدیده کمانش در آنها طراحی شده اند .

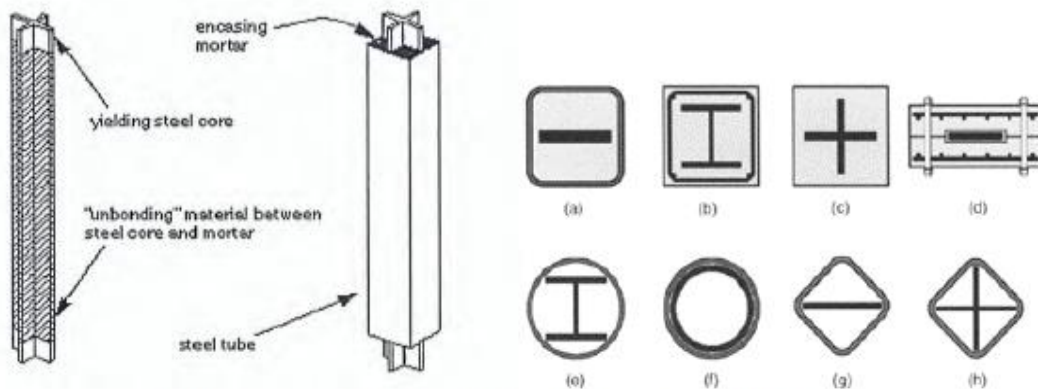
مهاربندهای کمانش تاب طوری ساخته میشوند که هسته بتواند در راستای طولی مستقل از سازه کار جلوگیری از کمانش عمل کند .به بیان دیگر، تمام نیروی محوری که به مهاربند وارد میشود توسط هسته تحمل میشود .با جلوگیری از کمانش هسته، این المان میتواند در فشار همانند کشش جاری شده و بدین ترتیب توانایی جذب انرژی آن به طور چشمگیری افزایش مییابد.



شکل ۲-۱- مقطع متداول BRB

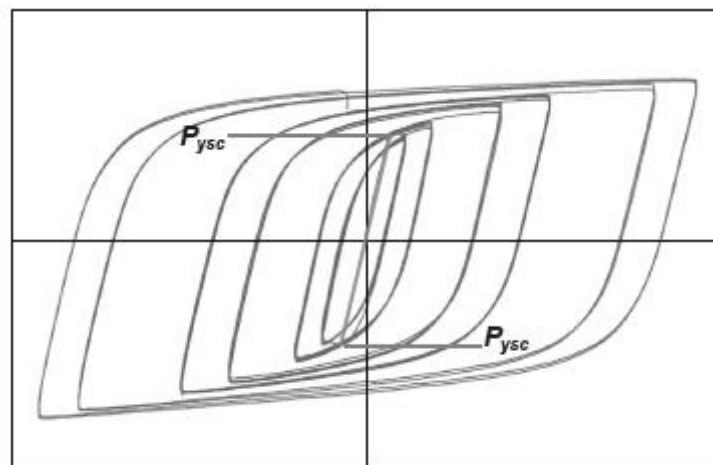
هسته فولادی می تواند مقطعی همچون ورق مسطح ، T شکل و یا صلیبی شکل باشد. هسته باید طوری ساخته شود که بتواند چرخه های پایدار را ایجاد کند . هسته مهار بند مانند نمونه کششی دارای ناحیه جاری شدن با مقطع کاهش یافته در قسمت میانی طول خود می باشد. بدین ترتیب می توان اطمینان حاصل کرد که رفتار غیر الاستیک به ناحیه ای از مهاربند که در برابر کماتش مقید شده است محدود می گردد. ناحیه تسلیم باید دارای سطح مقطع ثابت باشد به طوری که کرنش پلاستیک به صورت یکنواخت در امتداد طول تسلیم توزیع شود. علاوه بر این انتخاب طول تسلیم باید به صورتی باشد که کرنش های اضافی مهاربند منجر به شکست هسته نشود. در خارج از ناحیه تسلیم سطح مقطع در ناحیه انتقالی افزایش پیدا می کند در این نواحی نیز به طور نسبی از کماتش جلوگیری می شود اما پس از اینکه ناحیه تسلیم دچار سخت شدگی کرنشی می شود هم چنان الاستیک باقی می ماند. ناحیه اتصال در هر دو انتهای مهاربند برای جلوگیری از کماتش موضعی و سهولت اجرای جوش و پیچ به تیرها و ستونهای اطراف تقویت می شوند .

برای حذف کماتش کلی در فشار، هسته فولادی درون غلافی از جنس فولاد قرار می گیرد و درون این غلاف با بتن پر می شود . قبل از ریختن بتن ، یک فاصله ، بین هسته فولادی و بتن ، برای کمینه کردن یا کاهش انتقال نیروی محوری از هسته فولادی به غلاف و بتن در نظر گرفته می شود . از طرف دیگر اثر پواسون نیز باعث می شود هسته فولادی تحت فشار منبسط شده با بتن قرار گیرد که در حقیقت فضای خالی بین هسته فولادی و بتن برای کاهش اثرات این افزایش حجم در نظر گرفته شده است.



شکل ۲-۲ - مهاربندهای کمانش تاب - غلاف بتنی با مقاطع مختلف هسته

تسلیم مهاربند کمانش تاب در فشار و کشش باعث می شود تا قاب رفتار چرخه ای شکل پذیر با اتلاف انرژی بالا از خود نشان دهد. نمونه ای از این رفتار چرخه ای در شکل ۲-۳ نشان داده شده است.



BRB axial deformation

شکل ۲-۳ - نمودار چرخه ای مهاربند های BRB

مهاربندهای کمانش تاب ترکیبی از رفتار ایزو تروپیک و سخت شدگی سینماتیک را از خود نشان می دهند. آنها در فشار نسبت به کشش به دلیل اثرات پواسون و اصطکاک بین هسته و غلاف بتنی مقاومت بیشتری دارند. رفتار چرخه ای این نوع مهاربند ها با سخت شدگی کرنشی با ضریب تطبیق مقاومت فشاری β تعدیل می شود.

۲-۲- اصول طراحی باد بند های کمانش تاب BRB

طراحی مهاربندها بر این پایه استوار است که : مهاربند های کمانش تاب اجزایی هستند که به حد تسلیم می رسند و برای سطح نیروی لرزه ای کاهش یافته طراحی شده اند و انتظار می رود تغییر شکل های غیر ارتجاعی را در طول زلزله طرح تحمل

نمایند. در حالی که سایر اجزای سیستم که بر اساس ظرفیت طراحی شده اند در محدوده الاستیک باقی خواهند ماند. قاب های دارای مهار بند کمانش تاب از انجایی که به عنوان سیستم مقاوم لرزه ای عمل می کنند کنترل کننده تغییر شکل ها و متعاقبا حفظ پایداری سازه در هنگام وقوع زمین لرزه می باشند. این سیستم در تغییر شکل های غیر الاستیک بزرگ باید ایمنی جانی ساکنین را حفظ کرده و از فرو ریزی سازه در زلزله های شدید جلوگیری کند.

ضریب رفتار سیستم قاب دارای مهاربند کمانش تاب بر اساس آیین نامه ASCE 7 و استاندارد ۲۸۰۰ به شرح جدول ۱-۲ است.

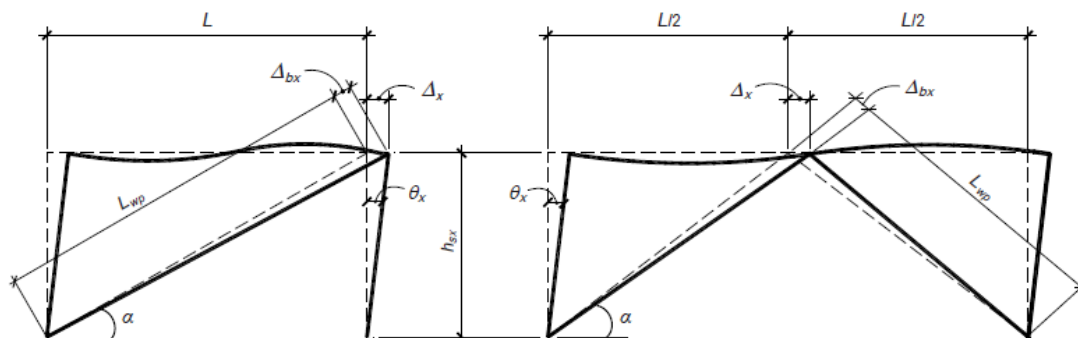
جدول ۱-۲ مقادیر ضریب رفتار

C_d	Ω_0	R	
۵	۲/۵	۸	آیین نامه ASCE 7
۵	۲/۵	۷	استاندارد ۲۸۰۰

سه گام اساسی در طراحی قاب های دارای مهار بند کمانش تاب به شرح زیر است :

- ۱- این مهاربند ها برای ترکیبات بار مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ایران طراحی می شوند.
- ۲- تغییر مکان نسبی طراحی غیر الاستیک و کرنش های مهار بند ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مبحث دهم مقررات ملی ایران کنترل می شود.
- ۳- مقدار مقاومت مهار بندها تعیین می شود تا از آن برای طراحی تیرها و ستون ها و اتصالات استفاده شود به طوریکه آنها در حالت ارتجاعی باقی بمانند .

دو گام اول عنوان شده مشابه با طراحی سایر اجزای سیستم های شکل پذیر مقاوم لرزه ای می باشد. اگرچه سازگاری بین تغییر مکان نسبی طبقه ، کرنش مهاربند و نیروی سخت شدگی کرنش مهاربند نکات بحرانی و حایز اهمیت طراحی مهار بند می باشد. رفتار سینماتیکی قاب مهاربندی شده در شکل ۲-۴ نشان می دهد در تغییرات کوچک زوایا تغییر شکل محوری مهاربند Δb_x ، برابر با $\Delta x \cos(\alpha)$ خواهد بود که در آن Δx تغییر مکان نسبی طرح طبقه و α زاویه مهار بند نسبت به افق می باشد.



شکل ۲-۴- رفتار سینماتیک قاب مهاربندی شده

Δ_{bx} می تواند به صورت رابطه زیر بیان شود

$$\Delta_{bx} = \theta_x L_{wp} \sin(2\alpha) \quad (۱-۲)$$

در رابطه فوق θ_x زاویه تغییر مکان نسبی طرح طبقه بوده و برابر است با

$$\theta_x = \Delta_x / h_{sx} \quad (۲-۲)$$

نسبت طول تسلیم YLR از رابطه زیر به دست می آید:

$$YLR = L_y / L_{wp}, \quad (۳-۲)$$

در رابطه فوق L_y طول ناحیه تسلیم هسته فولادی مهاربند با سطح مقطع A_{sc} است. با فرض صلیبیت تیر و کوچک بودن تغییر شکل های ارتجاعی در ناحیه تسلیم نشده هسته، کرنش هسته از رابطه زیر به دست می آید.

$$\epsilon_{sc} = \frac{\theta_x \sin 2\alpha}{2YLR} \quad (۴-۲)$$

این رابطه ساده از جهت آنکه طراحان به سرعت می توانند تخمینی از مقدار مورد نیاز کرنش هسته و پارامترهای کلیدی متغیر به خصوص YLR را داشته باشند کاربردی می باشد. به عنوان مثال برای یک مهاربند با $YLR = 0.5$ و $\alpha = 45^\circ$ کرنش هسته مهاربند از رابطه فوق برابر با زاویه تغییر مکان نسبی طبقه به دست می آید. در صورتی که تغییر مکان نسبی طراحی طبقه ۲ درصد در نظر گرفته شود و $F_{ySC} = 40 \text{ ksi}$ باشد، کرنش طراحی هسته $14/5$ برابر کرنش تسلیم به دست می آید. رابطه بین مقدار مورد نیاز کرنش طراحی و کرنش تسلیم برای هر مهاربند بر اساس پارامترهایی که در رابطه فوق وجود دارد متغیر است. هدف از این مثال به دست آوردن یک رابطه مشخص بین ϵ_{sc} و ϵ_y نمی باشد. علاوه بر این، رابطه معکوس بین کرنش YLR در رابطه بدان معنی است که برای طول های کوتاه تسلیم (YLR کوچک)، کرنش های هسته ای بزرگ در تغییر

مکان های های نسبتا متوسط اتفاق می افتد، که باید اجتناب شود و یا در غیر این صورت منجر به شکست مهاربند BRB خواهد شد.

برآورد مقدار مورد نیاز کرنش هسته دو مفهوم مهم در فرایند طراحی دارد:

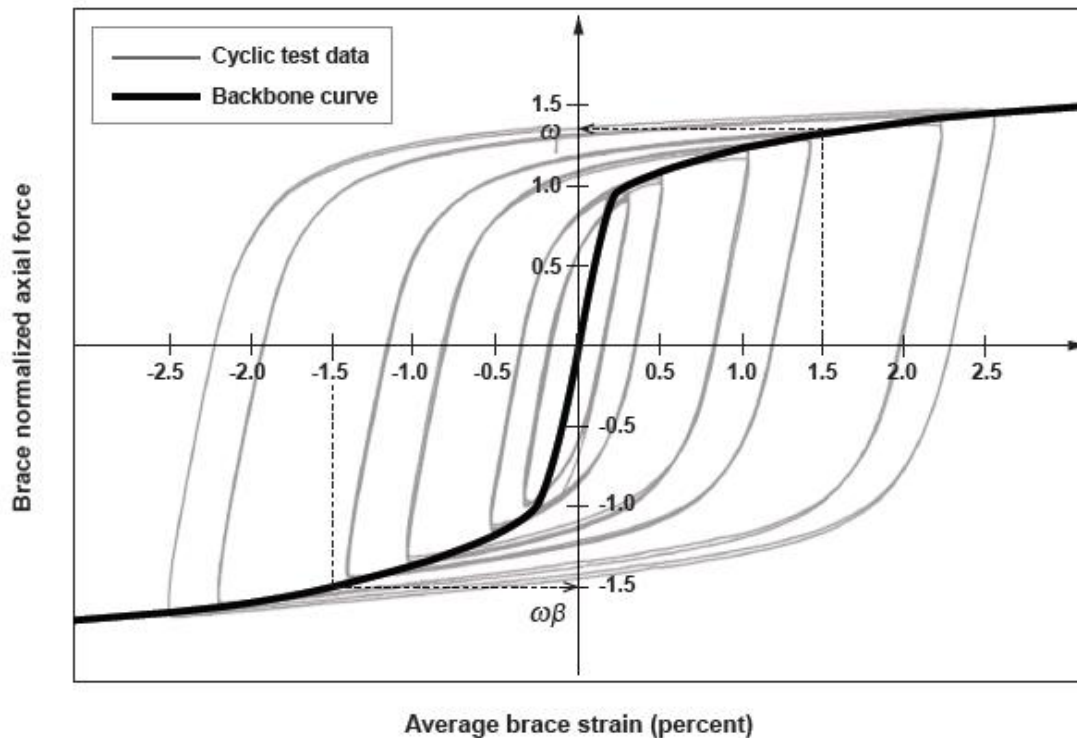
(۱) مقدار مورد نیاز کرنش هسته بر اساس آزمون های ارزیابی رفتاری مهاربند باید کمتر از ظرفیت کرنش موجود باشد تا از عملکرد قابل قبول قاب دارا ی مهار بند اطمینان حاصل شود.

(۲) مقدار مورد نیاز کرنش هسته برای محاسبه تنش سخت شدگی کرنشی هسته به کار می رود. که از آن برای طراحی بر اساس ظرفیت اجزای قاب اطراف مهاربند استفاده می شود.

هر دو مورد عنوان شده در بالا نیاز به داده های حاصل از آزمون دارند. که باید به شکل منحنی از طرف سازنده مهار بند ارایه شود.

محاسبات کرنش هسته بر اساس مولفه های تغییر مکان نسبی طبقه که به طور مستقیم با تغییر شکل مهاربند متناسب است انجام می شود. در قاب های بلند تر و در طبقات بالاتر با اثرات واژگونی قابل توجه کوتاه شدگی و ازدیاد طول ستون ها منجر به ایجاد تغییر شکل خمشی کلی قاب می شود که سبب تغییر مکان نسبی طبقه شده و از تغییر شکل مهاربند جلوگیری می شود.

هم چنان که از رابطه ۴ مشاهده می شود تغییر مکان نسبی طبقه، کرنش هسته مهاربند و YLR به یکدیگر وابسته هستند و مقاومت مهاربند به واسطه سخت شدگی کرنشی به این پارامترها بستگی دارد. مهار بند های BRB باید به صورتی طراحی شود با تغییر شکل های مورد انتظار یا به عبارتی کرنش هسته، ϵ_{SC} ، سازگار باشد. این تغییر مکان معادل ۲ درصد تغییر مکان نسبی طبقه یا دو برابر تغییر مکان نسبی طراحی طبقه، هرکدام که بزرگتر باشند، می باشد. این تغییر مکان در تعیین β و ω که از منحنی *Backbone* حاصل از آزمون ارزیابی مهاربند منتج می شود، کاربرد دارد.



شکل ۲-۵ منحنی *Backbone* حاصل از آزمون رفت و برگشتی ارزیابی مهاربند

شکل ۲-۵ نتایج حاصل از آزمون رفت و برگشتی و منحنی رفتاری مهاربند را نشان می دهد. در کرنش مورد انتظار ضریب تطبیق سخت شدگی کرنش، ω ، برابر با نسبت بیشترین نیروی کششی به نیروی تسلیم کششی اندازه گیری شده می باشد. به طور مشابه در کرنش مورد انتظار ضریب تطبیق مقاومت فشاری، β ، برابر با نسبت بیشترین نیروی فشاری به بیشترین نیروی کششی است. همچنان که در شکل ۲-۵ نشان داده شده است ضریب $\omega \beta$ برابر با نسبت بیشترین نیروی فشاری به نیروی تسلیم اندازه گیری شده است. ضرایب تطبیق به عنوان قسمتی از فرایند طراحی بر اساس ظرفیت باید مقادیری باشند که تیرها و ستون ها و اتصالات به صورت ارتجاعی باقی بمانند و رفتار غیر ارتجاعی فقط محدود به مهاربند ها شود. ضرایب تطبیق مهاربند ها بر اساس ویژگی های سازنده، YLR و سایر جزئیات متغیر است. اما مقادیر رایج ω بین ۱/۳ تا ۱/۵ و مقادیر رایج β بین ۱/۰۵ تا ۱/۱۵ می باشد.

مقاومت بادبند در فشار به مقدار $\beta \omega R_y P_{y_{sc}}$ می باشد که $P_{y_{sc}}$ مقاومت تسلیم محوری هسته (MPa) است. مقاومت کششی بادبند نیز برابر با $\omega R_y P_{y_{sc}}$ است. در صورتی که مقدار $P_{y_{sc}}$ بر اساس نتایج آزمون کشش بدست آمده باشد نیازی به اعمال ضریب R_y نمی باشد.

مقاومت طراحی محوری هسته (روش LRFD) بشرح زیر تعیین می گردد:

$$\phi P_{y_{sc}} = \phi F_{y_{sc}} A_{sc}$$

در رابطه فوق A_{sc} = مساحت مقطع بخش تسلیم شونده (mm^2)، F_{ysc} = تنش تسلیم حداقل مشخص شده هسته فولادی (MPa) و $\phi = 0.9$ برای وضعیت حدی تسلیم می باشد. این مقاومت هم برای کشش و هم فشار اعمال می شود. زیرا کمانش هسته کاملاً بوسیله غلاف مهار می شود.

۲-۳ روشهای تحلیل [1]

سه روش تحلیل برای مهاربندهای کمانش تاب به شرح زیر است.

- (۱) روش نیروی جانبی معادل ELF (Equivalent Lateral Force)
 - (۲) روش تحلیل طیفی پاسخ مودال MRSA (Modal Response Spectra Analysis)
 - (۳) روش تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ لرزه ای (Seismic Response History Procedure)
- از بین روشهای فوق دو روش ۱ و ۲ رایج تر است.

۱-۲-۳ تحلیل ارتجاعی

روشهای ELF و MRSA هر دو روش تحلیل ارتجاعی بوده که بر اساس نیروهای لرزه ای کاهش یافته با ضریب رفتار R، می باشد. هر چند که آیین نامه های زلزله نظیر ASCE7 الزام می دارند که نیروهای زلزله طراحی با ضریب اضافه مقاومت Ω_0 تشدید شود. همچنین برای تعیین تغییرمکان طراحی قاب دارای مهاربندی، نتایج تغییرشکل تحلیل ارتجاعی تا میزان حدود پاسخ غیر ارتجاعی با ضریب تشدید تغییرمکان C_d تشدید می شوند. مقادیر R، Ω_0 و C_d در آیین نامه زلزله موجود است. اگرچه روش ELF ساده ترین روش برای انجام تحلیل است ولی آیین نامه ASCE7 محدودیتهایی برای آن قرار داده است در حالی که روش MRSA محدودیتی ندارد. برای قابهای دارای مهاربند کمانش تاب به خصوص در ساختمانهای بلند، استفاده از روش MRSA نسبت به روش ELF در طراحی اقتصادی تر است. وقتی از روش ELF استفاده شود در سیستم قاب دارای مهاربند کمانش تاب برای محاسبه پیروید تقریبی سازه $C_1=0.03$ است در حالی که برای سیستم های متعارف مهاربندی همگرا برابر 0.02 در نظر گرفته می شود. تفاوت بین مقادیر نشان دهنده آن است که سیستم دارای مهاربند کمانش تاب نسبت به سیستم های متعارف مهاربندی همگرا انعطاف پذیر تر بوده و دارای پیروید طبیعی بزرگتری است. در قابهای دارای مهاربند کمانش تاب نظیر قابهای مهاربندی همگرا، ستونها در امتداد ارتفاع ممتد بوده و ستونها دارای اتصال مفصلی در پایه بوده و تیرها و مهاربندها دارای اتصالات مفصلی هستند.

یکی از نکات حائز اهمیت در تحلیل مهاربندهای کمانش تاب مدلسازی سختی الاستیک مهاربندها می باشد. همانطور که در شکل ۲-۱ نشان داده شده، مهاربند کمانش تاب عضوی غیر منشوری دارای ۳ ناحیه با سختی های مختلف می باشد که باید در مدلسازی مقدار سختی ها به طور دقیق در نظر گرفته شود. این سه ناحیه شامل هسته تسلیم شونده، ناحیه انتقال و ناحیه اتصال است. مقدار واقعی سختی مهاربندی ها با ضرب کردن ضریب اصلاح سختی KF در مساحت هسته A_{sc} بدست می آید. ضریب

اصلاح سختی این مهاربندها به پارامترهای متعددی نظیر YLR و هندسه مهاربند و جزئیات اتصال و سازندگان مهاربند وابسته است. مقادیر KF بین ۱/۳ تا ۱/۷ می باشد. مهندس طراح باید با توجه به شرایط ویژه هر پروژه حد قابل قبولی برای ضریب KF در نظر بگیرد. برای تعیین حد رواداریهای قابل قبول برای KF باید تاثیر تغییرات سختی مهاربند را روی رفتار کلی ساختمان در نظر داشته باشد. اگر سختی واقعی مهاربندها بیش از مقداری باشد که در تحلیل مورد استفاده قرار گرفته است ساختمان پررود کمتری خواهد داشت و مهندس طراح باید در نظر داشته باشد که با افزایش نیروی برشی زلزله نیروهای مهاربند بیشتر خواهند بود. در صورتی که سختی واقعی مهاربندها کمتر از مقداری باشد که در تحلیل مورد استفاده قرار گرفته است ساختمان پررود بیشتری داشته و انعطاف پذیر تر بوده و مهندس طراح باید در نظر داشته باشد که در این حالت با کاهش برش پایه تغییر مکان جانبی نسبی نیز کاهش خواهد یافت .

۲-۳-۲ تحلیل غیر ارتجاعی

اگر چه تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ غیر خطی به طور معمول در طراحی قابهای دارای مهاربند کماتش تاب به کار نمی رود ولی برای پروژه های بر پایه عملکرد وقتی که پیکره بندی های غیر معمول مورد استفاده قرار گیرد روش خوبی می باشد. هر دو روش ELF و MRSA در تحلیل ارتجاعی به کار می روند در حالی که روش تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ غیر خطی NRHA در تحلیل غیر خطی به کار می رود. مزایای استفاده از روش NRHA به شرح زیر می باشد:

- ملاحظه و کاهش تمرکز ناخواسته تغییر مکان نسبی طبقه در یک طبقه یا تعدادی طبقه محدود
 - در نظر گرفتن انعطاف پذیری بیشتر برای سازه
 - تعیین مستقیم تغییر مکان نسبی طبقه و کرنشهای مهاربندها
 - تعیین مستقیم نیاز تغییر شکل مهار بند
- در تحلیل غیر الاستیک موارد زیر باید در نظر گرفته شود:
- اجزای قاب یا خرابی غیر خطی باید برای مدل کردن کماتش ها به کار رود. مهاربندها رفتار چرخه ای ساده ای شامل رفتار الاستوپلاستیک با سخت شدگی کرنشی بدون کاهش سختی و مقاومت دارند. داده های آزمون چرخه ای مهاربندها باید به عنوان مبنای مدلسازی عددی با مدل نمودن سخت شدگی کرنشی مورد استفاده قرار گیرد به طوری که رفتار چرخه ای مهاربند با نتایج حاصل از آزمون تجربی سازگاری داشته باشد.
 - از اجزای قاب غیرخطی برای مدلسازی تیرها و ستونها باید استفاده شود. وقتی که اختلاف زیادی بین تغییر مکانهای نسبی طبقات مجاور ایجاد شود رفتار غیر خطی ستون حائز اهمیت خواهد بود. اگر چه تیرها و ستونها در قابهای دارای مهاربند کماتش تاب به صورتی طراحی می شوند که به طور اسمی الاستیک باقی بمانند ولی نیازهای لرزه ای غیر الاستیک با توزیع نیروهای طراحی سازگار نمی باشد و در قاب اطاف خارج از مهاربندی تسلیم اتفاق می افتد.

- اتصالات باید با توجه به سختی نسبتا بالای ایجاد شده در اتصال تیربه ستون معرف شرایط واقعی در قابهای کماتش تاب باشند. در مواردی که تغییرمکان نسبی در یک طبقه متمرکز می شود کنش قاب که توسط ستونها و تیرهای اطراف حائز اهمیت بوده و باید در مدل سازی منظور شود.
- اثرات ناپایداری سیستم ثقیل شامل اثرات $P-\Delta$ باید مشابه قابهای مهاربندی دیگر باید در نظر گرفته شود.

۴-۲ طراحی اولیه

(۱) انجام تحلیل

مدلسازی تحلیلی مهاربند با در نظر گرفتن مقادیری برای KF ، β ، ω مطابق ضوابطی که قبلا به آنها اشاره شد انجام می شود. صحت مقادیر KF ، β ، ω در گامهای بعدی سنجیده می شود لذا نیازی به تعیین مقادیر دقیق آنها در تحلیل اولیه نمی باشد.

(۲) تعیین اندازه مهاربندها

با توجه به مقاومت مورد نیاز بدست آمده از مدلسازی تحلیلی ابعاد مقاطع هر کدام از مهاربندهای کماتش تاب به صورتی که مقاومت طراحی آن از مقدار مقاومت محاسبه شده بیشتر شود. ورقهای هسته معمولا بر اساس ASTM A36 ساخته می شوند. ابعاد مهاربند ها باید بر اساس F_{ySC} که محدوده آن بین ۲۴۰۰-۳۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد انتخاب شود. برای مقاصد اقتصادی و عملکرد بهتر مهار بندها توصیه می شود تا مقاطع مهاربندها بالاتر از حد مورد نیاز انتخاب نشود.

(۳) کنترل الزامات آیین نامه

تغییرمکان نسبی طبقه، پایداری کلی سازه و نامنظمی کنترل می شود. جهت تطابق این الزامات ممکن است ابعاد مهاربندها و پیکربندی آنها در قاب عوض شود. در یک دهانه با هندسه و پیکره بندی مشخص مهاربندهای کماتش تاب نسبت به مهاربندهای هگرای ویژه سختی جانبی کمتری دارند. بنابراین محدودیتهای تغییرمکان جانبی نسبی و نامنظمی پیشگی اثر بیشتری بر روی این نوع قابها دارند لذا در فرایند طراحی از ابتدا این الزامات باید کنترل شود.

(۴) تکرار و تعیین مقطع نهایی مهاربندهای کماتش تاب

گامهای ۲ و ۳ تا تعیین ابعاد نهایی مهاربندها باید تکرار شود. در این مرحله هماهنگی با تولیدکنندگان مهاربند به منظور تعیین صحت مقادیر KF ، β ، ω در این مرحله مهم می باشد.

(۵) محاسبه تغییر شکل مورد انتظار مهاربند کماتش تاب

تغییر شکل مورد انتظار مهاربند کماتش تاب بزرگترین مقدار بین ۰/۰۲ و دو برابر تغییرمکان نسبی طرح طبقه می باشد.

(۶) اثبات برآورد نمودن الزامات عملکردی توسط مهاربند کماتش تاب

مهندس طراح برای تعیین دو پارامتر مهاربند شامل اندازه مقطع مهاربند و تغییر شکل مهاربند اطلاعات کافی دارد. مهاربند کماتش تاب با اتصال مشخص از بین انواع مختلف پیشنهادی توسط سازنده انتخاب می شود. مهاربند انتخاب شده باید تا

تغییرشکل‌های مورد انتظار و مقاومت مورد نظر تحت آزمون قرار گرفته باشد به دلیل اینکه اطمینان حاصل شود که مهاربندهای انتخاب شده برای پروژه از نظر اندازه و تغییرشکلها مشابه مهاربندهایی هستند که بر روی آنها آزمون انجام گرفته است. در صورتی که مهاربندهای انتخاب شده الزامات را بر آورده نمایند دو راه حل برای این کار وجود دارد:

- قسمتهایی از سیستم برابر لرزه ای برای اضافه کردن قابهای بیشتر یا تغییر چیدمان قاب یا اندازه مقطع مهاربندها دوباره طراحی شوند.

- آزمون مهاربندها انجام می شود تا مهاربندها تا مقدار تغییر شکل‌های مورد انتظار تایید صلاحیت شوند . برای محاسبه تغییرشکل‌های مهاربندهای کمانش تاب ابعاد تیر، ستون و صفحات اتصال باید مورد ملاحظه قرار گیرد چون در طول تسلیم مهاربند که باید بیشترین مقدار باشد تاثیرگذار هستند.

(۷) محاسبه ضرایب تطبیق و مقاومت تعدیل شده

وقتی مهاربندی با شرایط اتصال خاص انتخاب شد ضریب تطبیق سختی کرنشی و ضریب تطبیق مقاومت فشاری از منحنی رفتاری بدست می آید. این ضرایب برای محاسبه مقاومت‌های مهاربند به کار می رود. مهندس طراح باید منحنی رفتاری را مورد بررسی قرار دهد تا از مطابقت آن با آزمونهای تعیین کیفیت مهاربند اطمینان حاصل کند.

(۸) ادامه طراحی با مقاومت‌های تعدیل شده مهاربند به عنوان بار زلزله تشدید یافته

مقاومت‌های تعدیل شده مهاربند در فشار و کشش که در مرحله قبلی بدست آمده به عنوان بار زلزله تشدید یافته در ترکیبات بار برای طراحی اجزای باقی مانده قاب مانند تیر، ستون و اتصالات مهاربند و صفحات ستون به کار می رود. به دلیل اینکه مقاومت تعدیل شده در کشش β برابر بزرگتر از مقاومت مهاربند در فشار است دو مجموعه متفاوت از مقاومت‌های تعدیل شده برای طراحی مهاربند بسته به جهت مهاربند و بار به کار می رود. طراحی اتصالات باید $1/1$ برابر مقاومت فشاری مهاربند باشد. طراحی نهایی اتصال سختی مهاربند (طول نهایی هسته و ضریب اصلاح سختی) و ضرایب تطبیق مقاومت را تحت تاثیر قرار می دهد. بنابراین ممکن است نیاز به تکرار باشد.

۵-۲ الزامات آیین نامه برای طراحی و اجرا

۱- ضریب رفتار سیستم قاب دارای مهاربند کمانش تاب بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ به شرح جدول ۱ است.

جدول ۱- مقادیر ضریب رفتار

C_d	Ω_0	R	
۵	۲/۵	۷	استاندارد ۲۸۰۰

۲- این مهاربندها باید برای ترکیبات بار مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ایران طراحی شوند.

۳- طراحی مهاربندها بر این پایه استوار است که مهاربندهای کمانش تاب برای سطح نیروی لرزه‌ای کاهش یافته طراحی شوند و به حد تسلیم برسند و تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی را در طول زلزله طرح تحمل نمایند. در حالی که سایر اجزای سیستم که بر اساس ظرفیت طراحی شده اند در محدوده الاستیک باقی خواهند ماند.

۴- تغییرشکل مورد انتظار مهاربند کمانش تاب بزرگ‌ترین مقدار بین $0/02$ و دو برابر تغییر مکان نسبی طرح طبقه می‌باشد.

۵- سه روش تحلیل برای مهاربندهای کمانش تاب شامل روش نیروی جانبی معادل، روش تحلیل طیفی پاسخ مودال و روش تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ لرزه‌ای مجاز می‌باشد.

۶- مهاربند کمانش تاب با انواع مختلف اتصال مفصلی به ورق اتصال (گاست پلیت) مجاز می‌باشد. مهاربند و اتصال آن باید تا تغییرشکل‌های مورد انتظار و مقاومت موردنظر تحت آزمون تمام مقیاس قرار گرفته و توسط مراجع ذی صلاح تایید صلاحیت شوند.

۷- مقاومت‌های تعدیل شده مهاربند در فشار و کشش به‌عنوان بار زلزله تشدید یافته در ترکیبات بار برای طراحی اجزای قاب مانند تیر، ستون و اتصالات مهاربند و صفحات ستون به کار می‌رود. مقاومت تعدیل شده بادبند در فشار به مقدار $\beta \omega R_y P_{ysc}$ می‌باشد که ω ضریب تعدیل سخت‌شدگی کرنشی و β ضریب تعدیل مقاومت فشاری و P_{ysc} مقاومت تسلیم محوری هسته بر حسب (MPa) است. مقاومت کششی بادبند نیز برابر با $\omega R_y P_{ysc}$ است.

در صورتی که مقدار P_{ysc} از آزمون کشش به دست آید نیازی به اعمال پارامتر R_y نمی‌باشد.

۸- ضریب تعدیل مقاومت فشاری، β ، برابر با نسبت بیشترین نیروی فشاری به بیشترین نیروی کششی نمونه آزمون است که از آزمون‌های تایید صلاحیت مهاربند برای تغییرشکل مورد انتظار بدست می‌آید. بر اساس آزمون‌های انجام شده مقدار β در محدوده $1/05$ تا $1/1$ می‌باشد که عدد پیشنهادی بر اساس آزمایشات $1/05$ است.

۹- ضریب تطبیق سخت‌شدگی کرنشی، ω ، برابر با نسبت بیشترین نیروی کششی اندازه‌گیری شده از آزمون‌های تایید صلاحیت مهاربند (برای تغییر شکل‌های مورد انتظار) به نیروی تسلیم اندازه‌گیری شده $R_y P_{ysc}$ نمونه آزمون می‌باشد. بر اساس آزمون‌های انجام شده مقدار ω در محدوده $1/15$ تا $1/3$ بوده که عدد پیشنهادی بر اساس آزمایشات $1/2$ می‌باشد.

۱۰- اعضای تیر و ستون باید الزامات اعضای با شکل پذیری متوسط را تامین نمایند.

۱۱- ورقهای به کار رفته در هسته فولادی که ضخامت ۵۰ میلیمتر یا بیشتر دارند باید حداقل الزامات سختی را بر آورده نمایند. استفاده از وصله در هسته فولادی ممنوع است.

۱۲- سیستم مهاربند کمانش تاب باید از کمانش موضعی و کلی هسته فولادی برای تامین تغییرشکل‌های مورد نیاز جلوگیری کند.

۱۳- هسته فولادی برای مقاومت در برابر نیروی محوری مهاربند طراحی می‌شود. مقاومت محوری طراحی مهاربند $\Phi P_{y_{sc}}$ (LRFD) و مقاومت محوری مجاز $P_{y_{sc}}/\Omega$ (ASD) در کشش و فشار مطابق با حد تسلیم از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc}$$

$$\Phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

A_{sc} سطح مقطع قطعه تسلیم شده هسته فولادی بر حسب mm^2

$F_{y_{sc}}$ تنش تسلیم مشخصه حداقل هسته فولادی یا تنش تسلیم واقعی هسته فولادی که از آزمون کوپن بدست می‌آید (MPa)

ترکیبات بار محاسبه شده بر اساس مقاومت‌های تعدیل شده مهاربند نباید با ضریب اضافه مقاومت تشدید شوند.

۱۴- نواحی حفاظت شده شامل هسته فولادی مهاربند و سایر اجزایی که هسته فولادی را به تیرها و ستونها متصل می‌کنند بوده و هرگونه ناپیوستگی ناشی از عملیات ساخت و نصب در آن ناحیه ممنوع می‌باشد.

۱۵- جوشهای زیر از نوع جوشهای بحرانی مورد نیاز هستند و باید الزامات مربوطه را مطابق آیین‌نامه (AWS D1.8/D1.8M) برآورده نمایند.

- جوشهای شیاری در وصله ستون
- جوش های اتصال ستون به ورق پای ستون
- جوشهای اتصالات ستونها به تیرها

۱۶- در اتصالات تیر به ستون وقتی که مهاربند یا گاست پلیت به هر دو عضو تیر و ستون متصل می‌شوند الزامات زیر باید رعایت شود.

- ۱) اتصال تیر به ستون باید از نوع ساده بوده و بتواند دوران به اندازه 0.025 رادیان را تامین نماید.
 - ۲) اتصال تیر به ستون باید توانایی مقاومت در برابر ممان به اندازه کمترین دو مقدار زیر را داشته باشد.
- ممان متناظر با $(1/1 / \alpha_s)$ برابر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر، $R_y M_p$

• ممان متناظر با $(\alpha_s / 1.1)$ برابر مجموع مقاومت‌های خمشی مورد انتظار ستون، $\sum(R_y F_y Z)$

α_s ضریب تعدیل نیرو بوده و در روش LRFD برابر با ۱ و در روش ASD برابر با ۱/۵ می‌باشد.

۱۷- مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربند در کشش و فشار باید برابر با مقاومت تعدیل یافته مهاربند تقسیم بر ضریب α_s باشد.

۱۸- طراحی صفحات اتصال (گاست پلیت) باید شامل ملاحظات کمانش موضعی و کلی باشد. مهار جانبی سازگار با آنچه که در آزمونها به کار رفته و طراحی بر آن اساس انجام شده مورد نیاز می‌باشد. صفحه اتصال در هر دو انتهای مهاربند باید برای جلوگیری از کمانش موضعی و کلی تقویت شوند.

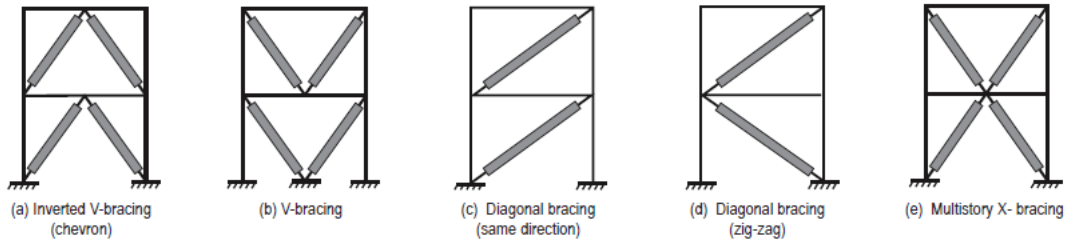
۱۹- در قابهای با مهاربندی های V و V معکوس، تیرها باید بین ستونها پیوسته باشد. مهار لازم برای تیرها مطابق با الزامات تیرهای با شکل پذیری متوسط باید انجام شود. حداقل یک سری مهارهای جانبی در نقطه تقاطع مهاربندی های V یا V معکوس باید ایجاد گردد مگر اینکه تیر مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای ایجاد پایداری بین دو نقطه مجاور مهار داشته باشد.

۲۰- استفاده از مهاربندی K در مهاربندهای کمانش تاب مجاز نمی‌باشد.

۲۱- مهاربند کمانش تاب نباید در سیستم باربری ثقلی نقش داشته باشد.

۶-۲ پیکره بندی BRBF

قابهای مهاربند کمانش ناپذیر می توانند به روشهای متعددی با تمایزات بسیار اندکی در رفتار، پیکره بندی شوند. شکل ۶-۲ پیکره بندی های بعدی قاب را نشان می دهد: مهاربندی V، مهاربندی V معکوس (شورون)، دو طبقه X و قطری تک مهاربندی یک طبقه X در مهاربندهای کمانش ناپذیر میسر نمی باشد. قطری‌های تک اغلب برای ساخت کوتاه مرتبه مفیدند. در ساختمانهای چند طبقه مهاربندی V معکوس (شورون) و مهاربندی V متداول می باشد. انتخاب پیکره بندی اثر غیرمستقیمی بر روی رفتار سیستم دارد، زیرا طول بادبند موجود برای بخش تسلیم شونده برای هر پیکره‌بندی متفاوت خواهد بود.



شکل ۲-۶- پیکره بندی مهاربندهای BRB

۲-۷ طراحی بر اساس عملکرد [3]

روشهای مدلسازی، معیار پذیرش و معیارهای عملکردی قابهای دارای مهاربند کمانش تاب در ادامه آمده است. اجزای قابهای دارای مهاربند کمانش تاب باید شامل ستون، تیر و مهاربندها و اتصالات باشد. این نوع سیستم ها باید بر اساس ظرفیت طراحی شوند. مهاربندهای کمانش تاب باید تحمل تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی را بدون کاهش مقاومت یا سختی داشته باشند. این بند به مدلسازی و معیارهای پذیرش اجزای مهاربند کمانش تاب می پردازد.

۲-۷-۱ بارگذاری

۱-۲-۷-۱ بارگذاری ثقلی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G ، باید از روابط زیر محاسبه شود:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (۵-۲)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (۶-۲)$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L معادل 25% بار زنده طراحی کاهش نیافته که از بار زنده واقعی موجود در هنگام ارزیابی کمتر نباشد، در نظر گرفته می‌شود.

۲-۷-۱-۲ بارگذاری جانبی در تحلیل خطی

در روش تحلیل استاتیکی خطی، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V) به صورت ضربی از وزن کل ساختمان (W) محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (۷-۲)$$

که در آن:

W: وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ ایران میباشد؛
 S_a: شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T است که از روی طیف استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می شود.
 C₁: ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان های غیر ارتجاعی سیستم است که به روش زیر محاسبه میشود:

$$\begin{cases} T \leq 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R-1}{0.04\alpha} \\ 0.2 \leq T \leq 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R-1}{\alpha T^2} \\ 1 \leq T \rightarrow C_1 = 1 \end{cases} \quad (۸-۲)$$

در این رابطه:

α : ضریب نوع خاک بوده و برابر است با:

۱۳۰ برای خاک نوع I مطابق استاندارد ۲۸۰۰

۹۰ برای خاک نوع II مطابق استاندارد ۲۸۰۰

۶۰ برای خاک نوع III و IV مطابق استاندارد ۲۸۰۰

R: نسبت مقاومت مطابق رابطه (۹-۲):

$$R = \frac{DCR_{max}}{1.5} C_m \geq 1 \quad (۹-۲)$$

که در آن DCR_{max} بزرگترین مقدار DCR (حداکثر نسبت نیرو به ظرفیت عضو) در المانها بوده که با فرض $C_1=C_2=C_m=1.0$ بدست آمده است.

C₂: اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای را بر تغییر مکان ها به دلیل رفتار چرخشی آنها وارد می کند و مقدار آن برابر است با:

$$C_2 = 1 + \frac{I}{800} \left(\frac{R-1}{T} \right)^2 \quad (۱۰-۲)$$

برای ساختمانها با زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۰/۷، $C_2=1$ میباشد.
 C_m: ضریب اثر مدهای بالاتر بوده و از جدول ۲-۲ تعیین میگردد.

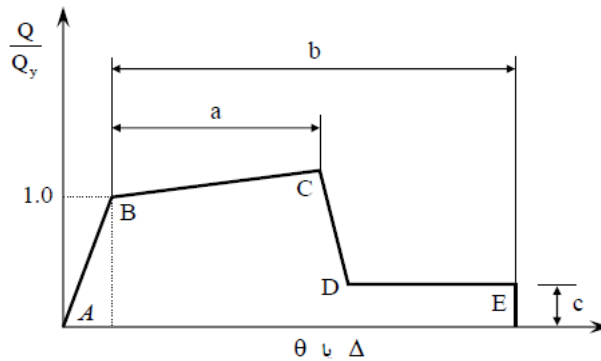
جدول ۲-۲- مقادیر ضریب C_m*

تعداد طبقات	قاب مهاربندی شده با مهاربند کمانش تاب
یک یا دو	۱
سه و بیشتر	۰/۹

* برای زمان تناوبهای بالاتر از ۱/۰ ثانیه، باید برابر یک فرض گردد.

(ب) روش استاتیکی غیر خطی (NSP)

خواص ارتجاعی اجزا مشابه روش استاتیکی خطی و دینامیکی مدل می شود. به جای روابط بدست آمده از تحلیل یا آزمون رفتار غیر خطی بار - تغییر شکل مهباندها مشابه شکل ۷-۲ با پارامترهای تعریف شده در جدول ۳-۲ مدل می شود. میزان سختی سکانت مجاز بین نقاط C, B برابر با ۳٪ سختی اولیه است.



شکل ۷-۲ منحنی نیرو- تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزای فولادی

جدول ۳-۲ پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در روش های غیرخطی - اجزای سازه ی فولادی - تلاشهای محوری

پارامترهای مدل سازی		جزء / تلاش
نسبت تنش پسماند	تغییر شکل پلاستیک	
c	b	مهباندها کمانش تاب در فشار
۱/۰	a	

پارامتر Δy معرف تغییر شکل محوری در مقاومت تسلیم مورد انتظار مهباندها است که در نقطه B در منحنی شکل ۷-۲ اتفاق می افتد. مدل های غیر خطی برای تیرها، ستونها و اتصالات مشابه قابهای خمشی با گیرداری کامل یا نسبی و قابهای مهباندها همگرا می باشد.

(ج) روش دینامیکی غیر خطی

رفتار کامل هیستریزیس هر جز باید بر اساس اطلاعات تجربی یا روشهای تایید شده باشد. استفاده از رابطه بار- تغییرمکان مطابق شکل ۲-۷ برای نشان دادن رابطه پوش منحنی مجاز است.

۳-۷-۲- مقاومت قابهای دارای مهاربند کمانش تاب

قابهای دارای مهاربند کمانش تاب باید بر اساس ظرفیت طراحی شوند. حداکثر نیروی هسته شامل اثرات سختی کرنشی و تعدیل نیروی فشاری با در نظر گرفتن مقاومت کششی می باشد.

اضافه مقاومت فشاری به دلیل اصطکاک و محصورشدگی که توسط اندرکنش بین هسته و سیستم مهار بند ایجاد می شود افزایش می یابد.

الف) روشهای خطی استاتیکی و دینامیکی

مقاومت تسلیم مورد انتظار Q_{CE} مهاربند کمانش تاب از حاصلضرب مساحت خالص هسته A_s در تنش تسلیم مورد انتظار F_{Ye} بدست می آید. برای پارامترهای مدلسازی و مقاومت F_{Ye} از حاصلضرب R_y در حداقل تنش تسلیم مشخصه (مقاومت اسمی) بدست می آید (در صورت مشخص نبودن مقدار R_y می توان از ضریب ۱/۱ استفاده نمود). در صورتی که F_{Ye} از آزمون بدست آید نیازی به اعمال پارامتر R_y نمی باشد و از متوسط نتایج مقاومت ها می توان استفاده نمود. اتصالات و اجزای مهار بند باید برای مقاومت در برابر بیشترین نیرویی که در هسته ایجاد می شود طراحی شود. بیشترین مقدار نیروی هسته در فشار از رابطه $\beta\omega Q_{CE}$ و مقدار حداکثر آن در کشش از رابطه ωQ_{CE} بدست می آید. مقادیر Q_{CE} و Q_{CL} (کران پایین مقاومت تیرها و ستونها) مشابه تیرها و ستونها در قابهای با گیرداری کامل محاسبه می شوند.

$$Q_{CET} = \omega Q_{CE} = \omega F_{Ye} A_s \quad (۱۴-۲)$$

$$Q_{CEC} = \beta\omega Q_{CE} = \beta\omega F_{Ye} A_s \quad (۱۵-۲)$$

ضریب β ضریب افزایش مقاومت در فشار به علت مهارجانبی ایجادشده توسط غلاف برای هسته در فشار می باشد و مقدار آن برابر با ۱/۱ پیشنهاد می شود. همچنین ضریب اضافه مقاومت ω برابر با ۱/۳ پیشنهاد شده است.

ب) روش استاتیکی غیر خطی (NSP)

به جای روابط بدست آمده از تحلیل یا آزمون، رفتار غیر خطی بار - تغییرشکل مهاربندها مشابه شکل ۲-۷ تعریف می شود. مقاومت تسلیم مورد انتظار Q_{CE} مربوط به نقطه B در منحنی بوده و نقطه C برابر با ωQ_{CE} برای کشش و $\beta\omega Q_{CE}$ برای فشار می باشد. مقاومت تیرها، ستونها و اتصالات مشابه قابهای مهاربند همگرا می باشد.

ج) روش دینامیکی غیرخطی

رفتار کامل هیستریزیس هر جز باید بر اساس اطلاعات تجربی یا روشهای تایید شده باشد. استفاده از رابطه بار- تغییر مکان مطابق شکل ۲-۷ برای نشان دادن رابطه پوش منحنی مجاز است.

۴-۷-۲ معیار پذیرش قابهای دارای مهاربند کمانش تاب

کشش محوری و فشاری در مهاربندها کنترل شونده با تغییر شکل در نظر گرفته می شوند. تلاشهای تیرها و ستونها با نیروی محوری قابل ملاحظه کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل در نظر گرفته می شوند. تلاشهای فشاری، کششی، برشی و خمشی روی اتصالات مهاربندها کنترل شونده توسط نیرو می باشد. در صورتی که آزمون برای تایید رفتار ورقهای اتصال به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل وجود داشته باشد می توانند به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شوند.

۱-۴-۷-۲ روش های خطی استاتیکی و دینامیکی

۱-۱-۴-۷-۲ برآورد نیروها و تغییر شکل های طراحی

الف- کنترل شونده توسط تغییر شکل

تلاش های طراحی در اعضایی که رفتار آنها کنترل شونده توسط تغییر شکل است، (QUD) تحت ترکیب آثار زیر محاسبه می شوند:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (۱۶-۲)$$

که در آن Q_G تلاش های ناشی از بارهای ثقلی تعریف شده در بند (۲-۵-۱-۱)، Q_E تلاش های ناشی از نیروی زلزله که براساس بند (۲-۵-۱-۲) محاسبه می شوند و Q_{UD} ترکیب تلاش های ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می باشد.

ب- کنترل شونده توسط نیرو

- تلاش های طراحی در اعضایی که رفتار آنها کنترل شونده توسط نیرو است، Q_{UF} باید به یکی از سه روش زیر تعیین شود:
- ۱- حداکثر تلاشی که توسط اجزای سازه با توجه به ظرفیت مورد انتظار آنها میتواند در یک تحلیل حدی به عضو وارد شود.
 - ۲- حداکثر تلاشی که با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه می تواند در عضو ایجاد شود.
 - ۳- تلاش های حاصل از ترکیب تلاش های Q_E و Q_G مطابق رابطه (۲-۱۷):

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J} \quad (17-2)$$

در رابطه (17-2) J ضریب کاهش بار است و برابر کوچک ترین مقدار DCR اعضای که بار را به عضو موردنظر منتقل می کنند اختیار می شود. به عنوان یک روش دیگر می توان مقدار J را برابر 2/0 در مناطق زلزله خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد، 1/5 در مناطق با خطر نسبی متوسط و 1/0 در مناطق با خطر نسبی کم اختیار نمود. در صورتی که اعضای که بار را به عضو موردنظر منتقل می کنند از تجاعی خطی باقی بمانند J برابر 1/0 می باشد.

۲-۱-۴-۷-۲- معیارهای پذیرش برای روش های خطی

الف- کنترل شونده توسط تغییرشکل

تلاش ها در اعضای که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند باید رابطه (18-2) را ارضا نمایند:

$$mQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (18-2)$$

در این رابطه m ، ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می باشد که برای مهاربند کمانش تاب در جدول 2-4 ارائه شده است و Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش هایی که همزمان بر عضو وارد می شوند بر اساس بند 2-5-3 می باشد.

جدول 2-4 معیار پذیرش برای روشهای خطی

ضرایب m برای روشهای خطی					جزء / تلاش
ثانویه		اولیه		IO	
CP	LS	CP	LS		
10	7/5	7/5	5/6	2/3	مهاربند کمانش تاب

ب- کنترل شونده توسط نیرو

تلاش ها در اعضای اصلی و غیراصولی که کنترل شونده توسط نیرو هستند باید رابطه (19-2) را ارضا نمایند:

$$Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (19-2)$$

که در آن Q_{CL} کرانه پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش هایی که همزمان به هر عضو وارد می شوند.

۲-۲-۴-۷-۲ روش های غیر خطی استاتیکی و دینامیکی

حدود تغییرشکل از جدول 2-5 بدست می آید.

جدول ۲-۵- معیار پذیرش برای روشهای غیر خطی

معیارهای پذیرش			جزء / تلاش
تغییر شکل پلاستیک			
CP	LS	IO	مهاربند کمانش تاب در فشار
$13/3 \Delta_y$	$10 \Delta_y$	$3 \Delta_y$	

۲-۸- ارزیابی کیفیت مهاربند کمانش تاب به کمک آزمونهای چرخه ای

این بخش الزامات ارزیابی آزمونهای چرخه ای مهاربندها به تنهایی و مجموعه دارای مهاربند را شامل می‌شود. هدف از انجام آزمون بررسی رفتار و ارزیابی مقدار مقاومت و تغییر شکلها با ضوابط ارائه شده می باشد. علاوه بر این مقدار نیروی حداکثر مهاربند را برای طراحی سایر اجزا تعیین می کند. آزمونها نشان می دهد که رفتار هیسرسیس سیستم دارای مهاربندی با رفتار مهاربندهای تکی که تحت نیروی محوری قرار دادند مطابقت دارد.

۲-۸-۱ نمونه سیستم مهاربندی

نمونه های آزمون باید الزامات زیر را برآورده سازند:

- ۱) نیازهای تغییرشکل دورانی بر روی نمونه های آزمون مهاربند باید بزرگتر یا مساوی نمونه های اصلی باشد.
- ۲) مقاومت تسلیم محوری هسته P_{YSC} در نمونه های آزمون نباید کمتر از نمونه اصلی باشد در حالی که در هر دو حالت مقاومتها از حاصلضرب سطح مقطع هسته ASC در مقاومت تسلیم (بدست آمده از کوین کششی) بدست می آید.
- ۳) شکل سطح مقطع و جهت قرارگیری هسته فولادی در نمونه آزمون باید مطابق نمونه واقعی باشد.
- ۴) روش طراحی نمونه آزمون باید مطابق نمونه واقعی باشد.
- ۵) ضرایب اطمینان محاسبه شده در طراحی اتصالات نمونه اصلی، پایداری هسته، کمانش کلی و سایر جزئیات شامل ورق اتصال باید بیشتر یا برابر با مقادیر در نظر گرفته شده برای نمونه آزمون باشد
- ۶) مهار جانبی نمونه آزمون مشابه مهار جانبی نمونه اصلی باشد.
- ۷) فرایند ساخت و کنترل کیفیت نمونه آزمون و مدل اصلی باید مشابه باشد.

۲-۸-۲ نمونه آزمون مهاربند تکی

نمونه های آزمون باید از نظر مصالح، روشهای ساخت، طراحی و جزئیات مشابه نمونه واقعی باشد.

۲-۸-۳ طراحی نمونه ها

روش طراحی نمونه آزمون باید مطابق نمونه واقعی باشد و الزامات زیر را برآورده نماید.

- ۱) ضرایب اطمینان محاسبه شده در طراحی اتصالات نمونه اصلی، پایداری هسته، کمانش کلی باید برابر یا بیشتر از مقادیر در نظر گرفته شده برای نمونه آزمون باشد

۲) حاشیه اطمینان برای در نظر گرفتن تفاوت بین خواص مصالح شامل تنش نهایی و تسلیم و ازدیاد طول نهایی و سختی می باشد.

۲-۸-۴ ساخت نمونه ها

فرایند ساخت و کنترل کیفیت نمونه آزمون و مدل اصلی باید مشابه باشد.

۲-۸-۵ مشابهت نمونه های آزمون مهاربند و نمونه واقعی

- ۱) شکل سطح مقطع و جهت قرارگیری هسته فولادی در نمونه آزمون باید مطابق نمونه واقعی باشد.
- ۲) مقاومت تسلیم محوری هسته PYSC نمونه های مورد آزمون نباید کمتر از ۵۰٪ و بیشتر از ۱۲۰٪ نمونه های واقعی باشد. در حالی که در هر دو حالت مقاومتها از حاصلضرب سطح مقطع هسته ASC در مقاومت تسلیم (بدست آمده از کوپن کششی) بدست می آید.
- ۳) مصالح، روش و درز بین هسته و جز مهاربند در نمونه آزمون باید مطابق نمونه واقعی باشد.

۲-۸-۶ جزئیات اتصال

جزئیات اتصال در نمونه های مهاربند باید تا حد ممکن مشابه نمونه واقعی باشد.

۲-۸-۷ مصالح

- ۱) هسته فولادی
- تنش تسلیم حداقل مشخصه در نمونه های مهاربند باید مشابه نمونه واقعی باشد.
- تنش تسلیم اندازه گیری شده مصالح هسته فولادی در آزمون مهاربند باید حداقل ۹۰٪ نمونه اصلی که از کوپنهای کششی بدست آمده باشد.
- تنش و کرنش نهایی حداقل مشخصه نمونه مهاربند نباید بیشتر از نمونه واقعی باشد.
- ۲) مکانیزم مهار کمانش
- مصالح به کار رفته در کنترل کمانش باید مشابه نمونه واقعی باشد

۲-۸-۸ اتصالات

اتصالات جوشی، پیچی باید در نمونه های آزمون مشابه نمونه های واقعی باشد.

۲-۸-۹ تاریخچه بارگذاری

نمونه آزمون باید تحت بار چرخه ای قرار گیرد. هر چرخه باید شامل یک چرخه کامل کشش و فشار تا میزان تغییرمکان از پیش تعیین شده باشد.

۲-۸-۱۰ کنترل آزمون

آزمون باید با کنترل سطح تغییرمکان دورانی یا محوری Δ_b انجام شود.

۲-۸-۱۱ توالی بارها

بارها باید به صورتی به نمونه اعمال شود که تغییرمکانهای زیر ایجاد شود تغییرمکانها شامل تغییرمکان محوری هسته فولادی نمونه آزمون و نیاز تغییرمکان دورانی نمونه سیستم مهاربند می باشد.

(۱) چرخه بارگذاری در تغییرمکان متناسب با $\Delta_b = \Delta_{by}$

(۲) چرخه بارگذاری در تغییرمکان متناسب با $\Delta_b = 0.5\Delta_{bm}$

(۳) چرخه بارگذاری در تغییرمکان متناسب با $\Delta_b = 1\Delta_{bm}$

(۴) چرخه بارگذاری در تغییرمکان متناسب با $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$

(۵) چرخه بارگذاری در تغییرمکان متناسب با $\Delta_b = 2\Delta_{bm}$

(۶) چرخه های بارگذاری کامل اضافی در تغییرمکان متناسب با $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$ برای آزمون مهاربند به منظور بدست آوردن تغییر مکان محوری غیر الاستیک تجمعی حداقل ۲۰۰ برابر تغییرمکان تسلیم

Δ_{bm} برابر با تغییرمکان متناسب با تغییرمکان نسبی طراحی طبقه برحسب میلیمتر

Δ_{by} برابر با تغییرمکان در اولین نقطه تسلیم نمونه آزمون

تغییرمکان نسبی طراحی طبقه نباید کمتر از ۰/۰۱ برابر ارتفاع طبقه برای محاسبه Δ_{bm} در نظر گرفته شود.

۲-۸-۱۰ معیار پذیرش

حداقل یک نمونه سیستم مهاربند و یک نمونه بادبند باید تحت آزمون قرار گیرد. تمامی آزمونها باید الزامات زیر را برآورده نمایند.

(۱) نمودار بار - تغییرمکان رفتار تکراری پایدار با سختی افزاینده را نشان می دهد.

(۲) هیچگونه ناپایداری مهاربند یا گسیختگی اتصال انتهای مهاربند نباید ایجاد شود.

(۳) در آزمون مهاربند برای هر چرخه ای که تغییرمکان آن بزرگتر از Δ_{by} باشد مقدار حداکثر نیروی فشار و کشش نباید کمتر از مقدار مقاومت اسمی هسته باشد.

(۴) در آزمون مهاربند برای هر چرخه ای که تغییرمکان آن بزرگتر از Δ_{by} باشد نسبت حداکثر نیروی فشاری به حداکثر نیروی کششی نباید بیشتر از ۱/۳ باشد.

فصل سوم

مطالعات آزمایشگاهی

۳-۱ نمونه اول آزمایشگاهی مهاربند کمانش تاب

با توجه به امکانات آزمایشگاهی نمونه‌ی مهاربند کمانش تاب درون یک قاب ۳*۳ شکل ۱-۰ قرار گرفت. این نمونه برای باررفت و برگشتی 60 ton طراحی شده است که با توجه به جانمایی مهاربند نیروی محوری مهاربند برابر می‌شود با:

$$P_{ult}=60 \div \sin 45^{\circ}=84.6 \text{ ton} \quad (3-1)$$

بدون در نظر گرفتن ضرایب طراحی آیین‌نامه‌ای و با فرض تنش حد نهایی فولاد ساختمانی برابر با 3700 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع، سطح مقطع موردنیاز مهاربند برابر است با:

$$A_{req}=84.6 \div 3.7=23 \text{ cm}^2 \quad (3-2)$$

با در نظر گرفتن ضریب اطمینان و امکان خطا در تجهیزات آزمایشگاهی و به منظور اطمینان از رسیدن به تنش حد نهایی مهاربند میزان سطح مقطع هسته مهاربند ۲۰ سانتی‌متر مربع فرض گردید. در این حالت حد نهایی نیروی محوری مهاربند برابر ۷۴ تن است. به دلیل اینکه مهاربند به منظور آزمایش در آزمایشگاه طراحی می‌شود و هدف نهایی بررسی رفتار هیستریزیس مهاربند است، در طراحی مهاربند، تنها ظرفیت نهایی آن مدنظر قرار گرفت و الزامات آیین‌نامه‌ای مربوط به تغییر مکان و کرنش بیشینه لحاظ نشده است.

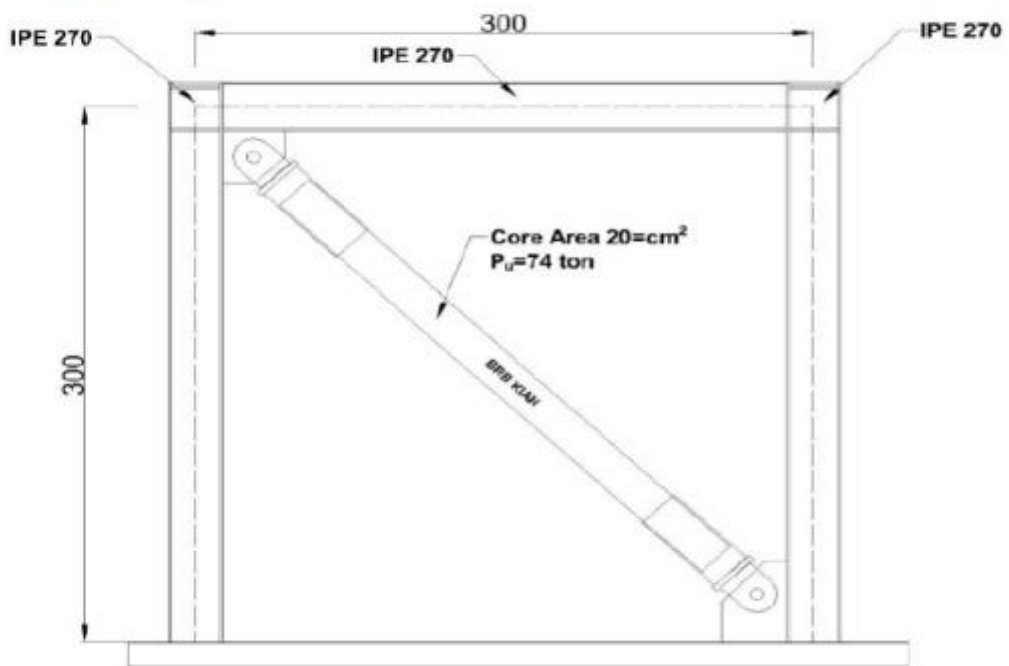


شکل ۱-۰: قاب همراه مهاربند کمانش تاب

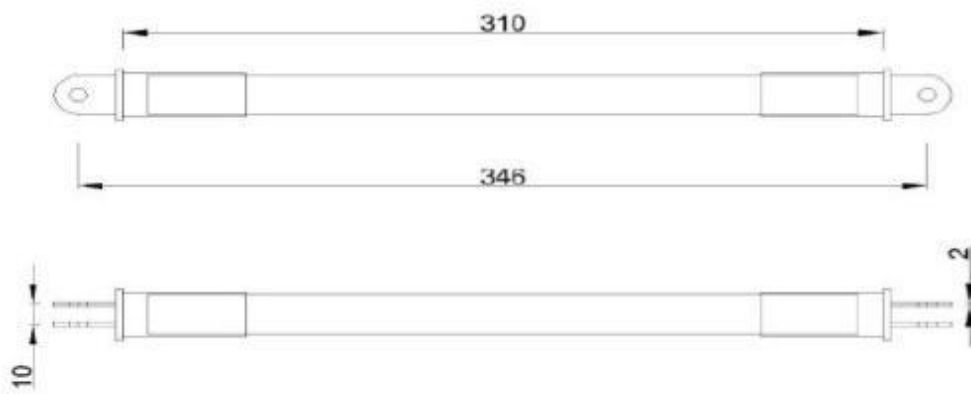
مهاربندهای کمانش تاب معمول از هسته فولادی جهت تسلیم، غلاف فولادی جهت جلوگیری از کمانش، بتن و فضای خالی تشکیل می‌شوند. هسته می‌تواند مقاطعی همچون ورق مسطح، T شکل و یا صلیبی شکل باشد. هسته باید طوری ساخته شود که بتواند چرخه‌های پایدار را ایجاد کند. هسته مهاربند مانند نمونه‌کششی دارای ناحیه جاری شدن با مقطع کاهش یافته در قسمت میانی طول خود است. بدین ترتیب می‌توان اطمینان حاصل کرد که رفتار غیر الاستیک به ناحیه‌ای از مهاربند که در برابر کمانش مقید شده است محدود می‌گردد. ناحیه تسلیم باید دارای سطح مقطع ثابت باشد به طوری که کرنش پلاستیک به صورت یکنواخت در امتداد طول تسلیم توزیع شود. علاوه بر این انتخاب طول تسلیم باید به صورتی باشد که کرنش‌های اضافی مهاربند منجر به شکست هسته نشود. در خارج از ناحیه تسلیم سطح مقطع در ناحیه انتقالی افزایش پیدا می‌کند در این نواحی نیز به طور نسبی از کمانش جلوگیری می‌شود اما پس از اینکه ناحیه تسلیم دچار سخت شدگی کرنشی می‌شود همچنان الاستیک باقی می‌ماند. این ناحیه به دلیل سطح مقطع بزرگ‌تر دچار تسلیم نمی‌شود. ناحیه اتصال در هر دو انتهای مهاربند برای جلوگیری از کمانش موضعی و سهولت اجرای جوش و پیچ به تیرها و ستون‌های اطراف تقویت می‌شوند. برای حذف کمانش کلی در فشار، هسته فولادی درون غلافی از جنس فولاد قرار می‌گیرد و درون این غلاف با بتن پر می‌شود.

قبل از ریختن بتن، یک فاصله، بین هسته فولادی و بتن، برای کمینه کردن یا کاهش انتقال نیروی محوری از هسته فولادی به غلاف و بتن در نظر گرفته می‌شود. در این فاصله از موادی مثل لاستیک‌ها، پلی‌اتیلن، گریس، سیلیکون و یا نوار ماستیک می‌توان بهره برد. ضخامت و قابلیت این مواد باید به اندازه کافی بزرگ باشد تا برای انبساط هسته تسلیم شونده در فشار جای خالی وجود داشته باشد ولی اگر این فضای خالی بیش از حد بزرگ باشد دامنه کمانش و خمیدگی مربوط به هسته مرکزی فولادی زیاده‌تر شده و باعث می‌شود عمر مهاربند بر اثر خستگی کاهش یابد. از طرف دیگر اثر پواسون نیز باعث می‌شود هسته فولادی تحت فشار منبسط شده‌ی بتن قرار گیرد که در حقیقت فضای خالی بین هسته فولادی و بتن برای کاهش اثرات این افزایش حجم در نظر گرفته شده است. در شکل ۲-۰ شکل کلی مهاربند کمانش تاب و ابعاد نمونه اول مورد آزمایش نشان داده شده است.

Setup detail:



BRB detail:



Gusset and connection detail:



BRB speciman



شکل ۲-۰: ابعاد نمونه

به منظور استفاده حداکثر از ظرفیت مهاربند در تحمل نیروی جانبی همچنین به جهت الاستیک ماندن قاب و پلاستیک شدن مهاربند کمانش تاب، اتصال قاب به کف، مفصلی در نظر گرفته شده است. برای اتصال کف ستون به صفحه تکیه‌گاه از جوش گوشه با بعد ۴ میلی‌متر استفاده شده است و صفحه تکیه‌گاه با پیچ و نبشی به منظور مقاومت بیشتر به تکیه‌گاه همانند شکل ۳-۰ متصل شده است. تکیه‌گاه نیز با پیچ‌های پر مقاومت به تیر کف متصل شده است. اتصال تیر و ستون نیز مفصلی در نظر گرفته شده است اما به منظور جلوگیری از حرکت خارج از صفحه دو تیر به‌عنوان مهار جانبی در تراز فوقانی قاب گذاشته شده است.



شکل ۳-۰: جزئیات تکیه‌گاه مفصلی

۳-۱-۱ مشخصات مصالح

برای هسته از ورق به ضخامت ۲۵ میلی‌متر و عرض ۸ و ۲۱ سانتی‌متر به ترتیب در ناحیه تسلیم و اتصال مانند شکل ۱-۰ و برای غلاف پیرامونی هسته از قوطی فولادی به ابعاد ۲۵*۲۵ سانتی‌متر و ضخامت ۴ میلی‌متر استفاده شده است. مشخصات و ابعاد مصالح فولادی در جدول ۱-۳ و مشخصات بتن مصرفی در جدول ۲-۳ آورده شده است.

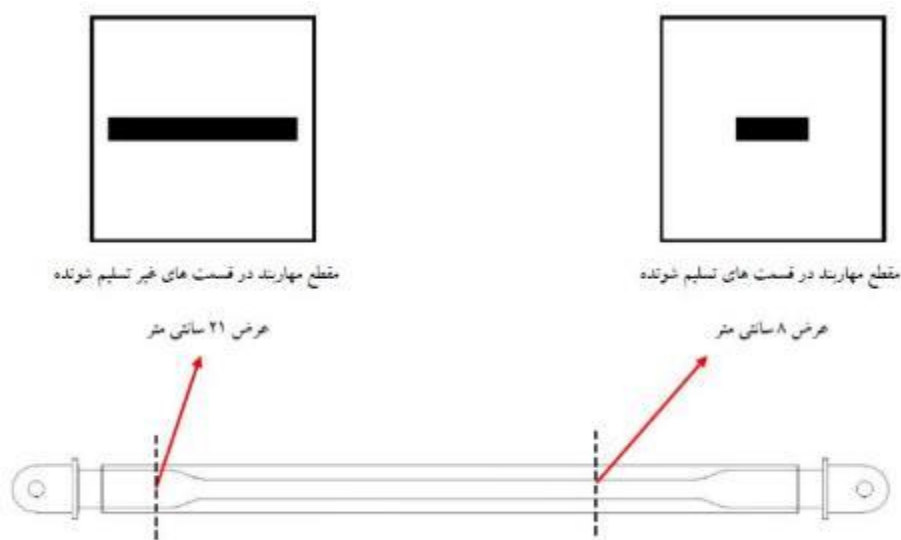
جدول ۱-۰ مشخصات مصالح فولادی

تنش تسلیم فولاد (Fy (Mpa)	مدول یانگ (E (Mpa)	عرض (b (cm)	ضخامت (t (cm)
235	210000	8	2.5
235	210000	25	0.4

جدول ۲-۰: مشخصات بتن مصرفی

مقاومت فشاری (f' c (Mpa)	مدول یانگ (E (Mpa)	چگالی (γc (KN/m3)
--------------------------	--------------------	-------------------

		مشخصه بتن
24.0277	22912.878	21



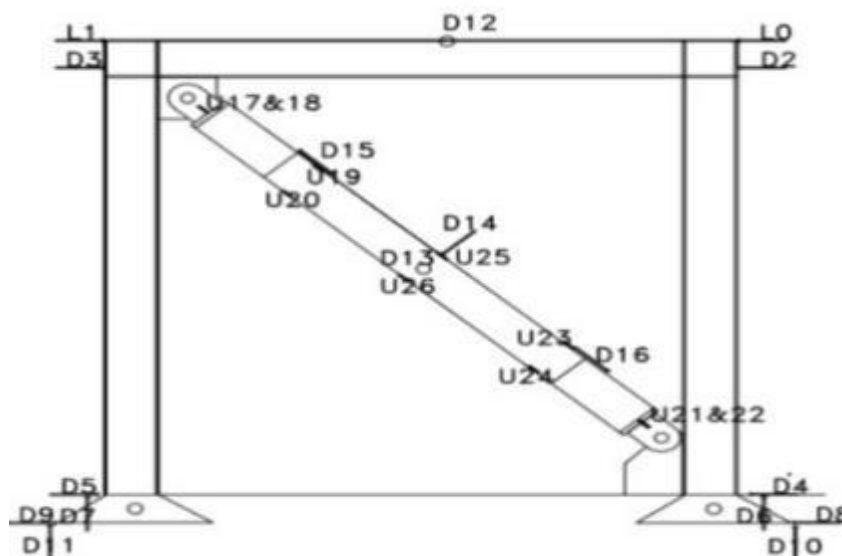
شکل ۱-۰: جزئیات ابعاد هسته

۳-۱-۲ چیدمان آزمایش

شکل ۱-۰ و شکل ۲-۰ نمای کلی و نحوه چیدمان کرنش سنج‌ها و تغییر مکان سنج‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۰: نمای کلی نمونه مورد آزمایش



شکل ۲-۰: نقشه ابزار گذاری آزمایش

همان‌طور که در شکل ۱-۰، نشان داده شده است مهاربند بین دو پایه قائم موجود در آزمایشگاه قرار گرفته و جک‌های هیدرولیکی، بار یا جابجایی موردنظر را در تراز تیر فوقانی نمونه به آن وارد می‌کنند. همچنین در این شکل موقعیت پروفیل‌هایی که تأمین‌کننده مهار جانبی تیر فوقانی نمونه‌ها بوده و از تغییر شکل خارج از صفحه آن جلوگیری می‌کند، نشان داده شده است. در شکل ۲-۰، ابزار گذاری و نحوه چیدمان کرنش‌سنج‌ها و تغییر مکان‌سنج‌ها نشان داده شده است. لازم به ذکر است که برای نمایش جک واردکننده بار، تغییر مکان‌سنج و کرنش‌سنج به ترتیب از حروف L، D و U استفاده شده است.

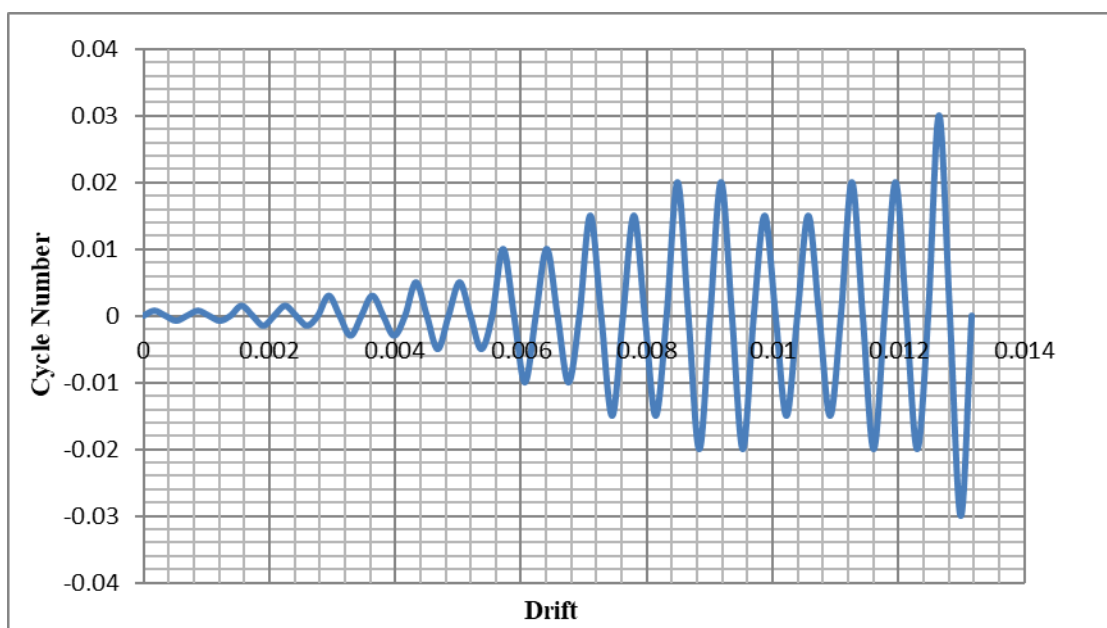
۳-۱-۳ بار گذاری آزمایش

برای شبیه سازی بار زلزله و همچنین بررسی رفتار رفت و برگشتی نمونه پروتکل AISC341-16 به کار گرفته شده است. این پروتکل که اساساً برای سازه‌های فولادی ایجاد شده، جزء اولین پروتکل‌های رسمی‌ای است که برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای اجزا با به کارگیری تاریخچه بار گذاری رفت و برگشتی مورد استفاده قرار گرفته است. در این پروتکل بار گذاری با اعمال جابجایی انجام می‌شود. بار محوری تحت بار گذاری کنترل شده بر اساس جابجایی ۵۱ به منظور کنترل کردن جابجایی در طول آزمایش به نمونه وارد شده است. جابجایی افقی حداکثر در بالای تیر با استفاده از جک‌های هیدرولیکی مطابق شکل ۳-۳ وارد شده است. روند تشریح بار گذاری در جدول ۳-۳ نشان داده شده است. در طی فرآیند بار گذاری توسط جک‌های هیدرولیکی، مقادیر بار اعمالی و جابجایی قاب به صورت پیوسته اندازه‌گیری شده است. به علاوه کرنش‌سنج‌ها و تغییر مکان‌سنج‌های نصب شده مقدار تغییر شکل را در نقاط مختلف قاب و مهاربند اندازه‌گیری کرده‌اند. این کرنش‌ها و جابجایی‌ها به‌طور پیوسته توسط دستگاه داده نگار ضبط شده‌اند (شکل ۳-۱۰).

⁵¹ displacement control

جدول ۳-۰: سیکل‌های آزمایش

Cycle Number	Drift(mm)	Cycle Number	Drift(mm)
1	±2.25	11	±45
2	±2.25	12	±45
3	±4.5	13	±60
4	±4.5	14	±60
5	±9	15	±45
6	±9	16	±45
7	±15	17	±60
8	±15	18	±60
9	±30	19	±90
10	±30		



شکل ۱-۰: روند بارگذاری با کنترل جابجایی

در طی فرآیند بارگذاری توسط جک‌های هیدرولیکی، مقادیر بار اعمالی و جابجایی قاب به صورت پیوسته اندازه‌گیری شده است. به علاوه کرنش‌سنج‌ها و تغییر مکان‌سنج‌های نصب‌شده مقدار تغییر شکل را در نقاط مختلف قاب و مهاربند اندازه‌گیری کرده‌اند. این کرنش‌ها و جابه‌جایی‌ها به‌طور پیوسته توسط دستگاه داده نگار مطابق شکل ۲-۰ ضبط شده‌اند.



شکل ۲-۰: دستگاه داده نگار

۳-۱-۴ مشاهدات آزمایش

از جمله مزیت‌های مهاربندهای کمانش تاب رفتار چرخه‌ای متقارن آن در کشش و فشار و خاصیت جذب انرژی آن است که در حین آزمایش توجه ویژه‌ای به آن شده است. با افزایش جابجایی، نیرو و مقاومت مهاربند و جذب انرژی مهاربند کمانش تاب در کشش و فشار به وضوح مشاهده گردید. در حین آزمایش در سیکل ۱۰ با دریفت ۳۰ میلی‌متر تغییر شکل ورق صفحه اتصال و از بین رفتن خروج از مرکزیت آن مطابق شکل ۱-۰ قابل مشاهده است. در سیکل ۱۳ با دریفت ۶۰ میلی‌متر تسلیم بال ستون و در سیکل ۱۶ با دریفت ۴۵ میلی‌متر تسلیم جان ستون و بال تیر روی داد که در شکل ۲-۰ آورده شده است. همچنین با افزایش روند بارگذاری، افزایش ظرفیت مهاربند در کشش و فشار در شکل ۳-۰، مشهود بود. در نهایت در سیکل ۱۹ در جابجایی ۵۵/۹۵ میلی‌متر در فشار با خرابی تکیه‌گاه بارگذاری بدون آسیب دیدن مهاربند و قاب متوقف شد که حاکی از مقاومت بالای مهاربندهای کمانش تاب و عملکرد مطلوب آن در بارگذاری‌های رفت و برگشتی است که در شکل ۴-۰ قابل مشاهده است. در خرابی تکیه‌گاه افت مقاومت ورق در اثر حرارت ناشی از جوشکاری بی‌تأثیر نمی‌باشد. در سیکل ۱۷ قاب نیروی طراحی ۶۰ تن را در جابجایی ۶۸/۷۶ میلی‌متر در فشار تحمل کرد که سالم ماندن قاب و مهاربند در انتهای آزمایش نشان‌دهنده‌ی این است که مقاومت نمونه بیشتر از بار طراحی است.



شکل ۱-۰: تغییر شکل ورق صفحه اتصال و از بین رفتن خروج از مرکزیت



شکل ۲-۰: تسلیم جان و بال ستون



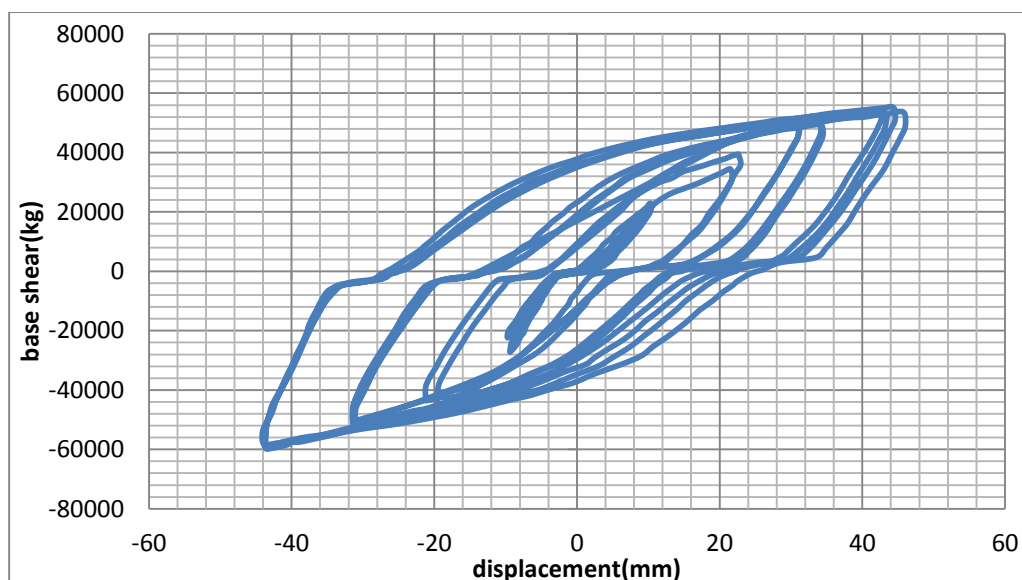
شکل ۳-۰: افزایش ظرفیت مهاربند



شکل ۴-۰: خرابی تکیه‌گاه در انتهای آزمایش

۳-۱-۵ رفتار هیستریزیس نمونه‌ها

ویژگی اصلی مهاربندهای کمانش تاب رفتار متعادل چرخه‌ای آن در طول تسلیم در کشش و فشار از طریق جلوگیری از کمانش هسته است. این پاسخ ذاتی متعادل رفتار چرخه‌ای که منجر به خاصیت اتلاف انرژی بالا نیز می‌شود مهاربندهای کمانش تاب را به‌عنوان یک سیستم مناسب برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای معرفی می‌کند. منحنی رفتار هیستریزیس نمونه در شکل ۱-۰ نشان داده شده است. تقارن منحنی در فشار و کشش و همچنین افزایش سطح زیر نمودار در جابه‌جایی‌های بالا که نشان‌دهنده اتلاف انرژی بالا می‌باشد در این شکل کاملاً مشهود است.



شکل ۱-۰: منحنی هیستریزیس نمونه

۳-۱-۶ تحلیل رفتار نمونه

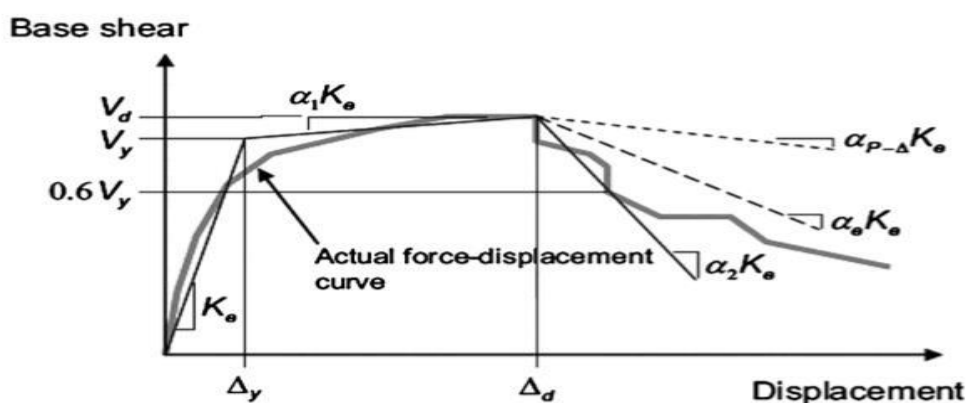
جهت مقایسه برخی خواص سازه‌ای نظیر سختی، مقاومت، شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار لازم است تا منحنی چندخطی نیرو - جابجایی بر منحنی پوش هر یک از نمونه‌ها برازش داده شود. برای استخراج منحنی چندخطی رفتار نمونه‌ها، روش‌های اشاره‌شده در آئین‌نامه‌ی [۴۴] ASCE41-13 مورد استفاده قرار گرفته است.

روش اشاره‌شده در آئین‌نامه ASCE41-13 برای محاسبه مقادیر سختی و مقاومت و شکل‌پذیری مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۳-۱-۷ چندخطی سازی رفتار نمونه‌ها

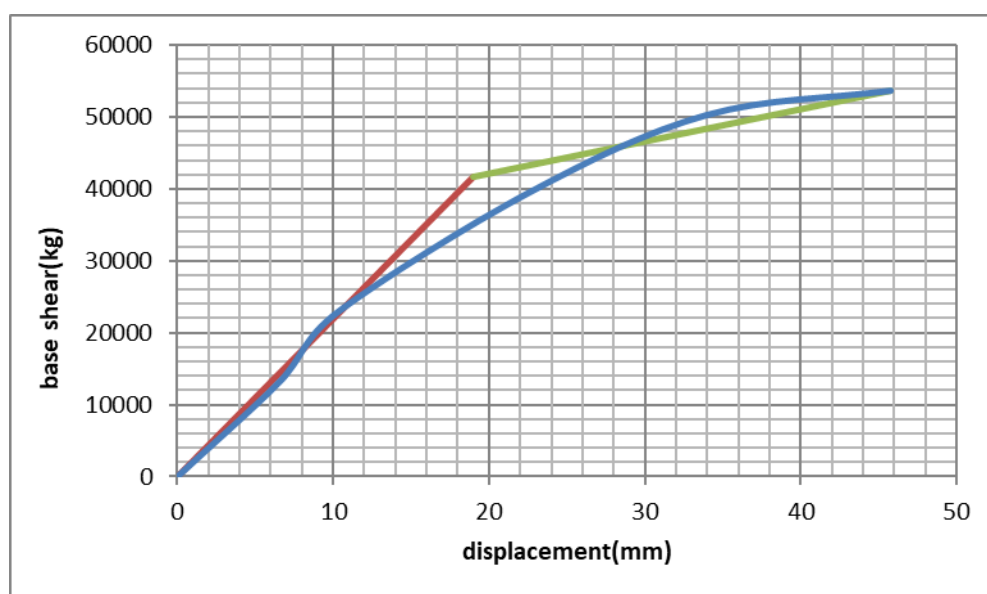
در شکل ۲-۰، راهکار ارائه‌شده در آئین‌نامه ASCE41-13 نشان داده شده است. در این روش منحنی حاصله سه خطی خواهد بود. خط اول منحنی چندخطی نیرو - جابجایی از مبدأ شروع شده و شبیهی برابر با سختی جانبی مؤثر، K_e ، دارد. سختی جانبی

مؤثر، K_e ، برابر است با سختی محاسبه شده برای نمونه در نیرویی معادل 60% مقاومت تسلیم مؤثر سازه مقاومت تسلیم مؤثر، V_y ، نبایست بزرگتر از برش پایه حداکثر قرائت شده در منحنی نیرو - جابجایی در هیچ نقطه‌ای باشد. دوم باید نمایانگر شیب مثبت پس از تسلیم ($\alpha_1 K_e$) باشد. این شیب با ترسیم خطی بین $(\Delta d, V_d)$ و نقطه‌ای از خط اول به دست می‌آید به نحوی که سطح زیر منحنی واقعی با منحنی دوخطی حاصله باهم برابر باشد. $(V_d, \Delta d)$ نقطه‌ای روی منحنی رفتار واقعی نمونه است که بیانگر نقطه هدف جابجایی، یا جابجایی معادل با حداکثر برش پایه هر کدام که کمتر است می‌باشد. خط سوم می‌بایست نمایانگر شیب منفی پس از تسلیم ($\alpha_2 K_e$) باشد که دو انتهای آن با نقطه‌های $(\Delta d, V_d)$ و نقطه‌ای که برش پایه به 60% مقاومت تسلیم مؤثر می‌رسد محدود می‌شود.

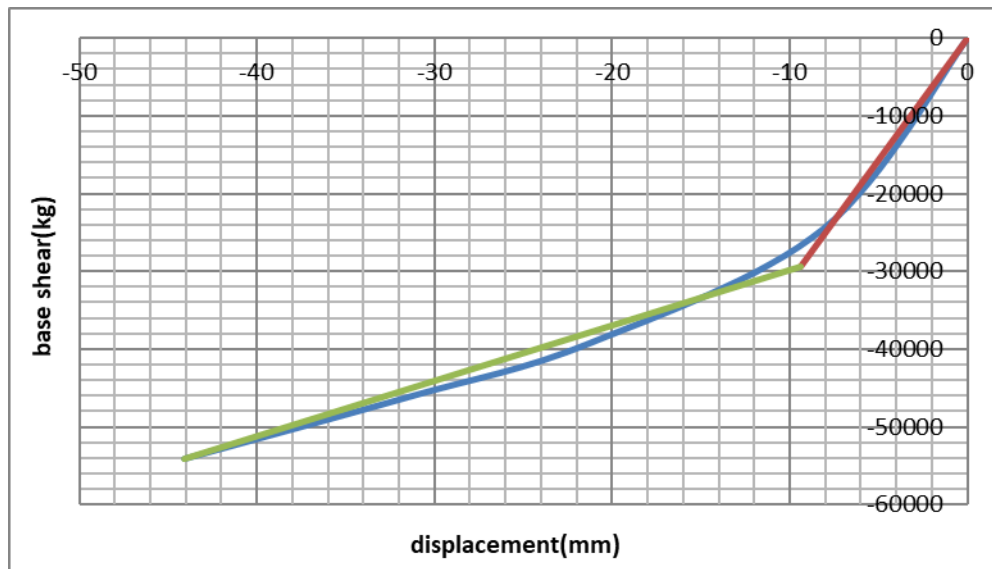


شکل ۲-۰: روش ارائه شده جهت چندخطی سازی رفتار نمونه‌ها طبق آیین‌نامه ASCE41-13

منحنی چندخطی رفتار نمونه در شکل‌های ۱۵-۳ و ۱۶-۳ نشان داده شده است.



شکل ۳-۰: منحنی پوش بخش مثبت حاصل از آزمایش بر اساس آئین نامه ASCE41-13



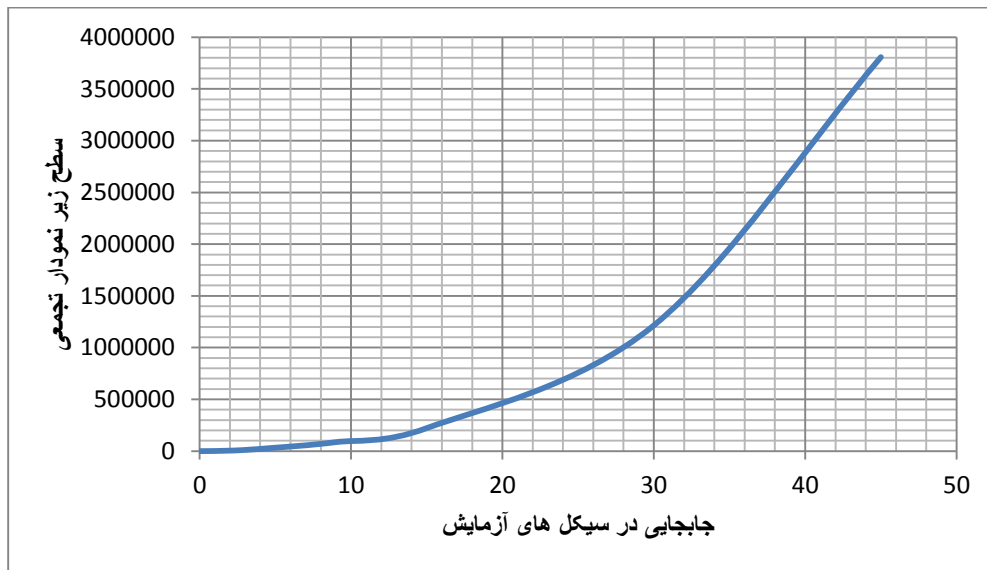
شکل ۴-۰: منحنی پوش بخش منفی حاصل از آزمایش بر اساس آئین نامه ASCE41-13

جدول ۴-۰: نتایج حاصل از نمودار

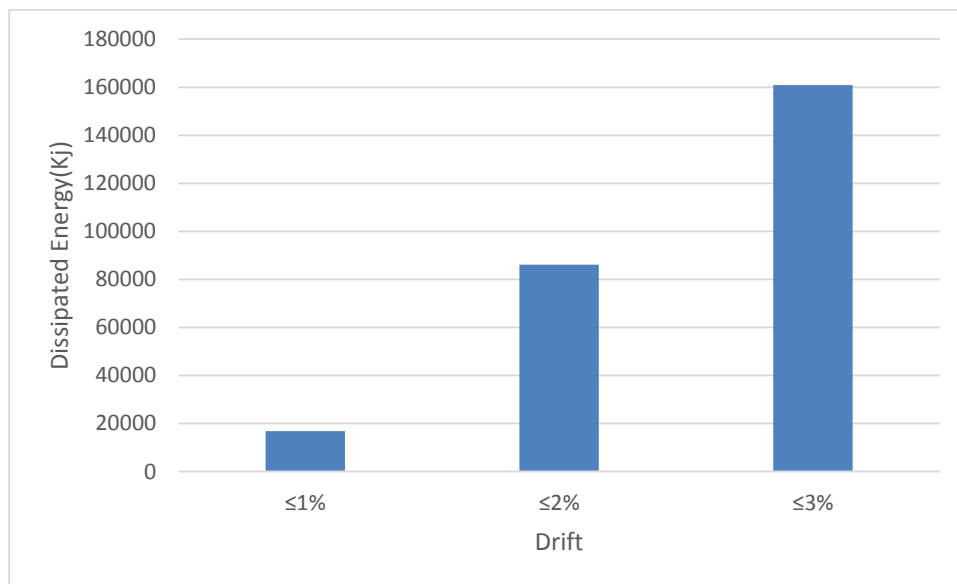
$\mu = \frac{\Delta m a}{x / \Delta y}$	مقاومت- تسلیم (KN)	حداکثر برش پایه (KN)	سختی مؤثر (KN/mm)	سختی اولیه (KN/mm)	
2.4087	41.77	53.601	21.984	20.126	بخش مثبت
4.695	-29.35	-54.036	31.273	30.21	بخش منفی نمودار

۸-۱-۳ قابلیت استهلاک انرژی

از آنجاکه قابلیت استهلاک انرژی از ویژگی‌های اصلی است که در سیستم‌های مقاوم باربر جانبی حائز اهمیت است، مقدار انرژی مستهلک شده (سطح زیر نمودار هیترزیس) محاسبه شده و به صورت تجمعی در مقادیر جابجایی متفاوت برای نمونه‌ها اندازه‌گیری شده است که در شکل ۵-۰ و شکل ۶-۰ نمودار آن آورده شده است.



شکل ۵-۰: منحنی استهلاک انرژی نمونه در جابه‌جایی‌های مختلف

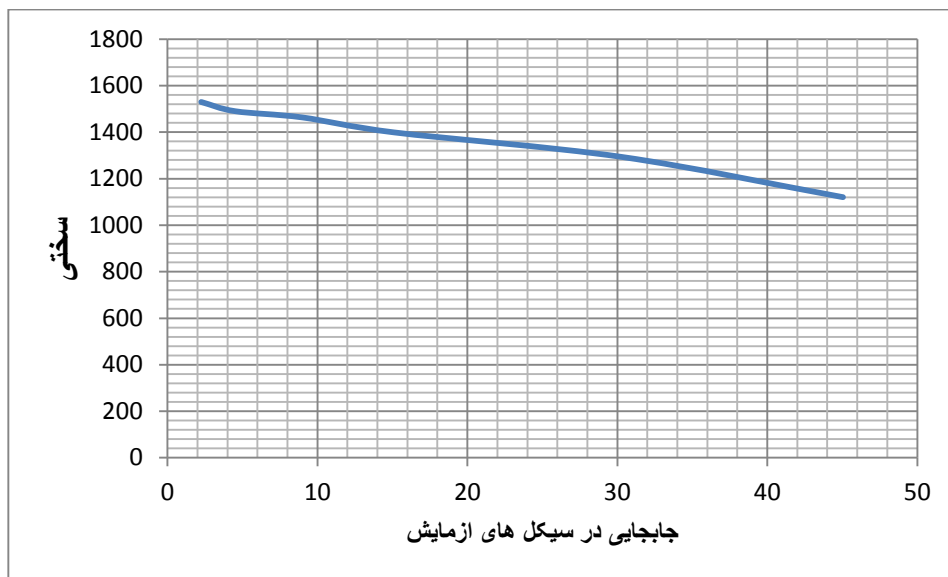


شکل ۶-۰: انرژی مستهلک شده تجمعی بر حسب تغییر مکان جانبی طبقه

طبق شکل‌های فوق قابلیت استهلاک انرژی بالای مهاربندهای کمانش تاب مشهود است. البته اثر خرابی‌های موضعی تکیه‌گاه منجر به کاهش استهلاک انرژی می‌شود. ویژگی‌های قاب نظیر سختی پیچشی ستون‌ها و پایداری ستون‌ها در برابر کمانش نیز در افزایش استهلاک انرژی بی‌تأثیر نمی‌باشد.

۹-۱-۳ سختی سکانت

کاهش سختی از ویژگی‌های مهمی است که به رفتار لرزه‌ای مربوط می‌شود که به دلیل تأثیر پیوند طبیعی سازه‌ها است. کاهش سختی را می‌توان به اثر رفتار غیرخطی مهاربندهای کماتش تاب نسبت داد. شکل ۶-۰ کاهش سختی سکانت نمونه را در روند بارگذاری به‌وضوح نمایش می‌دهد. برای هر سیکل آزمایش به صورت جداگانه خطی برازش شده به نحوی که نقطه بیشینه کششی را به نقطه کمیته فشاری متصل کند و شیب خط معادل سختی می‌باشد. سپس نمودار بر حسب جابجایی هر سیکل و مقدار سختی معادل آن (شیب خط) رسم می‌شود.

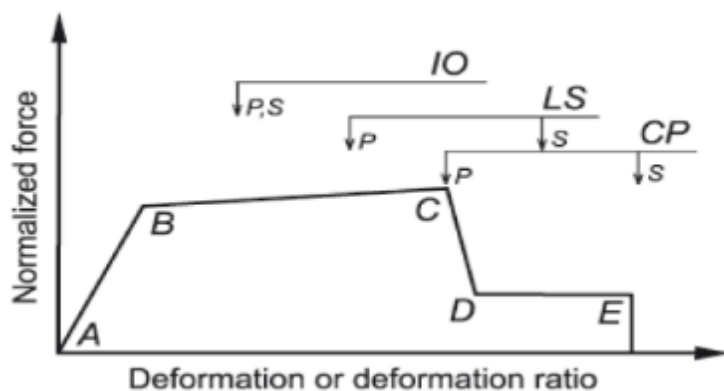


شکل ۶-۰: منحنی کاهش سختی نمونه در جابه‌جایی‌های مختلف

۱۰-۱-۳ ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی اعضا

در روند تحلیل خطی، مدل خطی الاستیک برای رفتار اعضا فرض شده و تأثیرگذاری جانبی بر روی این مدل بررسی می‌شود. در صورتیکه مدل، پاسخ غیرخطی از خود بروز دهد که البته در اغلب مواقع این اتفاق می‌افتد، بار جانبی و متعاقب آن نیروی داخلی اعضا از حد تسلیم فراتر می‌رود. اینکه تا چه حد نیروهای داخلی ایجاد شده در اعضا فراتر از نیروهای متناظر با تسلیم آن‌هاست به عنوان معیاری برای تعیین مقدار تغییر شکل‌های غیرخطی ایجاد شده در اعضا استفاده می‌شود. ضریب اصلاح مورد استفاده در معیار پذیرش اعضا و اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل که مبین قابلیت شکل‌پذیری جزء بوده و با نام m شناخته می‌شود که برای نمونه محاسبه می‌گردد.

نحوه محاسبه ضریب m بر اساس دستورالعمل ASCE41-13 در شکل ۳-۱۹ نشان داده شده است. بر اساس این دستورالعمل برای محاسبه ضریب m ، ابتدا حد مجاز تغییر شکل برای هر یک از حدود خدمت‌رسانی بدون وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) محاسبه شده، سپس نسبت این تغییر شکل به تغییر شکل متناظر با تسلیم (تغییر شکل نقطه B در شکل ۳-۱۹) تقسیم می‌شود. با ضرب کردن ضریب ۰,۷۵ در نسبت به دست آمده، مقدار ضریب m به دست می‌آید. برای نمونه مورد نظر این ضریب با توجه به منحنی دو خطی به دست آمده است.



شکل ۸-۰: پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه ضریب m

مقدار ضریب برای حدود IO، LS و CP برای نمونه به ترتیب برابر ۱،۷۸۵، ۲،۶۶۴ و ۳،۵۵۲ محاسبه شد.

$$m_{CP} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (۳-۳)$$

$$m_{LS} = 0.75 * m_{cp} \quad (۴-۳)$$

$$m_{IO} = 0.67 * m_{LS} \quad (۵-۳)$$

۳-۲ نمونه دوم آزمایشگاهی مهاربند کمانش تاب

نمونه دوم مهاربند مورد آزمون دارای مقطع گرد بوده که داخل آن هسته فولادی قرار گرفته است.

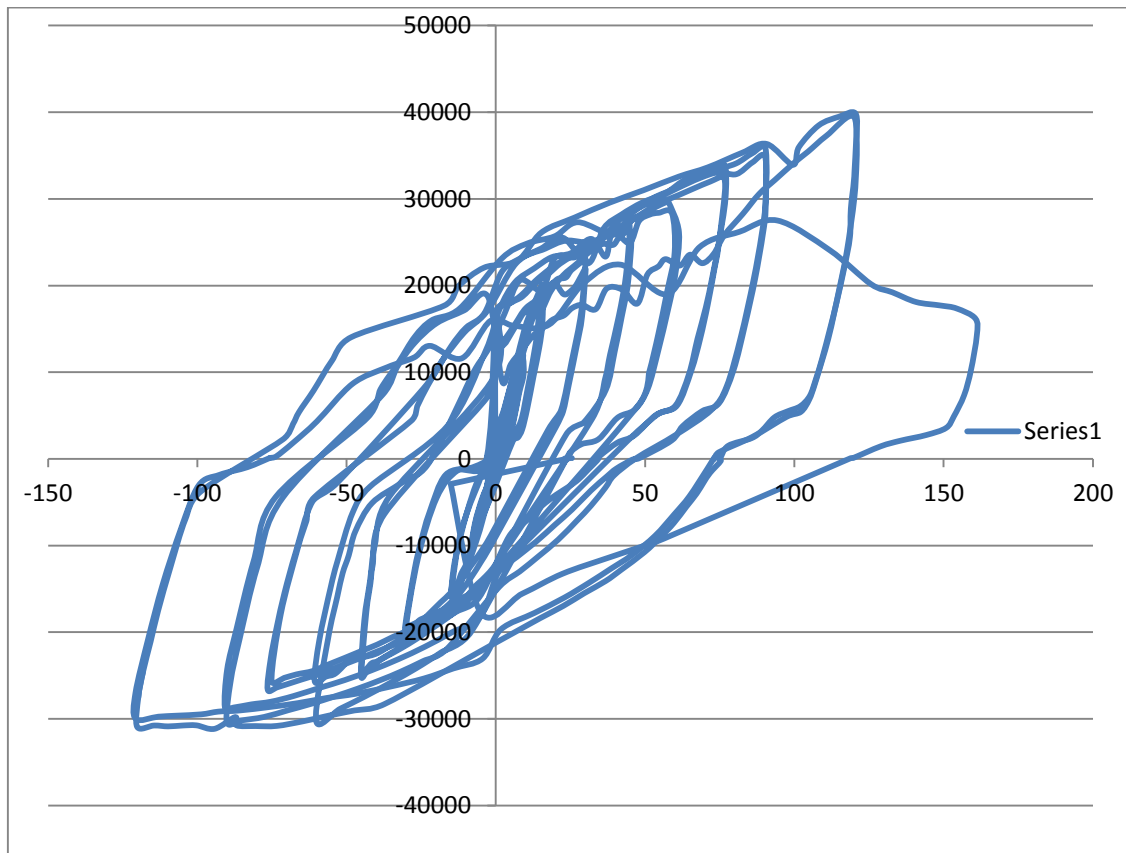
این نمونه تا ۵٪ دریفت را تحمل کرده که حاکی از مقاومت بالای مهاربند و عملکرد مطلوب آن در بارگذاری‌های رفت و برگشتی است. نمودار هیستریزیس بدست آمده در شکل ۳-۲۳ نشان داده شده است.



شکل ۳-۲۱ نمونه دوم مهاربند مورد آزمون



شکل ۳-۲۲ اتصالات انتهایی مفصلی



شکل ۳-۲۳ نمودار هیستریزیس مهاربند کمانش تاب

فصل چهارم

تحلیل اجزاء محدود

در این فصل مدل سازی و تحلیل عددی مدل هایی که در آزمایشگاه مورد مطالعه قرار گرفتند با استفاده از روش المان محدود بررسی می شود. نرم افزار آباکوس برای این منظور، مورد استفاده قرار گرفته است. مدل سازی اجزای قاب به صورت اجزای ساخته شده از ورق ها و مقاطع نوردشده، انجام شده تا امکان مشاهده مفاصل پلاستیک و کمانش های موضعی اجزای مختلف در مدل فراهم شود. همچنین با توجه به محصورشدگی هسته ی فولادی توسط بتن و غلاف فولادی حول آن امکان مشاهده راحت کمانش های موضعی در مدل آزمایشگاهی فراهم نبود، ولی در مدل سازی عددی کمانش های موضعی هسته فولادی به خوبی قابل مشاهده است.

۱-۴ فرآیند مدل سازی در نرم افزار اجزای محدود Abaqus

مدل سازی در نرم افزار اجزای محدود Abaqus شامل ۹ مرحله اساسی می باشد که در این قسمت مروری بر این مراحل صورت می گیرد.

مرحله اول: ایجاد هندسه مدل

در این قسمت از فرآیند مدل سازی هندسه مورد نظر برای مدل ترسیم می گردد. به همین منظور ابتدا باید نوع هندسه مدل به صورت یکی از حالت های سه بعدی، دوبعدی و متقارن محوری ایجاد گردد. سپس نوع رفتار عضو از نظر شکل پذیری و یا صلب بودن تعیین می گردد. در این قسمت امکانات جامعی برای مدل سازی اشکال مختلف هندسی به صورت سه بعدی، دوبعدی و یک بعدی وجود دارد. برای حل این مثال قطعات تیر و ستون و مهاربند می بایست به عنوان پارت های جداگانه ساخته شوند.

مرحله دوم: تعریف خصوصیات مصالح

خواص مربوط به مصالح تشکیل دهنده مدل در این مرحله تعیین و اختصاص داده می شود. با استفاده از امکانات موجود در این مرحله ابتدا خواص مکانیکی، حرارتی و برای هر یک از مصالح تعریف می گردد. پس از تعیین خواص ماده یا مواد، لازم است که

برای هر یک از مواد یک Section که در بردارنده خواص ماده مورد نظر است، ایجاد گردد. سپس هر یک از این Section ها به قطعه و یا قطعات مورد نظر اختصاص داده می شود. در این مطالعه کلیه قطعات با المان solid ساخته شده اند.

از سخت شوندگی کومباین ۵۲ (ترکیبی)، ترکیب ایزوتروپیک و کینماتیک جهت نمایش رفتار هسته‌ی فولادی مهاربند کمانش‌تاب و سخت شوندگی کینماتیک ۵۳ برای رفتار قاب و ایزوتروپیک ۵۴ برای غلاف فولادی و بتن در حالت پلاستیک استفاده شد.

در سخت شدگی به صورت ایزوتروپیک یا همسانگرد، سطح صفحه‌ی جاری شدن مصالح در تمام جهات به صورت یکنواخت افزایش و یا کاهش می‌یابد و هیچ‌گونه تغییری در شکل و مرکز آن رخ نمی‌دهد. این سخت شوندگی می‌تواند به صورت خطی و غیرخطی باشد.

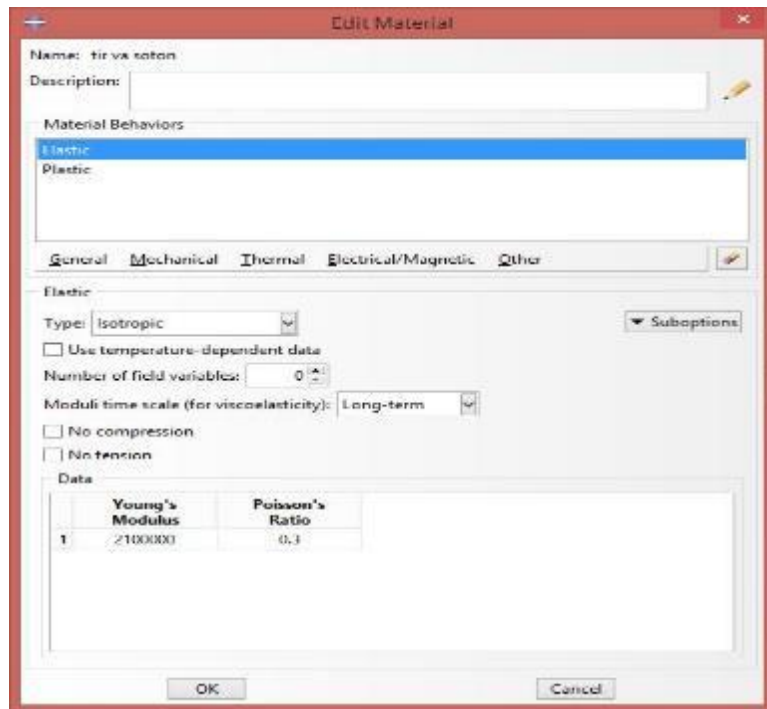
در سخت شدگی به صورت کینماتیک، مرکز صفحه جاری شدن مصالح تغییر کرده ولی تغییری در شکل و اندازه آن رخ نمی‌دهد. در سخت شدگی ترکیبی، که حاصل ترکیب سخت شوندگی ایزوتروپیک و کینماتیک است. مرکز صفحه جاری شدن مصالح و اندازه تغییر می‌کند.

پارامترهای مورد نیاز برای این مدل ضریب کشسانی فولاد (Es)، نسبت پواسون (ν)، تنش تسلیم (fy) و تنش کششی نهایی (fu) می باشند. مقدار ضریب کشسانی برای مصالح فولادی برابر $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ و مقدار ضریب پواسون برابر 0.3 در نظر گرفته شده است. نهایتاً نمودار تنش کرنش به دست آمده برای مصالح فولادی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار المان محدود Abaqus به صورت شکل ۱-۰ تعریف می گردد.

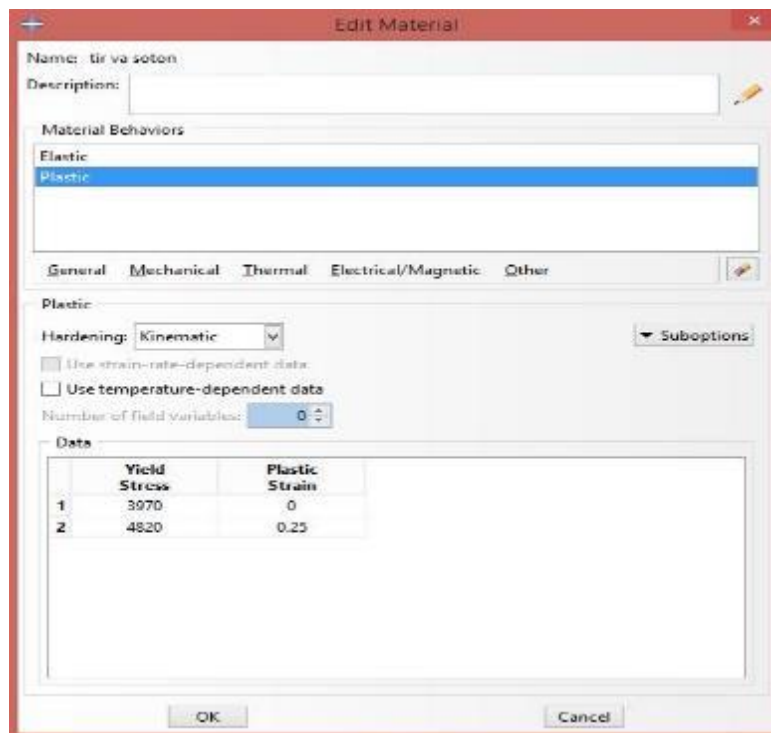
^{۰۲} Combined

^{۰۳} Kinematic

^{۰۴} Isotropic

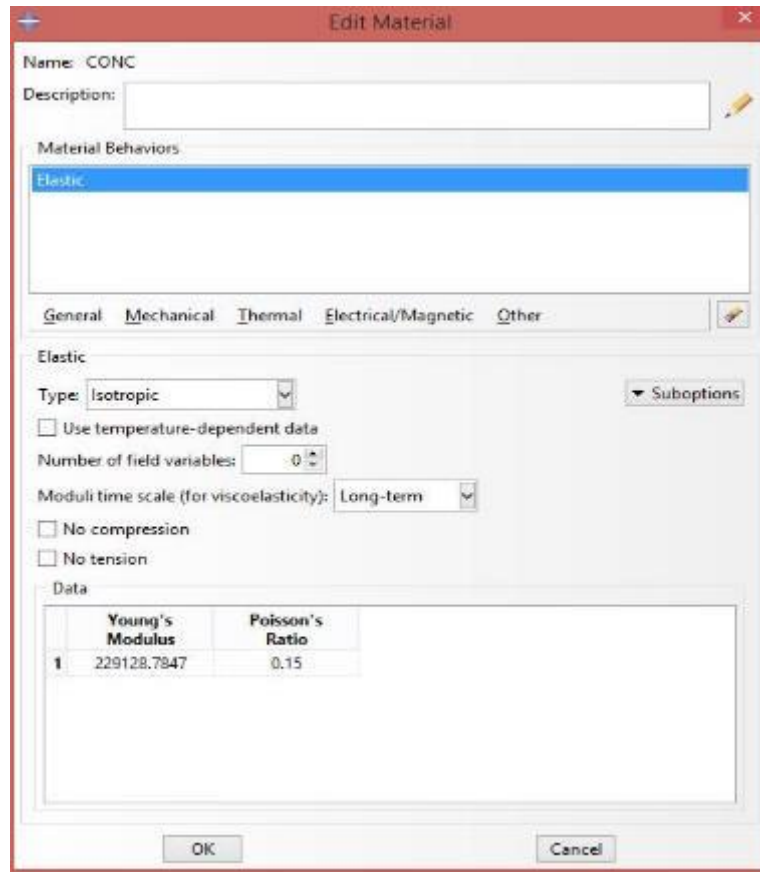


(الف)

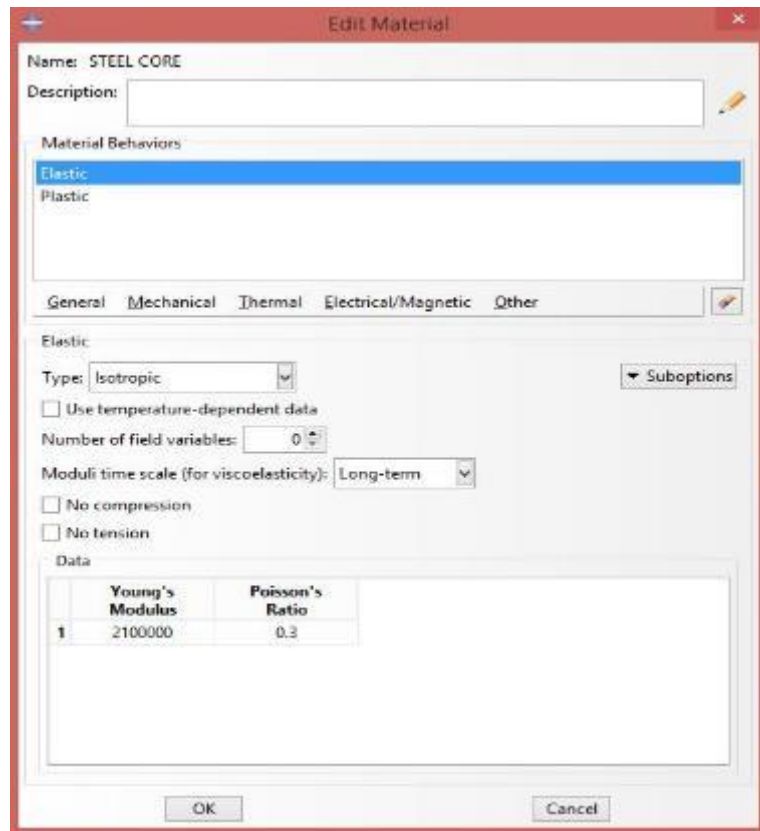


(ب)

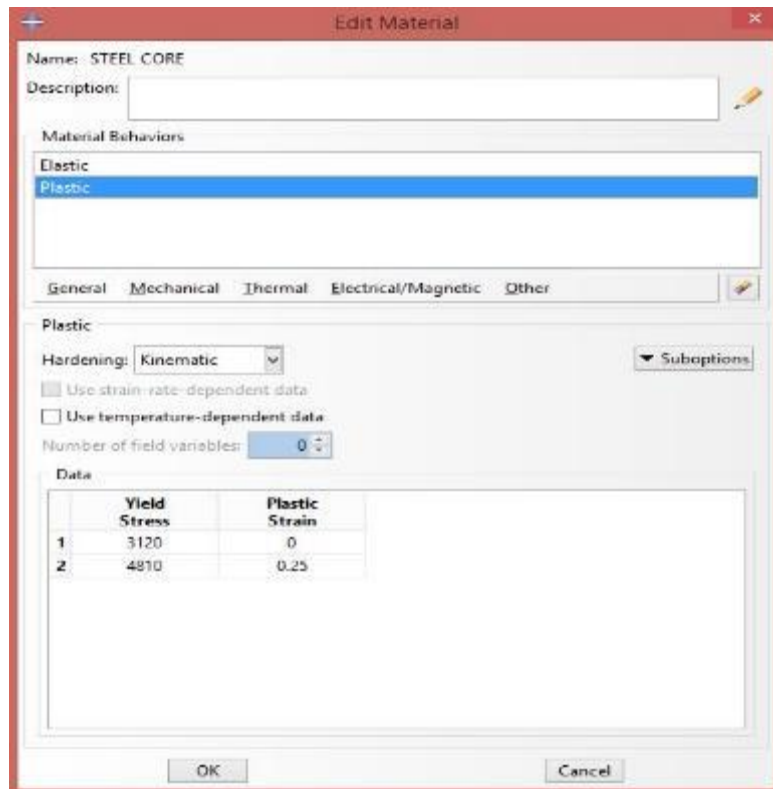
شکل ۱-۰: تعریف خصوصیات مصالح برای قاب الف) الاستیک ب) پلاستیک



شکل ۲-۰: تعریف خصوصیات مصالح برای بتن



(ف)

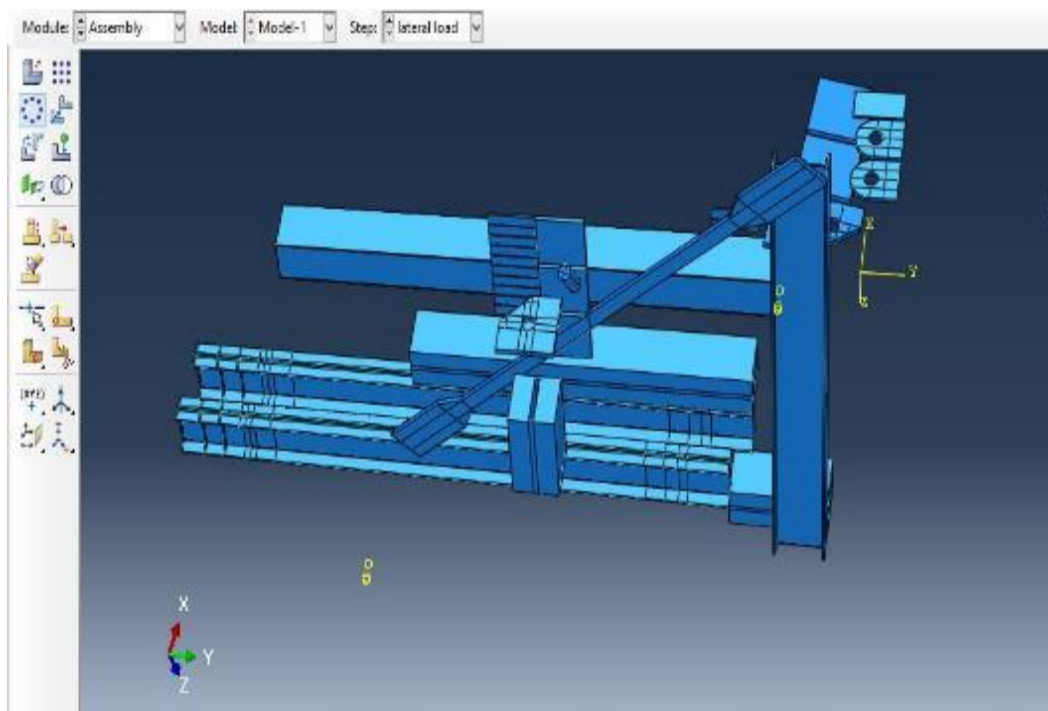


(ب)

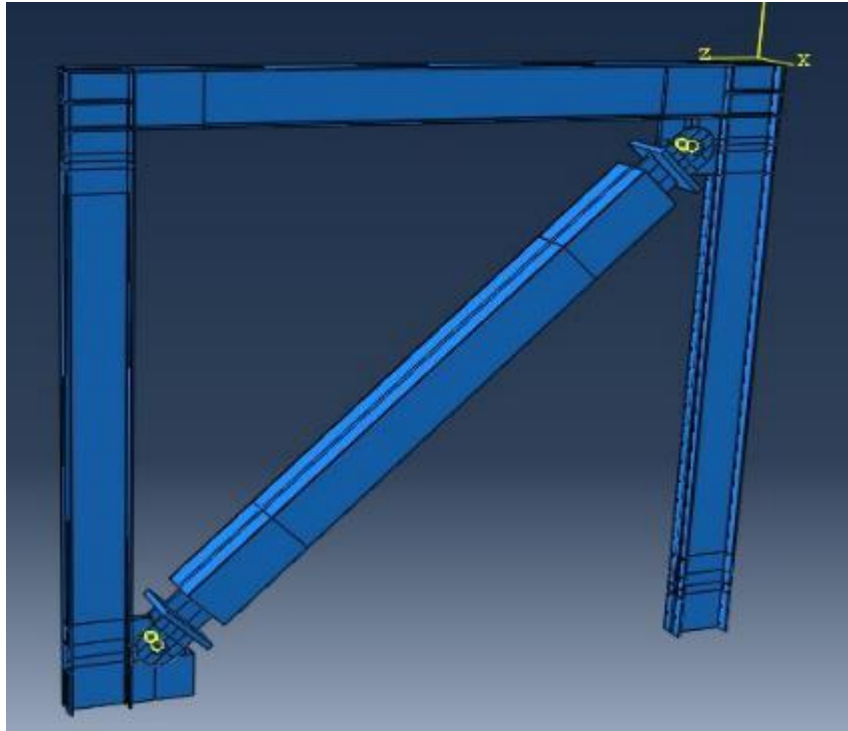
شکل ۳-۰: تعریف خصوصیات مصالح برای هسته فولادی (الف) الاستیک (ب) پلاستیک

مرحله سوم: مونتاژ اجزای تشکیل دهنده

در صورتیکه مدل از چندین قطعه تشکیل شده باشد، هر یک از آنها به صورت مجزا ترسیم خواهد شد. در این صورت در این مرحله قطعات وارد صفحه شده و در مختصات مورد نظر جایگذاری می‌گردد. سپس این اجزا به وسیله قیدهایی مناسب به یکدیگر متصل می‌گردند. همچنین در این مرحله امکاناتی برای ویرایش مدل تعبیه شده که شکل‌گیری مدل نهایی را امکان‌پذیر می‌سازد. هندسه کلی مدل عددی ساخته شده براساس نمونه آزمایشگاهی در شکل زیر آمده است.



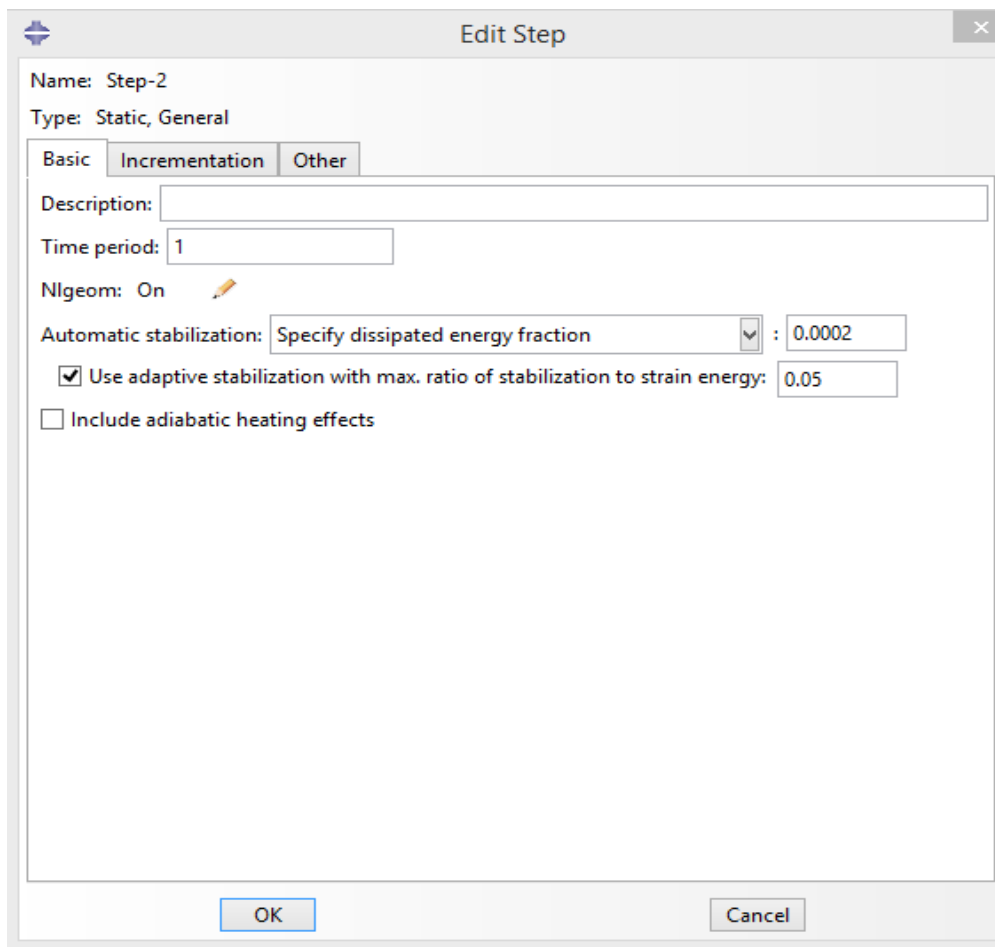
شکل ۴-۰: مدل المان محدود قبل از اسمبل کردن اجزاء



شکل ۵-۰: مدل المان محدود بعد از اسمبل کردن اجزاء

مرحله چهارم: تعیین مراحل حل

در این مرحله با توجه به نوع مسئله و نتایج خروجی، مراحل مورد نیاز برای تحلیل عددی تعریف می‌گردد. در این قسمت امکان انتخاب انواع مختلف تحلیل عددی نظیر استاتیکی، شبه استاتیکی، دینامیکی و غیره در دسترس می‌باشد. همچنین در این مرحله نوع و چگونگی نتایج خروجی مشخص می‌گردد. نوع نتایج خروجی به طور پیش فرض توسط نرم افزار انتخاب و ذخیره می‌گردد ولی برای جلوگیری از طولانی تر شدن مسئله و دستیابی به نتایج خاصی که مد نظر می‌باشد لازم است که تنها نتایج مورد نیاز در نرم افزار انتخاب گردد. در این مطالعه از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است.



شکل ۶-۰: مازول Step

مرحله پنجم: تعیین شرایط تماسی

در این مرحله رفتارهای مختلف تماسی بین اجزای تشکیل دهنده مدل شامل رفتارهای تماسی مکانیکی و حرارتی تعریف و اختصاص داده می شود. همچنین در این مرحله قیدها و اتصالات مدل نیز تعریف و اعمال می گردد. تعیین دقیق ضرایب و درجات آزادی برای حصول رفتار واقعی مدل بسیار مهم می باشد. به همین دلیل در این قسمت عمدتاً از نتایج تجربی و اطلاعات آزمایشگاهی مشابه استفاده می گردد.

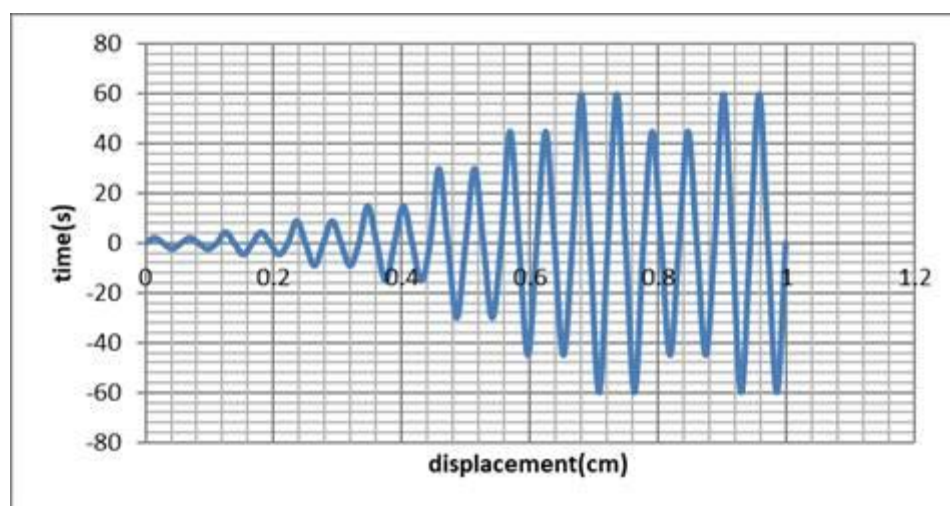
برای این مطالعه، از قید tie برای تعریف تماس بین تیر و ستون، ورق های اتصال مهاربند به تیر و ستون استفاده گردیده است. همچنین تماس بین هسته فولادی و بتن از نوع surface to surface و با ضریب اصطکاک ۰,۱ در نظر گرفته شد.

مرحله ششم: اعمال شرایط مرزی و بارگذاری

در این مرحله شرایط مرزی و بارگذاری برای مدل تعریف می گردد. برای اختصاص شرایط مرزی ابتدا نوع شرایط مرزی نظیر جابجایی، سرعت، شتاب و غیره انتخاب گردیده و سپس ناحیه مورد نظر برای اعمال شرایط مرزی انتخاب می گردد. همچنین

برای اعمال بارگذاری ابتدا نوع بارگذاری نظیر بارگذاری مکانیکی، حرارتی و غیره انتخاب شده و سپس ناحیه بارگذاری انتخاب می‌شود. بدین ترتیب بارگذاری مورد نظر به ناحیه انتخاب شده اعمال خواهد شد.

برای شبیه‌سازی رفتار واقعی قاب مهاربندی شده، ایجاد شرایط مرزی و نحوه اعمال بارگذاری دارای اهمیت فراوانی می‌باشد. جهت اعمال بار جانبی و بررسی رفتار نمونه در آزمایشگاه، جک هیدرولیکی در تراز فوقانی نمونه به کار گرفته شد و بارگذاری بر اساس پروتکل ATC-24 [45] بر نمونه وارد شد. بارگذاری نمونه‌ها به قسمت فوقانی قاب فولادی و به روش بارگذاری افزایشی خطی تا گسیختگی نمونه در نظر گرفته شده است. برای جلوگیری از تمرکز تنش در محل اعمال بار یک صفحه بارگذاری در این قسمت در نظر گرفته شده است. همچنین برای جلوگیری از کمانش جانبی، درجه آزادی انتقالی در جهت خارج از صفحه قاب در قسمت فوقانی تیر بسته شده است.



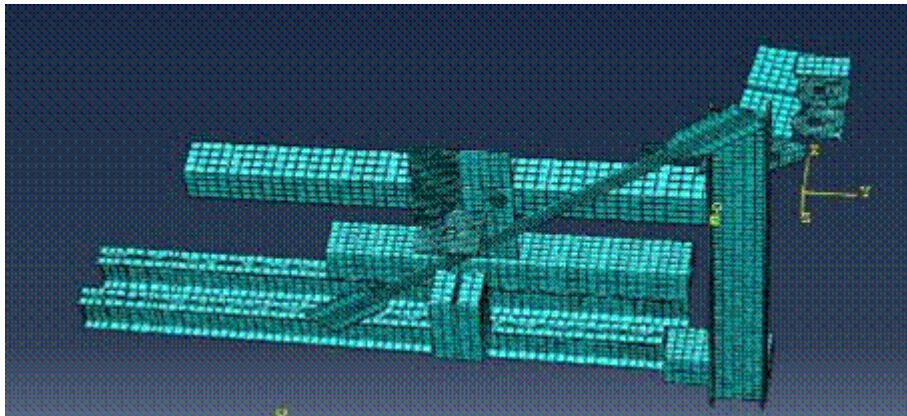
شکل ۷-۰: الگوی بار

مرحله هفتم: مش بندی

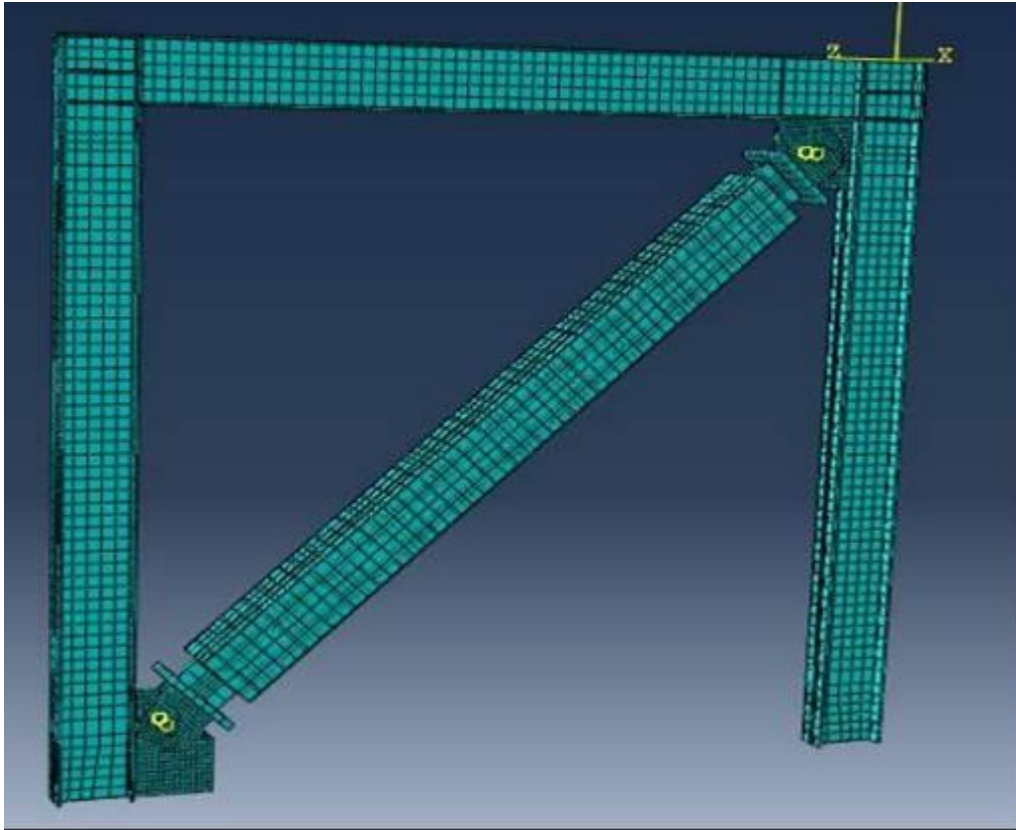
در این مرحله نوع و تعداد المان‌ها مشخص شده و مدل مش‌بندی می‌گردد. برای مش‌بندی باید ابتدا شکل المان و روش مش - بندی قطعه با توجه به هندسه آن تعیین گردد. سپس ابعاد المان تعیین می‌گردد. برای تعیین ابعاد می‌توان تعداد المان‌ها را نیز وارد نمود. همچنین نوع المان و ویژگی‌های آن نیز در این مرحله مشخص می‌گردد. قابل ذکر است که اگر ایجاد مش بندی به صورت مجزا مورد نظر باشد، در این صورت باید هر یک از اجزای تشکیل دهنده مدل به صورت جداگانه انتخاب و با تعیین ویژگی‌ها و مشخصات مورد نیاز مش‌بندی گردند.

در این مرحله با توجه به شکل هندسی و نوع المان‌های تشکیل دهنده، برای قطعات المان مناسب برای مش‌بندی انتخاب شده و مدل هندسی با استفاده از این المان‌ها گسسته سازی می‌شود. اندازه و نوع المان‌های مورد استفاده برای مش‌بندی جهت رسیدن به همگرایی در مسأله دارای اهمیت زیادی بوده و لازم است که دقت زیادی در تعیین مشخصات مش‌بندی صورت گیرد. برای رسیدن به دقت بالا در آنالیز اجزای محدود باید اندازه المان‌های مش بندی کوچک انتخاب شود. از طرفی با کوچک شدن اندازه المان‌ها سرعت آنالیز کاهش یافته و در نتیجه زمان آنالیز طولانی خواهد شد. لذا لازم است که یک اندازه بهینه برای المان‌ها

انتخاب گردد تا علاوه بر اینکه دقت کافی حاصل گردد، زمان آنالیز معقول و مناسب باشد. در شکل ۷-۰ تصویر مش‌بندی شده نمونه قاب مهاربندی شده کمانش ناپذیر نمایش داده شده است. همگی اعضا با استفاده از المان های هشت گره‌ای C3D8R که یک المان solid کامل است مدل‌سازی شده‌اند. از آنجایی که تحلیل عددی و روش اجزای محدود بسیار مؤثر از نوع و اندازه المان است لذا باید بر انجام جزییات این بخش دقت کرد. چون در هنگام اسمبل کردن ۵۵ قطعات به صورت DEPENDENT وارد شدند مش‌بندی آن‌ها نیز به صورت جداگانه و تک‌تک انجام شد تا از پیچیدگی کاسته و به دقت آن افزوده شود.



شکل ۸-۰: مش‌بندی تک تک اعضا به صورت DEPENDENT در مائول PART



شکل ۹-۰: مدل المان محدود بعد از اسمبل و مش بندی مناسب

مرحله هشتم: اجرای مسئله

در این مرحله تنظیمات مربوط به اجرای مسئله صورت گرفته و برای تحلیل آماده می گردد. همچنین در این قسمت از نرم افزار می توان مراحل حل و نحوه اجرای مسئله را با جزئیات کامل مشاهده و تعقیب نموده و در صورت وجود ایراداتی در مدل سازی آن ها را تشخیص داده و برطرف سازد. نهایتاً با انتخاب گزینه Submit نرم افزار شروع به تحلیل مدل سازی می نماید.

مرحله نهم: مشاهده نتایج خروجی

در این مرحله نتایج خروجی قابل مشاهده می باشد. این نتایج با توجه به موارد انتخابی در مرحله Step ایجاد گردیده اند. نتایج خروجی به صورت کانتورها، بردارها، نمودارها و جداول در دسترس بوده و قابل بررسی و ارزیابی می باشند.

۲-۴ مطالعه اندازه مش

یکی از مهم ترین عوامل در مدل های المان محدود که تأثیر بسزایی در نتایج دارد، اندازه مش انتخابی است. جهت اطمینان از اینکه مش بندی مناسب با دقت کافی برای نمونه ها در نظر گرفته شده است، تحلیل های اولیه با اندازه مش های مختلف بر روی مدل انجام شد و

شکل ۲-۰ که رابطه بین دقت در محاسبه برش پایه با تعداد المان های انتخابی را نشان می دهد ترسیم شد. بر اساس این منحنی، برش پایه در مش نرمال با ۱۰۲۹۳ المان به عنوان مرجع انتخاب شده و برش پایه در اندازه مش های دیگر با آن مقایسه شده است. با در نظر گرفتن هزینه های محاسباتی مش های ریزتر و زمان طولانی لازم برای تحلیل آن ها، مش های ریزتر با تعداد المان های ۵۰۰۷۱ و ۳۲۰۲۵ در مدل که دارای ۲-۴ درصد اختلاف در برش پایه نسبت به مش مرجع را دارند برای مش بندی نمونه ها استفاده نشده اند.

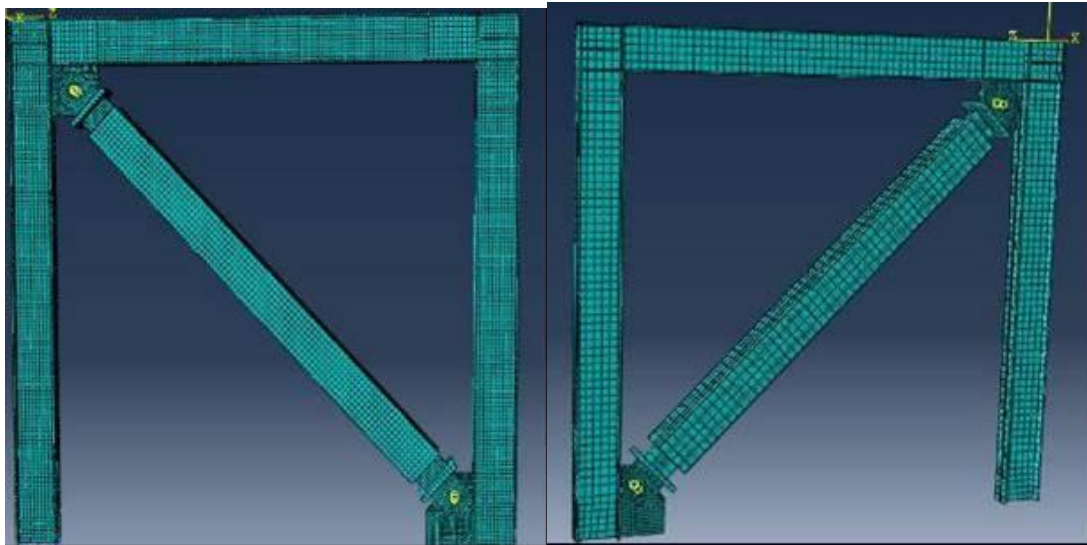
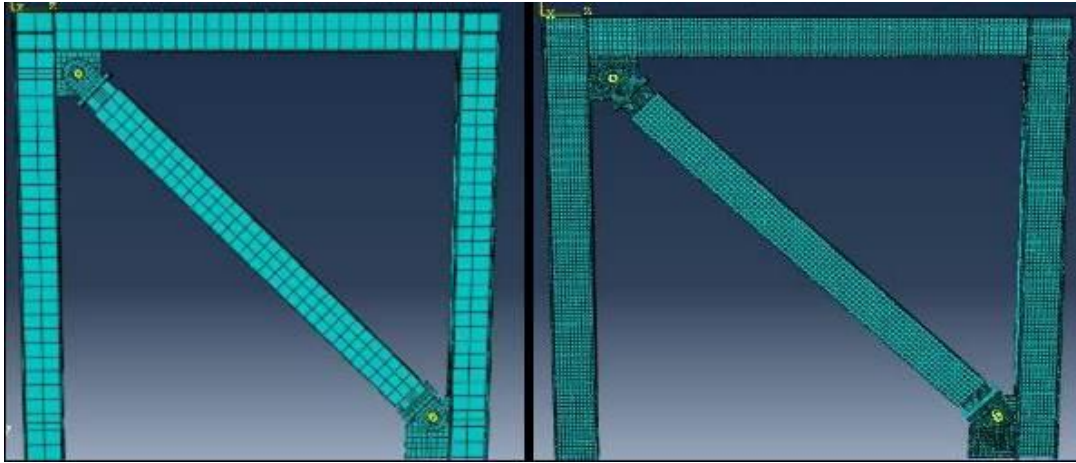
نکته مهم و قابل اهمیت دیگر در مش بندی این مدل که دارای مهاربند کمانش تاب می باشد این است که ریزتر شدن المان ها در اعضای در مدل که اهمیت بیش تری در جذب انرژی دارند مانند هسته فولادی و ورق های اتصال (گاست) کمک به نمایش بهتری از سطوح تسلیم می کند و بالعکس افزایش المان ها در اعضای با اهمیت کمتری در جذب انرژی و الاستیک ماندن آن ها در طول آنالیز مانند بین ها، ستون ها، تیرها احتیاج نمی باشد و فقط باعث بالا رفتن زمان تحلیل می شود. البته باید دقت داشته باشیم که مش بندی کل اعضا با هم تناسب داشته باشند زیرا در غیر این صورت عدم همگرایی اتفاق می افتد. از دیدگاه مهندسی بهینه ترین سایز مش اندازه ای است که بزرگ تر از آن در کیفیت و کمیت جواب تاثیر گذاشته و کوچکتر از آن در جواب تغییری ایجاد نکند.

در جدول ۱-۴ نمونه هایی از مش بندی مدل با تعداد المان های تک تک اعضا به صورت واضح و دقیق آورده شده است.

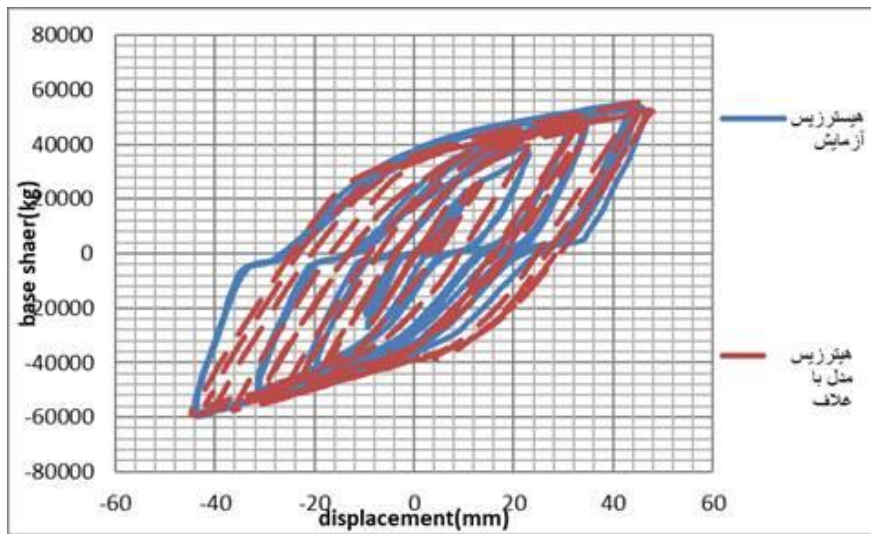
جدول ۱-۰: تعداد المان ها در مش های مختلف ریز، متوسط، درشت

مش درشت	مش نرمال و بهینه	مش ریز	مش بسیار ریز	
۵۲۰	۱۴۷۶	۴۶۲۰	۶۰۰۰	هسته فولادی
۲۴۴	۱۶۰۸	۹۸۸۲	۹۸۸۲	بتن
۵۱۲	۹۶۰	۳۴۹۲	۳۴۹۲	غلاف
۲۱۶	۶۰۵	۲۵۰۷	۲۵۰۷	تیر
۹۸۰	۲۶۰۰	۹۱۴۴	۹۱۴۴	ستون*۲
۲۴	۱۲۰	۳۲۰	۳۲۰	ورق برش گیر جان تیر*۴
۱۴۴	۴۳۲	۱۸۰۰	۱۸۰۰	ورق سخت کننده بال ستون*۱۲
۴۰۰	۹۷۶	۹۷۶	۳۲۹۶	ورق نیم دایره ای اتصال*۴
۹۸	۷۲	۲۰۰	۵۰۴۶	کلاهدک*۲
۱۷۲	۴۹۶	۷۴۸	۲۸۰۵	صفحه اتصال - بالا

صفحه اتصال - پایین	۵۰۴۸	۱۰۹۸	۶۱۰	۱۹۰
پین* ۲	۶۴۰	۳۲۰	۳۲۰	۱۲۰
ورق اعمال بار	۹۱	۱۸	۱۸	۶
تعداد المان کل	۵۰۰۷۱	۳۲۰۲۵	۱۰۲۹۳	۳۶۲۶



شکل ۱-۰: مش زنی مدل در حالات مختلف به ترتیب: درشت، بهینه، ریز و ریز تر



شکل ۲-۰: درصد خطا در محاسبه برش پایه با در نظر گرفتن تعداد المان‌های مختلف

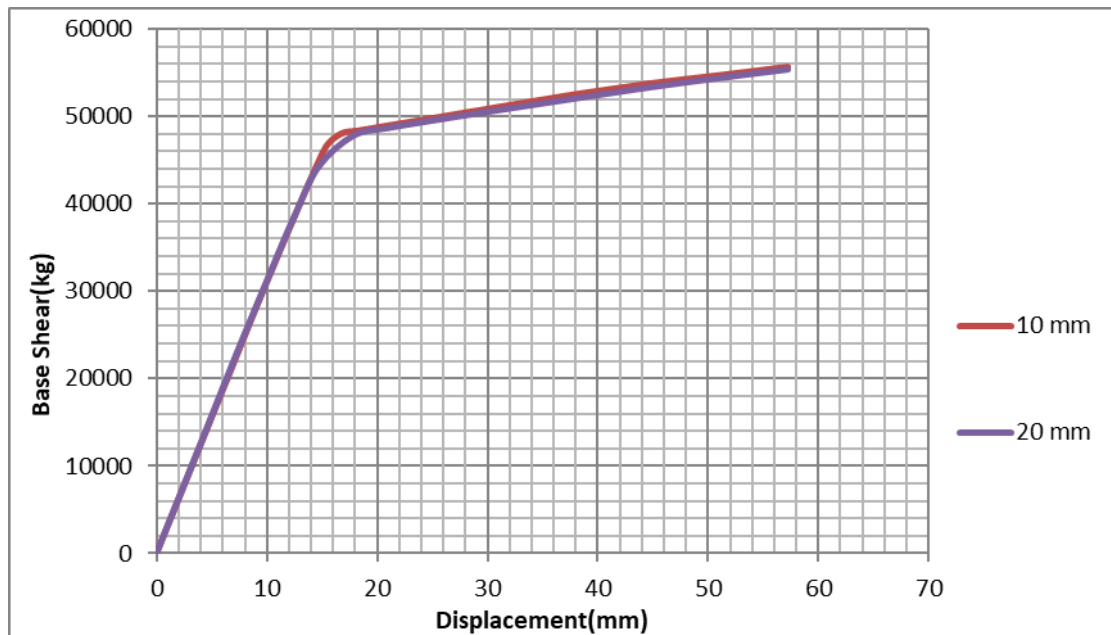
۳-۴ مطالعه تاثیر میزان خطای ساخت و تغییر شکل اولیه مهاربند کمانشی تاب

شکل اولیه مدل پیش از بارگذاری برداشته نشد اما در حالت کلی، تغییر شکل‌های خارج از صفحه جزئی (انحراف از حالت کاملاً تخت) به دلیل فرآیند ساخت، نامنظمی‌های جوشکاری و اتصال اعضای مختلف وجود داشته که باعث کمانش مهاربند می‌شوند. این عیوب در مدل در نظر گرفته شد. ولی به دلیل وجود داشتن غلاف بتنی و فولادی حول هسته، آن را از هر گونه کمانش کلی حفظ می‌کند و فقط هسته امکان کمانش‌های موضعی کوچکی را تا برخورد به بتن دورش دارد. پس ناکاملی ۵۶ تا ۱۰۰ درصدی چندانی بر مدل مهاربند کمانشی تاب نداشت.

نحوه وارد کردن این ناکاملی در مدل به این صورت است که باید پیش از اعمال بارگذاری جانبی، در استپی جداگانه مود اول کمانشی هسته فولادی مهاربند کمانشی تاب را در یک جابجایی اندک ضرب کرده و به عنوان شرایط اولیه نمونه در تحلیل بار-افزون نمونه مورد استفاده قرار گرفت.

برای یافتن مقادیر مناسب تغییر شکل اولیه خارج از صفحه هسته، برای اعمال تغییر شکل‌های اولیه ناشی از خطای ساخت، مقادیر ۱۰ و ۲۰ میلی‌متر به عنوان تغییر شکل‌های خارج از صفحه برای نمونه در شکل مود اول کمانشی هسته ضرب شده است.

تحلیل بار افزون برای این نمونه تحت هر دو مقدار تغییر شکل اولیه انجام شده و نتیجه در شکل ۱-۰ نشان داده شده است.



شکل ۱-۰: تأثیر تغییر شکل اولیه هسته فولادی بر منحنی نیرو جابجایی

همانطور که مشاهده می‌شود مقدار تغییر شکل اولیه تأثیر بسیار ناچیزی روی رفتار سیستم داشته و عملاً منحنی به دست آمده برای تغییر شکل‌های اولیه متفاوت بر هم منطبق است. دلیل این موضوع این است که به محض اعمال جابجایی جانبی به هسته، هسته امکان کمانش کلی به خاطر برخورد به غلاف نداشته و تأثیر چندانی نمی‌پذیرد.

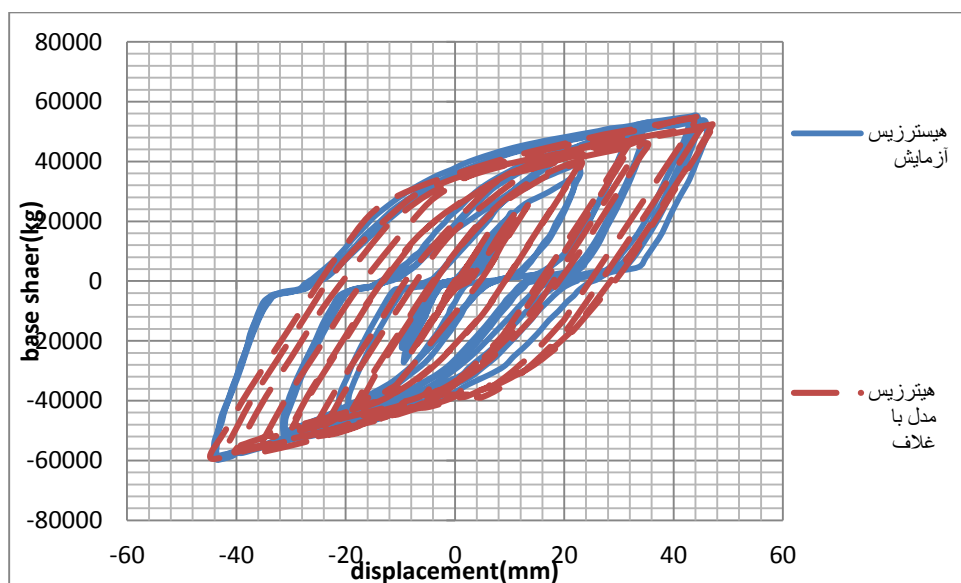
۴-۴ راستی آزمایشی مدل‌سازی

دقت مدل‌سازی و محاسبات انجام شده در مدل‌های انتخابی، از طریق مقایسه با تعدادی از داده‌های آزمایشگاهی بدست آمده در آزمایشگاه مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی قابل ارزیابی است.

به منظور کنترل صحت مدل‌سازی مهاربند کمانش تاب و رفتار شکل پذیر و متقارن آن در کشش و فشار، قاب فولادی دارای مهاربند کمانش تاب را با استفاده از امکانات موجود و مجهز آزمایشگاه و بر اساس آیین نامه معتبر AISC 341 تست گردیده و سپس با استفاده از نرم‌افزار المان محدود آباکوس مدل‌سازی شده‌اند.

نمونه مورد بررسی، قاب یک دهانه و یک طبقه ۳*۳ متر، دارای مهاربند کمانش تاب در آزمایشگاه مرکز تحقیقات تست شد که نتایج آن در فصل قبل بررسی شد. چیدمان آزمایش و مشخصات مصالح مطابق مشخصاتی است که در آزمایشگاه مورد استفاده قرار گرفته است. اطلاعات دقیق ابعاد و مشخصات مصالح اندازه گیری و گزارش شده است. لذا در مطالعات تحلیلی، از سخت‌شدگی ترکیبی برای مدل‌سازی رفتار غیر خطی فولاد نرمه‌ی هسته فولادی استفاده شده و ویژگی‌های الاستیک فولاد نرمه همسانگرد فرض شده است. به بتن و فولاد ویژگی‌های الاستیک اعمال شد زیرا همانطور که در فصل اول گفته شد، در این نوع مهاربندها تحمل بار فشاری توسط هسته فولادی بوده و پوشش بتنی فقط از کمانش هسته فولادی که باعث توزیع جانبی فشار داخلی در پوشش بتنی می‌گردد، جلوگیری می‌کند.

برای اعمال نقص اولیه در مدل در گام اول، ۲۰ میلی‌متر جابجایی خارج از صفحه در وسط هسته فولادی مهاربند کماتش تاب اعمال شده و سپس بارگذاری جانبی وارد شده است. تغییر شکل نمونه و مقایسه‌ی منحنی‌های بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل اجزای محدود غیر خطی با نتایج آزمایشگاهی در شکل ۱-۰ نشان داده شده است. همانطور که از نتایج تحلیل دیده می‌شود و مطابق آنچه در آزمایشگاه مشاهده شده، خرابی نمونه پس از تسلیم هسته فولادی به سبب کماتش موضعی بال ستون روی می‌دهد. همچنین قسمت خطی و همین‌طور غیرخطی نتایج تحلیل اجزای محدود، انطباق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

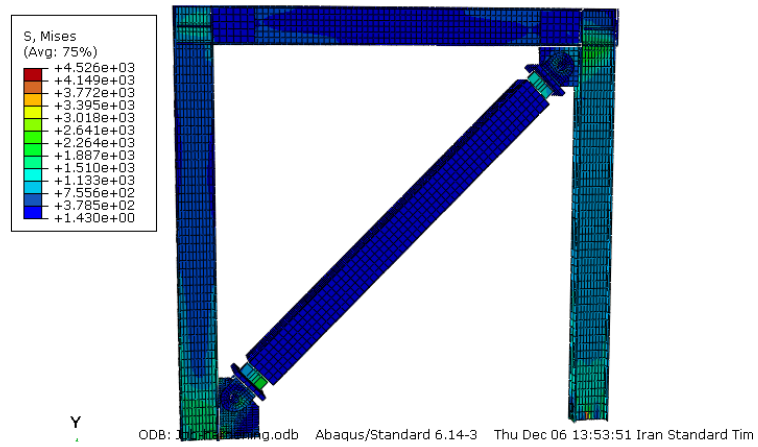


شکل ۱-۰: مقایسه منحنی هیستریزیس نیرو-تغییر مکان جانبی نسبی مدل آزمایشگاهی و مدل تحلیل اجزای محدود

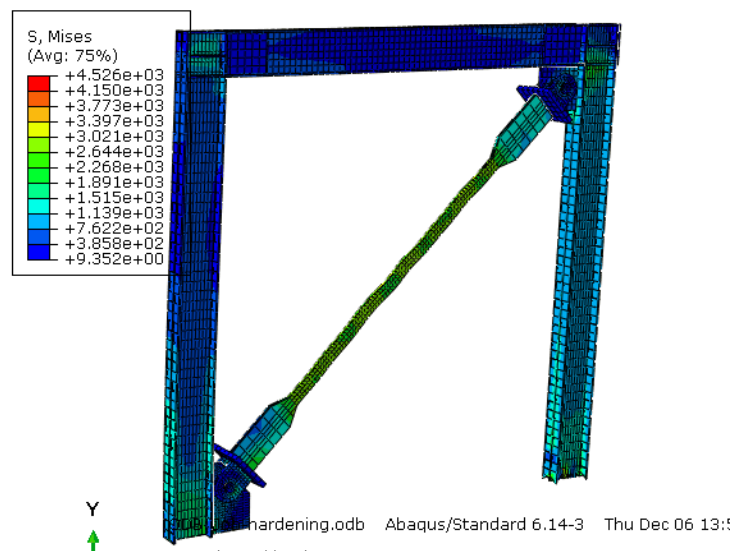
مقاومت پیش بینی شده توسط تحلیل غیر خطی تا ۲-۳٪ کمتر از نتایج آزمایشگاهی می‌باشد که دلیل این موضوع را می‌توان اضافه مقاومت موجود در مصالح آزمایشگاه دانست که اطلاعات آن برای تحلیل‌های اجزا محدودی در دسترس نبوده است.

۴-۵ مقایسه نتایج تحلیل اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی

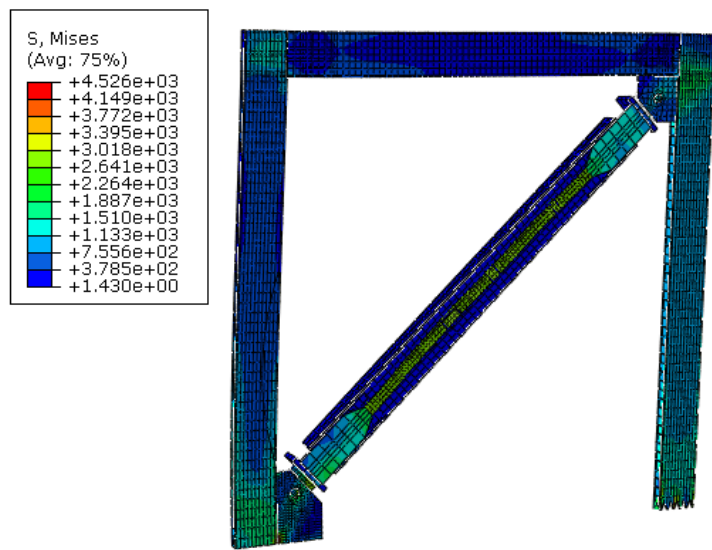
شکل ۲-۰، شکل ۳-۰ و شکل ۴-۰ تغییر شکل نمونه را در جابجایی متناظر با ۳٪ دریفت را نشان می‌دهد. در این شکل کنتورهای رنگی نمایشگر مقدار تنش فون میسز بر حسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع است.



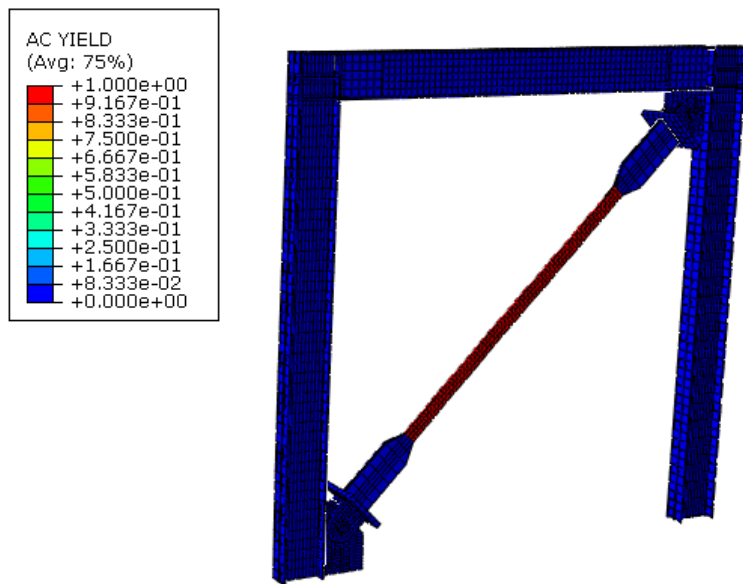
شکل ۲-۰: تغییر شکل و توزیع تنش در مدل المان محدود به همراه غلاف نگهدارنده در دریفت ۳٪



شکل ۳-۰: تغییر شکل هسته فولادی و کماتش موضعی آن و توزیع تنش در دریفت ۳٪



شکل ۴-۰: نمایی دیگر از تغییر شکل و توزیع تنش هسته داخل غلاف و بتن با استفاده از برش میانی

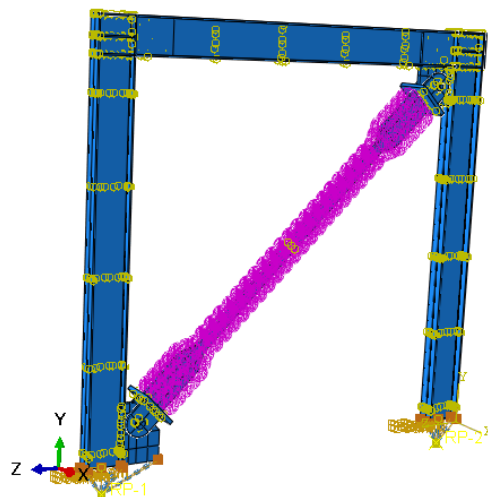


شکل ۵-۰: تسلیم قسمت تسلیم شونده هسته فولادی

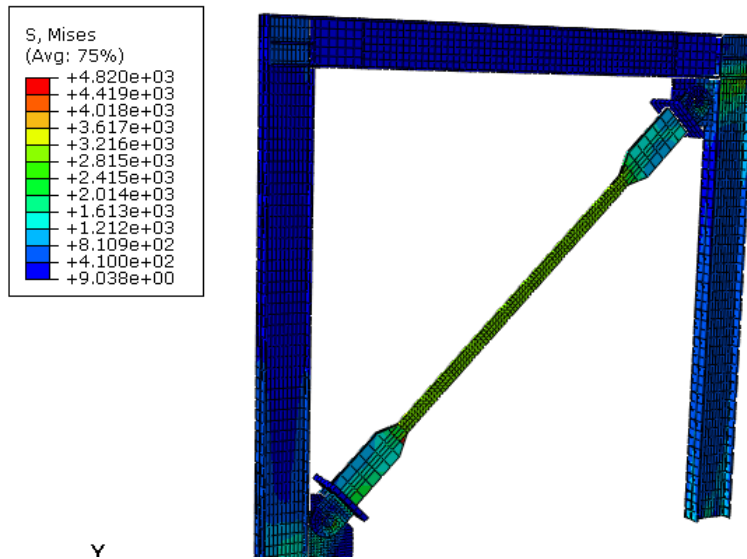
با توجه به اشکال فوق، مشاهدات زیر انجام شده است.

در مدل اجزای محدود تسلیم هسته فولادی مهاربند کمانش تاب در تمامی طول قسمت تسلیم شونده‌ی آن پخش شده است که این موضوع نشان می‌دهد خواست ابتدایی طرح سیستم مهاربند کمانش تاب در تمامی مدل‌ها محقق شده است. همچنین کاملاً واضح است که بیش‌ترین میزان جذب انرژی و بالاترین میزان تنش مربوط به هسته می‌باشد. هنگامی که مهاربند در فشار می‌افتد به دلیل برخورد هسته با بتن دور آن، کمانش‌های موضعی کوچکی نیز مشاهده می‌شود.

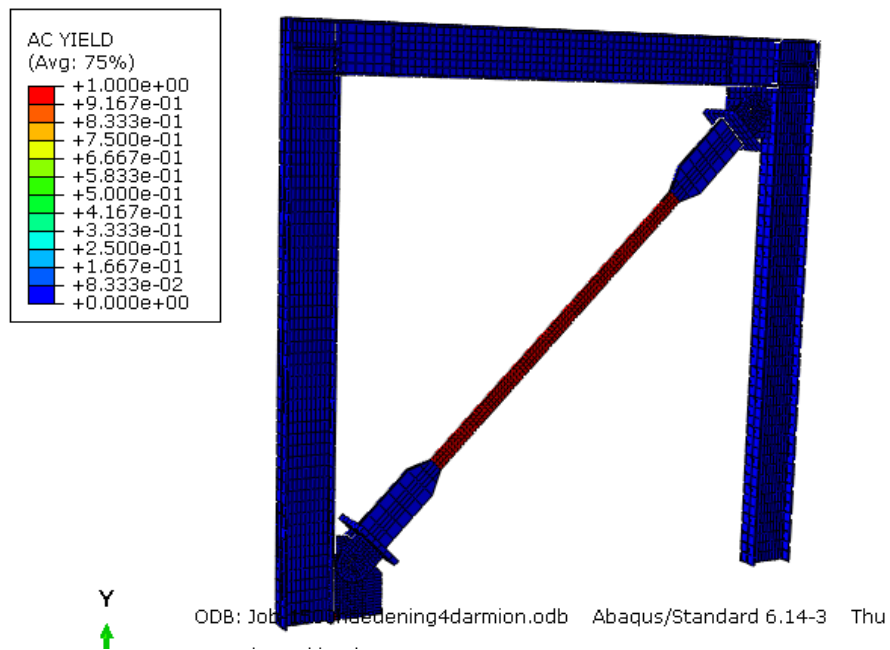
همچنین برای ساده سازی و سرعت در تحلیل نتایج از مدل شبیه سازی شده با فنر همانطور که در فصل ۲ در مقاله‌ی ISI ۲۰۱۸ شرح داده شد، استفاده گردید. غلاف و پوشش بتنی اطراف آن حذف شده و در گره‌های مش‌بندی هسته فولادی با فاصله‌های مناسب با توجه به روابط خاصی فنر مدل شده است. فنرها در دو جهت ۱ و ۲ بسته شده اند و به گره و نتایج آن با مدل اجزا محدود و همچنین نمونه آزمایشگاهی مقایسه گردید که مطابقت خوبی با نمودارهای هیستریزس داشت.



شکل ۶-۰: مدل سازی عددی به همراه فنرهای معادل

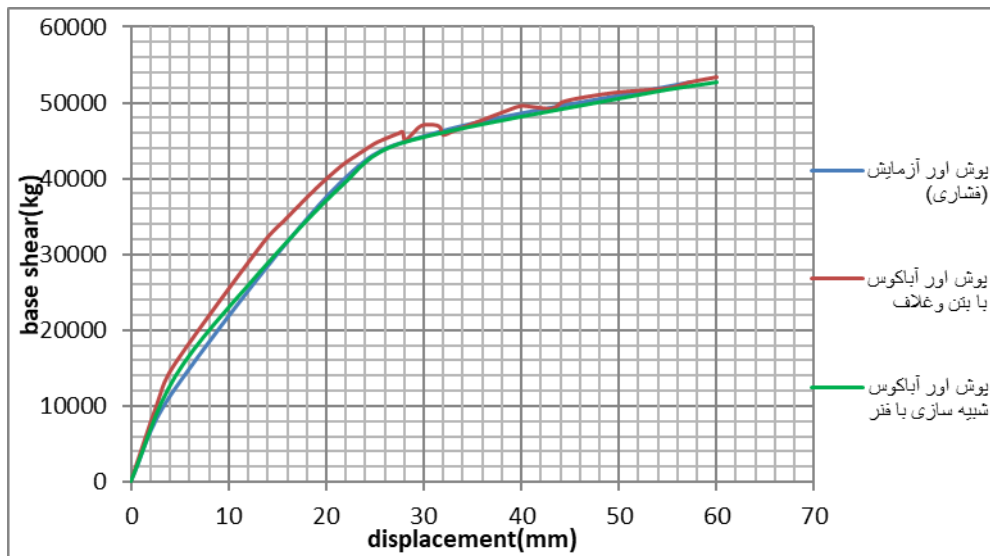


شکل ۷- نتایج تحلیل با فنر - تنش و تغییر شکل هسته فولادی

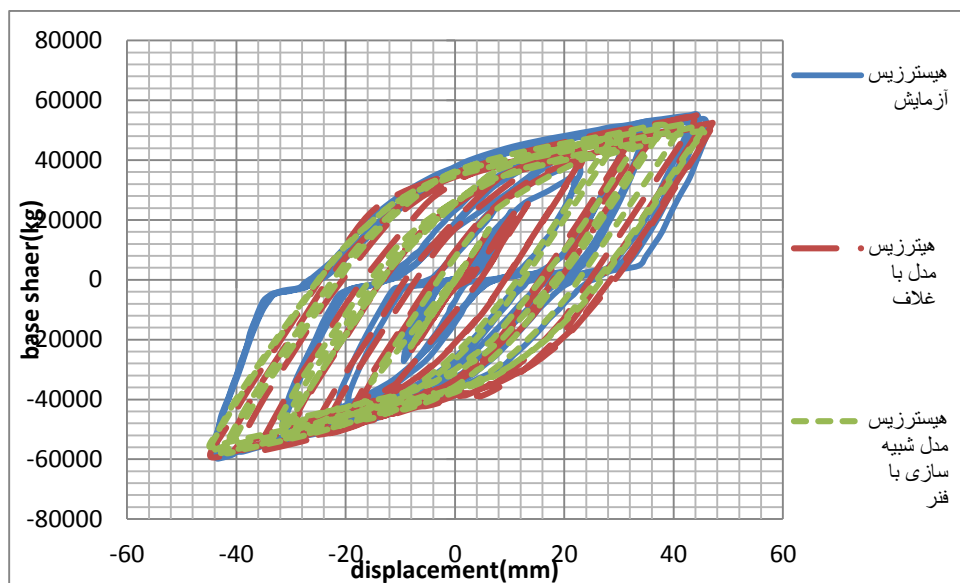


شکل ۸- تسلیم هسته فولادی در مدل شبیه‌سازی با فنر

نمودار صحت سنجی پوشش اور و هیستریزس فنر با پوشش بتنی در ادامه آمده است که نشان دهنده‌ی دقت شبیه‌سازی با فنر می‌باشد و هم چنین به دلیل صرفه‌جویی در زمان تحلیل بسیار مناسب است.



شکل ۹-۰: نمودار پوش اور صحت سنجی شده مدل آزمایشگاهی با فنر (نمودار سبز رنگ)



شکل ۱۰-۰: نمودار هیستریزس صحت سنجی مدل آزمایشگاهی با فنر (نمودار سبز رنگ)

۴-۶ بحث بر روی نتایج

مقادیر سختی ابتدایی، سختی موثر و حداکثر مقاومت برشی نمونه‌ها در جدول ۴-۲ آورده شده است. علامت منفی در ستون تفاوت نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی نشان دهنده بیشتر بودن مقدار آزمایشگاهی و علامت مثبت نشان دهنده بیشتر بودن مقدار تحلیلی است.

جدول ۴-۰: مقایسه مشخصات آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه

حداکثر برش پایه (KN)			سختی موثر (KN/mm)			سختی اولیه (KN/mm)			
تفاوت (%)	تحلیلی	آزمایشگاه ی	تفاوت (%)	تحلیلی	آزمایشگاه ی	تفاوت (%)	تحلیلی	آزمایشگاه ی	
-۱,۵	۵۲۸	۵۳۶,۱	-۲,۴۷	۲۱,۶۷	۲۲,۲۲	+۲,۷۵	۲۰,۶۹	۲۰,۱۲	پوش بخش مثبت نمودار هیستریزیس
-۰,۵	۵۹۲	۵۹۵	-۳,۱	۳۰,۹۱	۳۱,۹	-۰,۹۵	۲۹,۹۲	۳۰,۲۱	پوش بخش منفی نمودار هیستریزیس

لازم به ذکر است مقادیر گزارش شده در جدول فوق برای مقاومت برش حداکثر نمونه در حالت تحلیلی، مقاومتی است که در مدل المان محدود در جابه‌جایی متناظر با حداکثر مقاومت نمونه در آزمایشگاه به دست آمده است.

همانطور که مشاهده می‌شود برای تمامی نمونه‌ها مقادیر سختی و مقاومت به خوبی توسط مدل المان محدود پیش‌بینی شده است. مقادیر پارامترهای پوش بخش مثبت و منفی نمودار هیستریزیس بین ۰,۵ تا ۳ درصد با یکدیگر اختلاف دارند که بیانگر دقت بالای نمودار عددی است.

فصل پنجم

مطالعات پارامتریک و تحلیل نتایج

۱-۵ بررسی اثر خارج از صفحه

پس از صحت سنجی و مقایسه نتایج آزمایش با مدل سازی عددی با استفاده از نرم افزار اجزا محدود به بررسی تأثیر جابجایی توأم خارج از صفحه و داخل صفحه ناشی از زلزله بر عملکرد لرزه ای مهاربند کمانش تاب می پردازیم. در مدل اجزای محدود یک جابجایی خارج از صفحه به تیر وارد کردیم و مهارجانبی تیر را که در مدل صحت سنجی در فصل قبلی وجود داشت را برداشتیم.

روابط طراحی صفحه اتصال با توجه به فصل ۲ مرجع [۴۳] به صورت زیر است که بر اساس این روابط ضخامت صفحه اتصال بالایی بزرگتر مساوی ۱/۲۲ و صفحه اتصال پایینی بزرگتر مساوی ۱/۴۸ محاسبه شد.

$$r = \frac{t_g}{\sqrt{12}} \quad (۱-۵)$$

$$\phi p_y = \phi b_e t_g f_{yg} \geq p_{max}/\beta \quad (۲-۵) \lambda_c =$$

$$\frac{k D_w}{\pi r} \sqrt{\frac{f_{yg}}{E}} \quad (۳-۵)$$

$$D_w = \frac{l_1(l_{u1}) + l_2(l_{u2}) + l_3(l_{u3})}{3} \quad (۴-۵)$$

$$\phi p_{cr} = \phi 0.658 \lambda_c^2 b_e t_g f_{yg} \geq p_{max} \quad (۵-۵)$$

مدل هایی با مشخصات زیر در این تحقیق مورد بررسی قرار می گیرند که عبارتند از قاب خمشی به همراه مهاربند کمانش تاب با طول دهانه ۳ متری با مشخصات تیر و ستون IPE270 و ضخامت ورق اتصال ۳ سانتی متر با تکیه گاه مفصلی با و بدون تأثیر جابجایی خارج از صفحه، قاب خمشی به همراه مهاربند کمانش تاب با مشخصات تیر و ستون تیر ورق (شکل ۰-۱۵) و ضخامت ورق اتصال ۳ سانتی متر با تکیه گاه مفصلی با و بدون تأثیر جابجایی خارج از صفحه، قاب خمشی به همراه مهاربند کمانش تاب با مشخصات تیر و ستون تیر ورق و ضخامت ورق اتصال ۱/۵ سانتی متر با تکیه گاه مفصلی با و بدون تأثیر جابجایی خارج از صفحه، قاب خمشی به همراه مهاربند کمانش تاب با مشخصات تیر و ستون تیر ورق و ضخامت ورق اتصال بالا ۱/۲۲ و ورق اتصال پایین ۱/۴۸ سانتی متر که مینیمم مقدار ضخامت ورق اتصال بر اساس آیین نامه می باشند؛ با تکیه گاه مفصلی با و بدون تأثیر جابجایی

خارج از صفحه، قاب خمشی به همراه مهاربند کمانش تاب با مشخصات تیر و ستون تیر ورق و ضخامت ورق اتصال بالا ۱/۲۲ و ورق اتصال پایین ۱/۴۸ سانتی متر با تکیه گاه گیردار با و بدون تأثیر جابجایی خارج از صفحه.

جزئیات این مدل ها در جدول ۵-۱ آمده است:

جدول ۱-۰: مشخصات مدل ها و پارامترهای مورد بررسی

مدل ها	تکیه گاه ها	جابجایی خارج از صفحه	ضخامت ورق اتصال	مقطع ستون	مقطع تیر
۱	مفصلی	ندارد	۳ سانتی متر	IPE270	IPE270
۲	مفصلی	دارد	۳ سانتی متر	IPE270	IPE270
۳	مفصلی	ندارد	۳ سانتی متر	تیر ورق	تیر ورق
۴	مفصلی	دارد	۳ سانتی متر	تیر ورق	تیر ورق
۵	مفصلی	ندارد	۱/۵ سانتی متر	تیر ورق	تیر ورق
۶	مفصلی	دارد	۱/۵ سانتی متر	تیر ورق	تیر ورق
۷	مفصلی	ندارد	مینیمم ضخامت	تیر ورق	تیر ورق
۸	مفصلی	دارد	مینیمم ضخامت	تیر ورق	تیر ورق
۹	گیردار	ندارد	مینیمم ضخامت	تیر ورق	تیر ورق
۱۰	گیردار	دارد	مینیمم ضخامت	تیر ورق	تیر ورق

پارامترهای مهمی که در این مطالعه مورد ارزیابی قرار می گیرند عبارتند از: ۱- بررسی و نمایش محل تمرکز تنش در کلیه مدل ها و تنش میسز همه ی مدل ها ۲- تعیین محل تشکیل مفصل پلاستیک و تسلیم نهایی همه مدل ها ۳- ترسیم منحنی نیرو-جابجایی قاب برای کلیه مدل ها ۴- دوخطی کردن نمودار back bone همه ی نمودارها و به دست آوردن ضرایب m_{LS} ، m_{CP} و m_{IO} .

۲-۵ معیار فون میسز

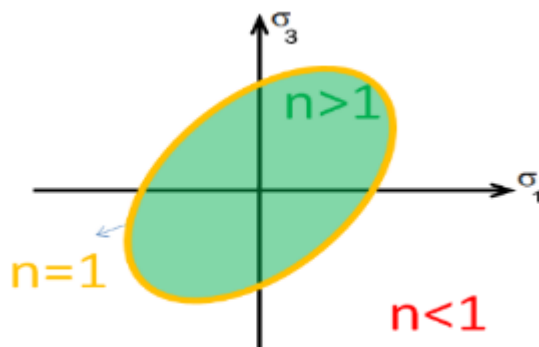
بر مبنای این تئوری، قطعه وقتی تسلیم می‌شود که حداکثر انرژی واپیچش (اعوجاجی) به انرژی واپیچش قطعه‌ی تحت آزمایش ساده در لحظه‌ی تسلیم برسد. این نظریه انرژی کششی را به کرنش ربط می‌دهد و به زبان ساده بیان می‌کند که می‌خواهیم با بدست آوردن انرژی کرنشی و حذف مقدارش از تنش‌های اصلی به نیروی واپیچش برسیم.

تنش فون میسز بطور کلی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S_y^2 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2} \quad (۱-۵)$$

و ضریب اطمینان در این تئوری برابر است با:

$$n = \frac{S_y}{\left(\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2} \right)^{1/2}} \quad (۲-۵)$$



شکل ۱-۰: منحنی معیار فون میسز

۳-۵ معیار فون میسز و محل تشکیل مفصل پلاستیک برای قاب خمشی با مهاربند کمانش ناپذیر

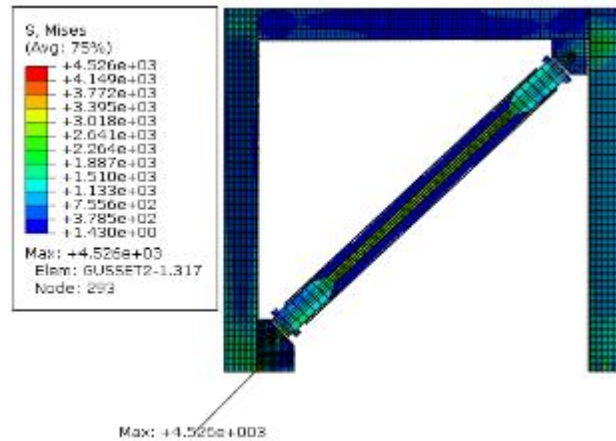
در مدل اول ضخامت هر دو صفحه اتصال ۳ در نظر گرفته شد. در استپ اول جابجایی خارج از صفحه بسته شده است و جابجایی جانبی سیکلیک به ورق مدل شده در محل بال ستون به طول ارتفاع تیر وارد شده و در مدل دوم جابجایی خارج از صفحه معادل ۹ سانتی‌متر به تیر اعمال گردید و سپس در استپ بعد بار جانبی سیکلیک به صورت displacement control به قاب وارد شد.

همان گونه که در شکل ۲-۰ مشاهده می‌شود تمرکز تنش در آخرین المان گوشه ورق اتصال پایین مهاربند به ستون قرار دارد. این تمرکز تنش در ناحیه اتصال ممکن است که باعث ایجاد ترک در جوش ناحیه اتصال گردد.

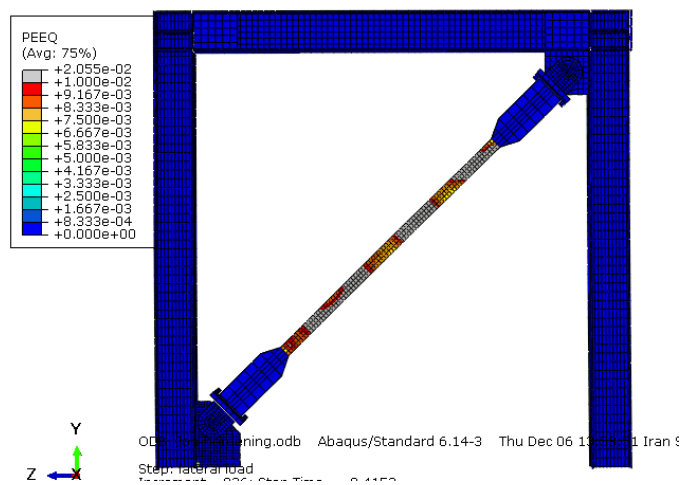
شکل ۳-۰ محل تشکیل اولین مفصل پلاستیک را برای مدل قاب خمشی به همراه مهاربند کمانش ناپذیر مدل شماره ۱ را نشان می‌دهد. همان گونه که مشاهده می‌شود در المان‌های هسته فولادی مهاربند قرار دارد.

شکل ۴-۰ محل تشکیل دومین مفصل پلاستیک را برای مدل قاب خمشی به همراه مهاربند کمانش ناپذیر مدل شماره ۱ را نشان می‌دهد. همان گونه که مشاهده می‌شود دومین مفصل پلاستیک در محل تکیه‌گاه‌ها قرار دارد. همان گونه که نشان داده شد

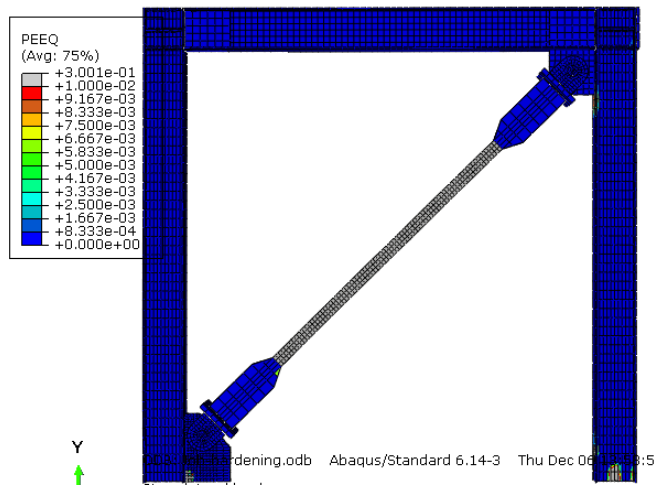
محل تشکیل مفاصل پلاستیک در هسته و ورق اتصال مهاربند به ستون در تکیه‌گاه قرار دارد. بنابراین این مدل توزیع تنش و شکل‌گیری مفصل پلاستیک مناسبی را برای قاب نشان می‌دهد زیرا تمرکز آن در هسته فولادی می‌باشد تا آن عضو مانند فیوز عمل کند و سایر اعضا دچار خرابی نشوند.



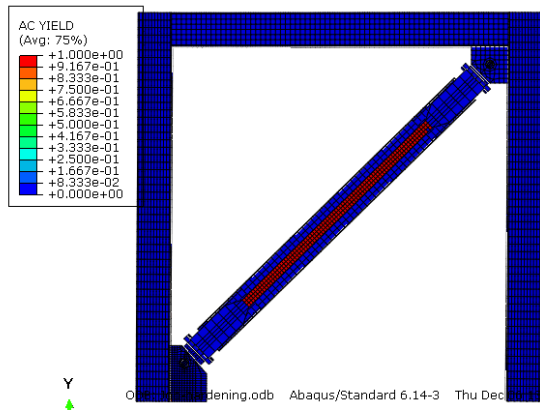
شکل ۲-۰: تنش میسز مدل شماره ۱ بدون جابجایی خارج از صفحه



شکل ۳-۰: تشکیل اولین مفصل پلاستیک در مدل ۱

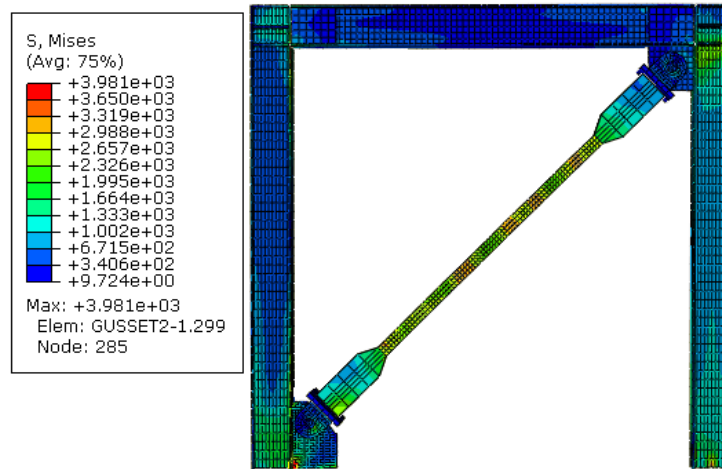


شکل ۴-۰: تشکیل دومین مفصل پلاستیک در مدل ۱ در تکیه‌گاه و محل اتصال ورق اتصال به ستون

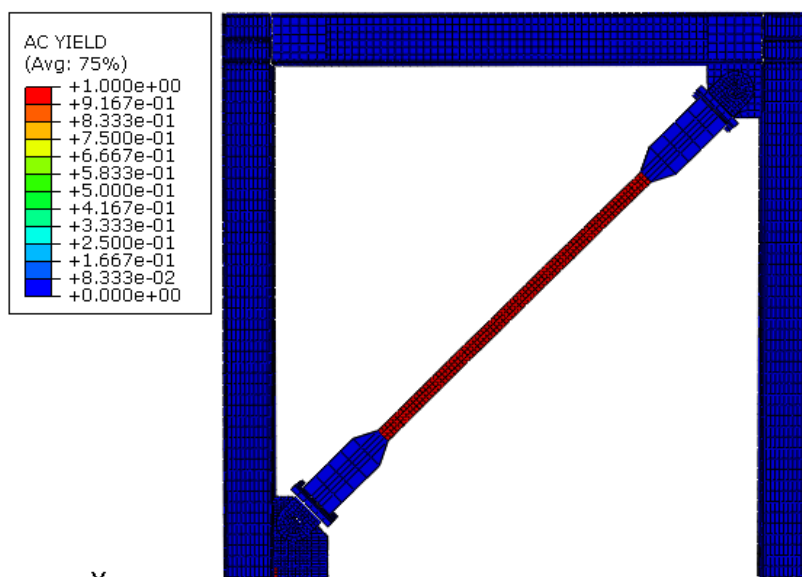


شکل ۵-۰: تسلیم نهایی هسته فولادی به صورت کاملاً یکنواخت

در ادامه تنش میسز مدل شماره ۲ با جابجایی خارج از صفحه آمده است. همان‌طور که در شکل ۵-۶ مشاهده می‌شود به دلیل طراحی و فرض محافظه‌کارانه صفحه اتصال تسلیم نشد و به دلیل ضعیف بودن قاب بخشی از جابجایی خارج از صفحه توسط آن جذب شد.

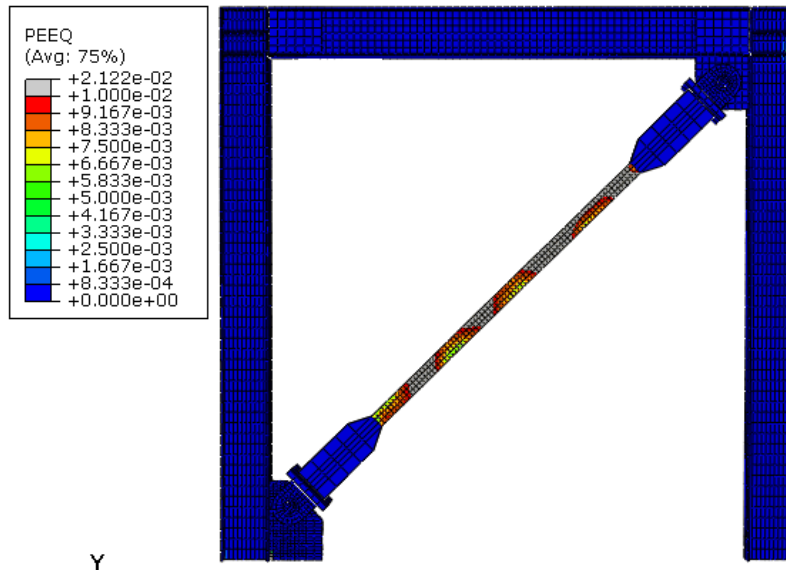


Y Max: +3.961e+003

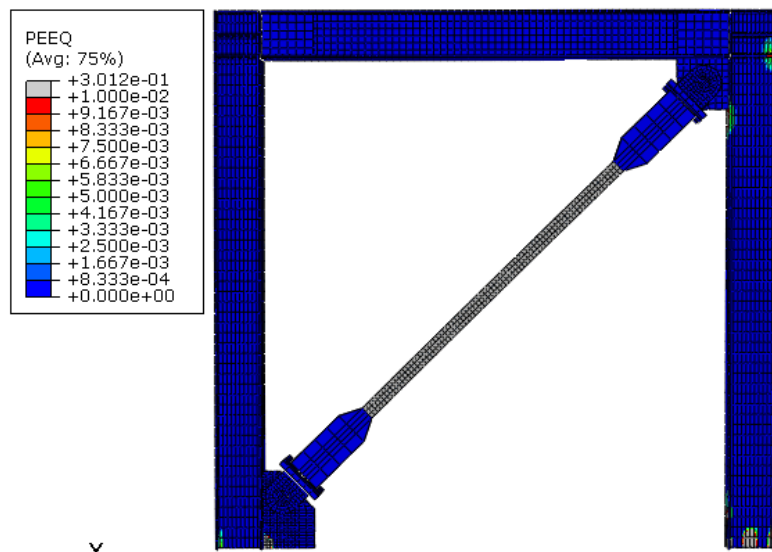


Y

شکل ۶-۶ الف) تنش میسز هسته و کمانش موضعی ب) تسلیم هسته پس از جابجایی خارج از صفحه در مدل اول

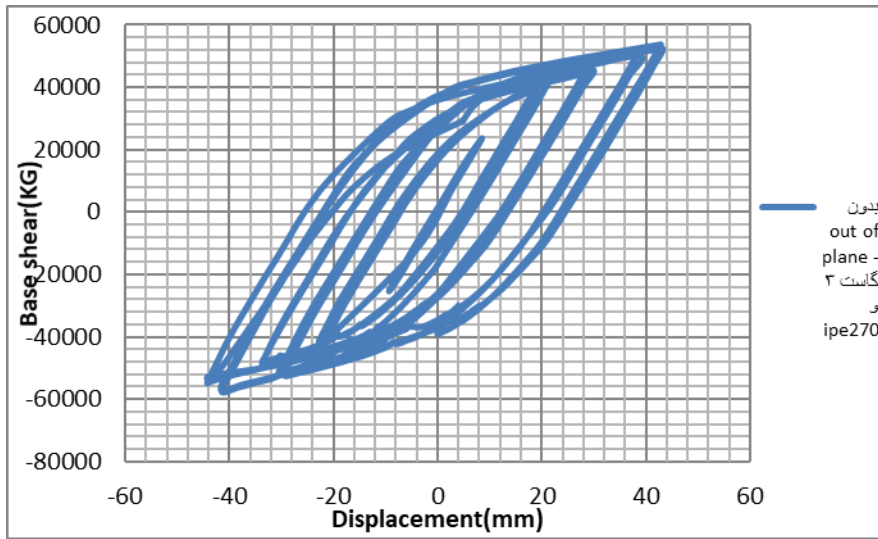


شکل ۷-۰: مفصل پلاستیک اول در مدل دوم

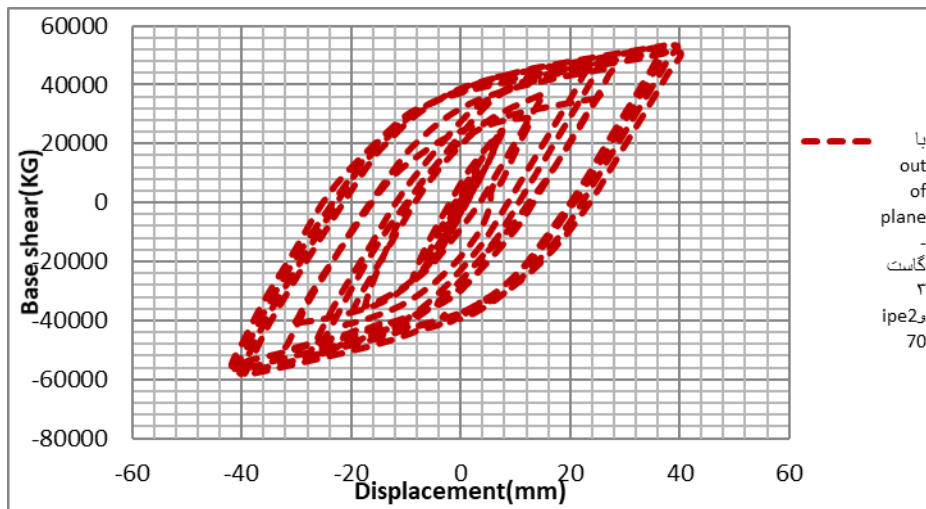


شکل ۸-۰: مفصل پلاستیک دوم در مدل دوم

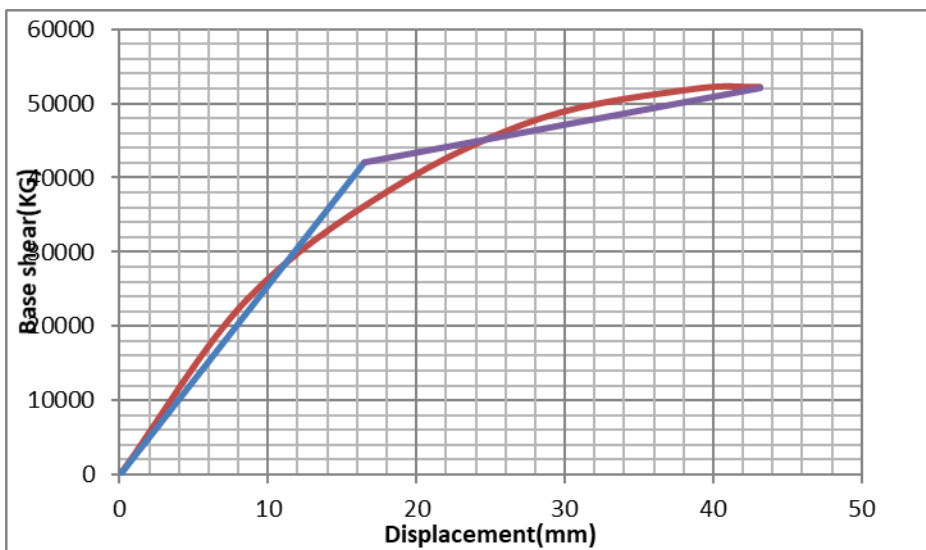
شکل ۹-۰ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل بدون جابجایی خارج از صفحه و با جابجایی خارج از صفحه را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در جابه‌جایی‌های کوچک و سیکل‌های اولیه مقدار سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی کاهش یافته است ولی در ادامه منحنی دوباره به میزان سختی و شکل‌پذیری و مقاومت حالت بدون جابجایی خارج از صفحه رسیده است. پس از محاسبه سطوح زیر نمودار از رابطه $S = (x_2 - x_1) * (y_2 + y_1) / 2$ که بیانگر میزان سهم انرژی جذب شده می‌باشد، نتیجه‌گیری شد که جذب انرژی به میزان 5.114 درصد افت کرده است.



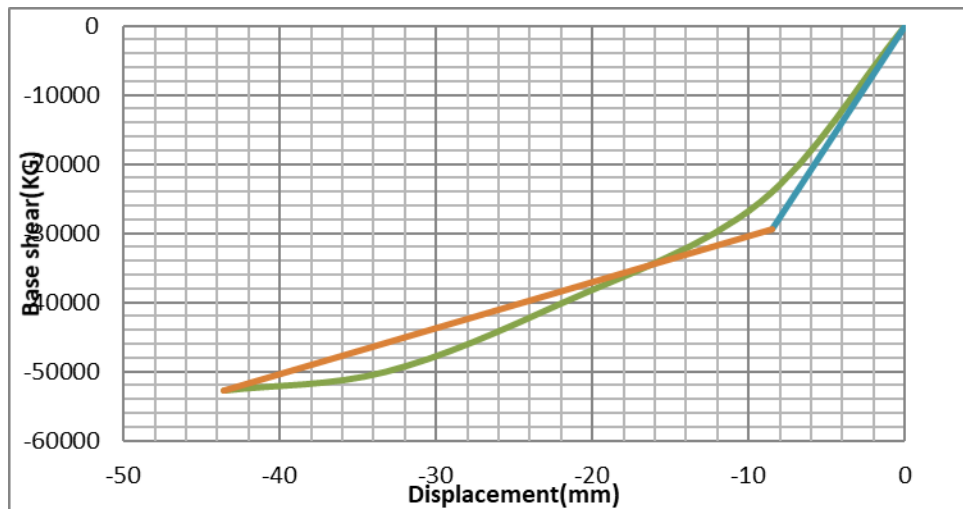
شکل ۹-۰: منحنی نیرو-جابجایی بدون out of plne در مدل شماره ۱



شکل ۱۰-۰: منحنی نیرو-جابجایی با out of plne در مدل شماره ۲

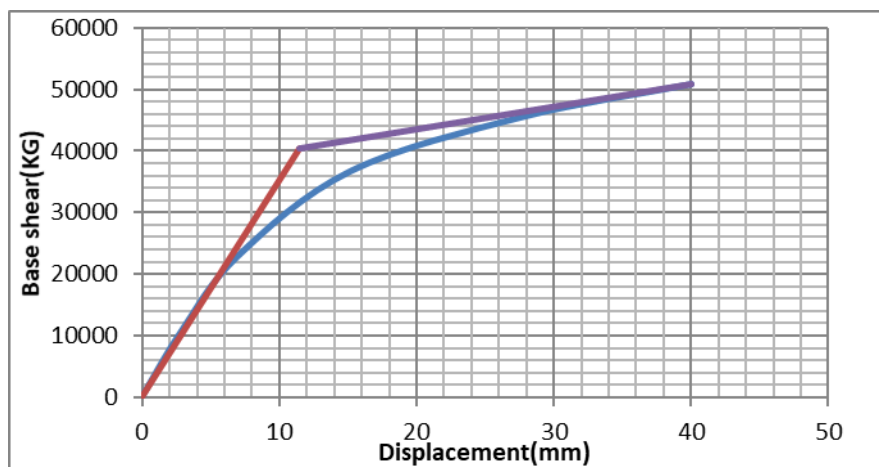


شکل ۱۱-۰: نمودار دوخطی مدل اول بدون out of plane (مثبت)

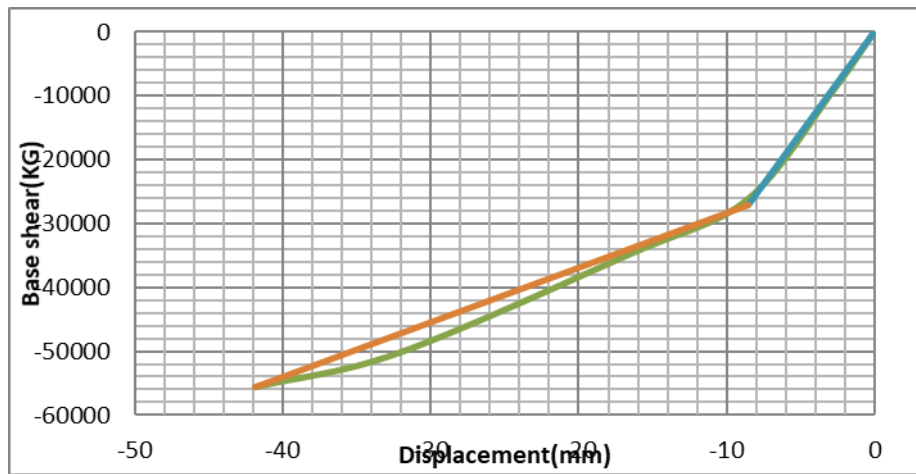


شکل ۱۲-۰: نمودار دوخطی مدل اول بدون out of plane (منفی)

مقدار ضریب برای حدود IO، LS و CP برای نمونه اول به ترتیب برابر 2.101058، 3.135908 و 4.181211 محاسبه شد. سختی یا شیب قسمت مثبت (کششی) برابر 35.217 و شیب ناحیه منفی (فشاری) برابر 34.705 است. سطح زیر نمودار دوخطی که معادل استهلاک انرژی می باشد؛ در قسمت کششی برابر 1603662 و در قسمت فشاری 1566543 است.



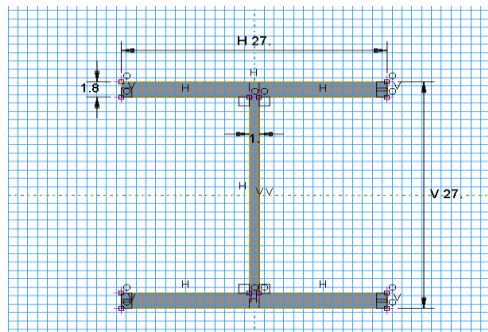
شکل ۱۳-۰: نمودار دوخطی مدل دوم با out of plane (مثبت)



شکل ۱۴-۰: نمودار دوخطی مدل دوم با out of plane (منفی)

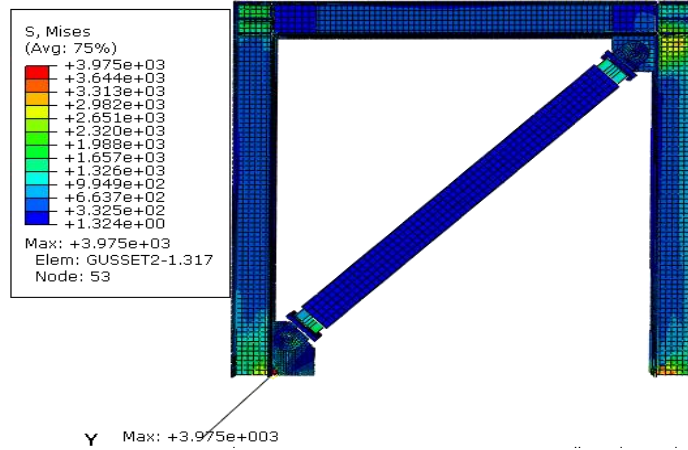
مقدار ضریب برای حدود IO، LS و CP برای مدل ۲ به ترتیب برابر 1.945، 2.903 و 3.872 محاسبه شد. سختی یا شیب قسمت مثبت (کششی) برابر 25.454 و شیب ناحیه منفی (فشاری) برابر 31.7388 است. سطح زیر نمودار دوخطی که معادل استهلاک انرژی می‌باشد؛ در قسمت کششی برابر 1536023 و در قسمت فشاری 1492889 است.

در فرض دوم به جای IPE270 از تیر ورق با ابعاد زیر استفاده شد که در شکل ۵-۱۵ قبل مشاهده می‌باشد ولی ضخامت صفحه اتصال همچنان ۳ سانتی‌متر بود.

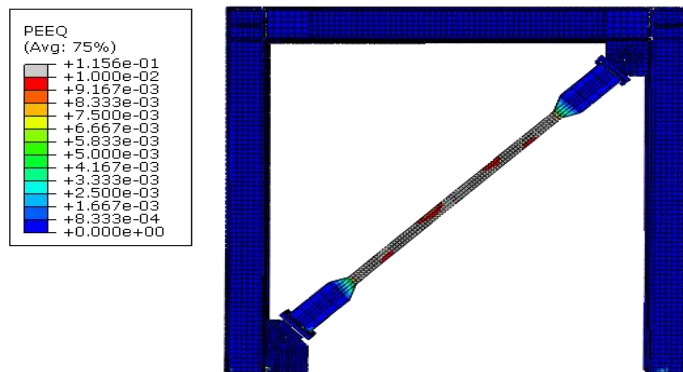


شکل ۱۵-۰: ابعاد تیر ورق و ستون

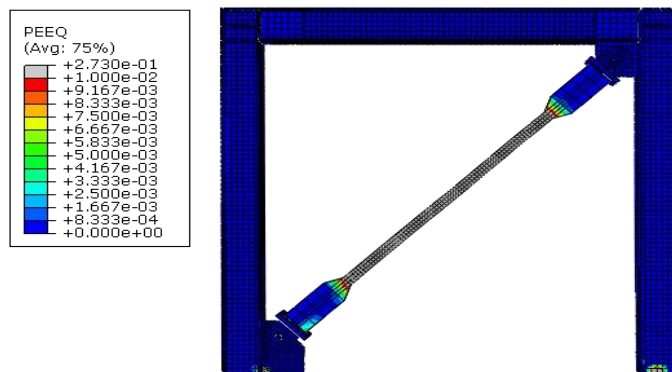
نتایج این حالت بدین شرح بود: غلاف فولادی که در مدل‌های قبلی به آن تنش وارد نمیشد در حالت جابجایی خارج از صفحه مقداری نیرو جذب کرده و همان‌طور که در شکل ۱۸-۰ مشاهده می‌شود، علاوه بر قسمت تسلیم شونده، بخشی از قسمت تسلیم نشونده که در طول تحلیل نباید تسلیم شود، تسلیم شده است و پس از ۹۱ درصد تحلیل را متوقف کرده است. همچنین در مدل دارای جابجایی خارج از صفحه هنگامی که مهاربند در فشار قرار می‌گیرد تسلیم آن دیگر به صورت یکنواخت نمی‌باشد و به صورت منقطع می‌شود. تسلیم ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون و تسلیم سخت‌کننده‌ها بیانگر این موضوع می‌باشد که طراحی اجزای اتصال برای جابجایی خارج از صفحه مهم می‌باشد. در این مدل نیز میزان سختی، مقاومت و شکل‌پذیری تغییر چندانی نکرده است و سطح زیر منحنی دو نمودار تقریباً نزدیک به هم است و مانند مدل قبلی تغییر زیادی نداشته است.



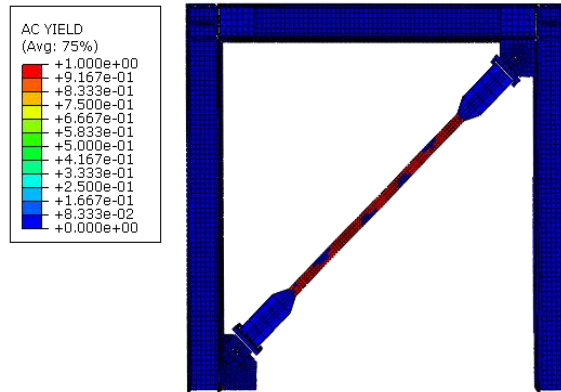
شکل ۱۶- تنش میسز مدل ۳



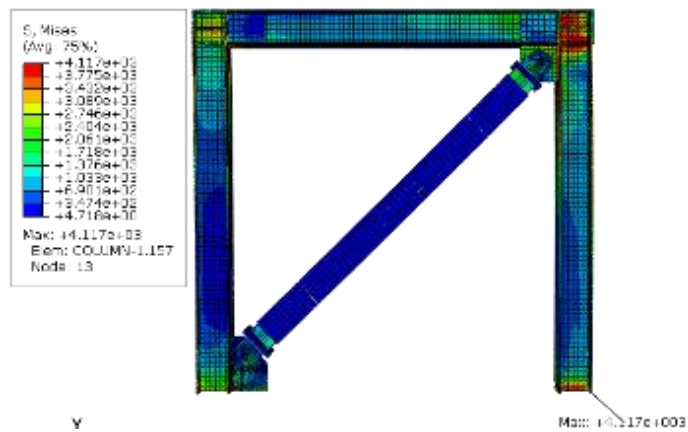
شکل ۱۷- مفصل پلاستیک اول در مدل سوم



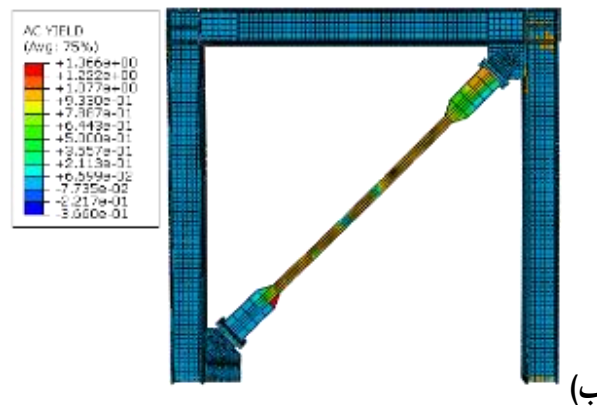
شکل ۱۸-۰: مفصل پلاستیک دوم در مدل سوم



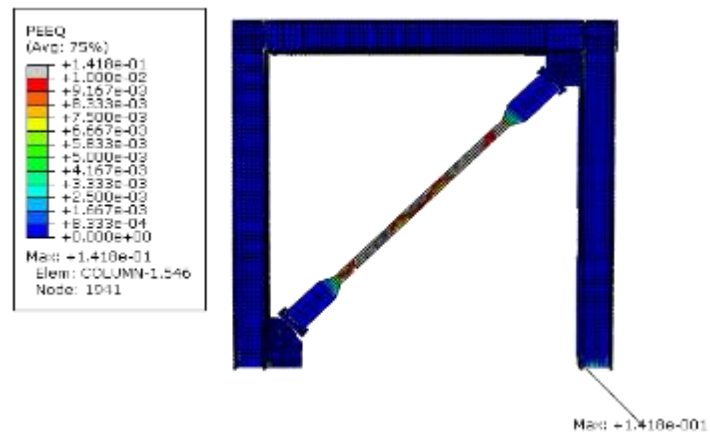
شکل ۱۹-۰: تنش تسلیم نهایی مدل سوم



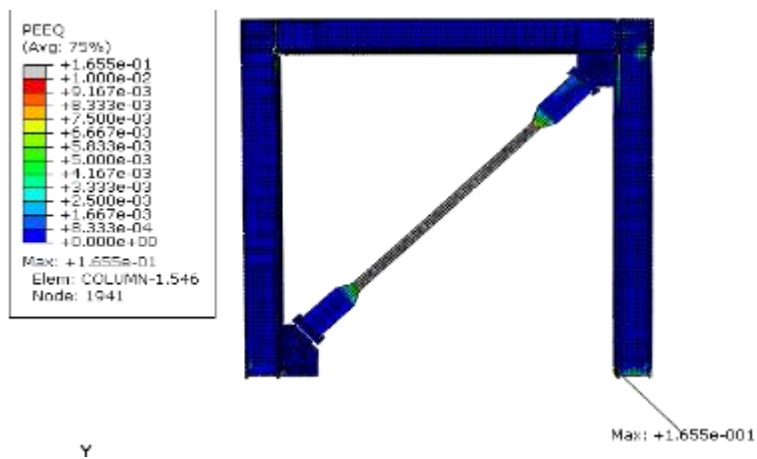
(الف)



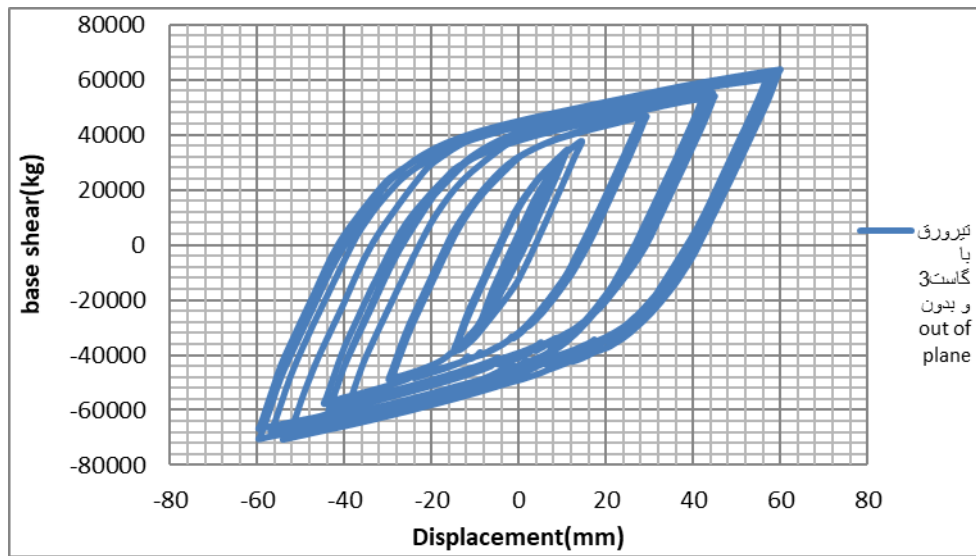
شکل ۲۰-۰: (الف) تنش میسر در مدل چهارم (ب) تسلیم هسته به همراه تسلیم بخشی از قسمت‌های غیر تسلیم‌شونده و سخت‌کننده‌ها



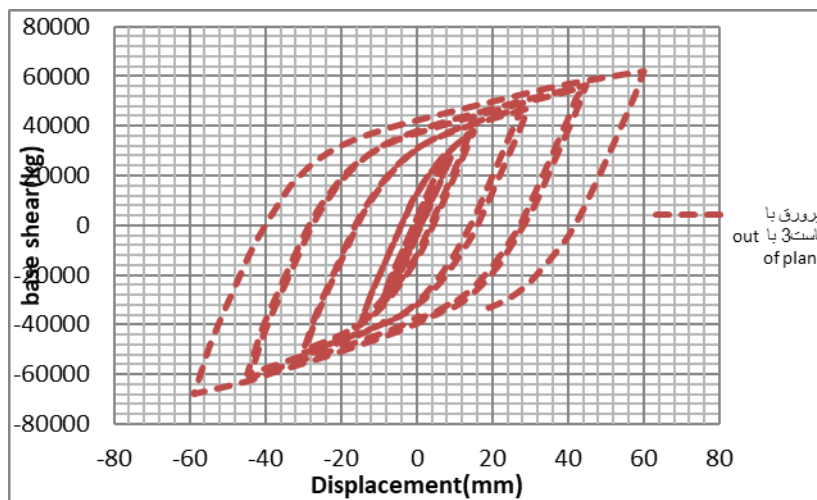
شکل ۲۱-۰: تشکیل اولین مفصل پلاستیک در مدل چهارم



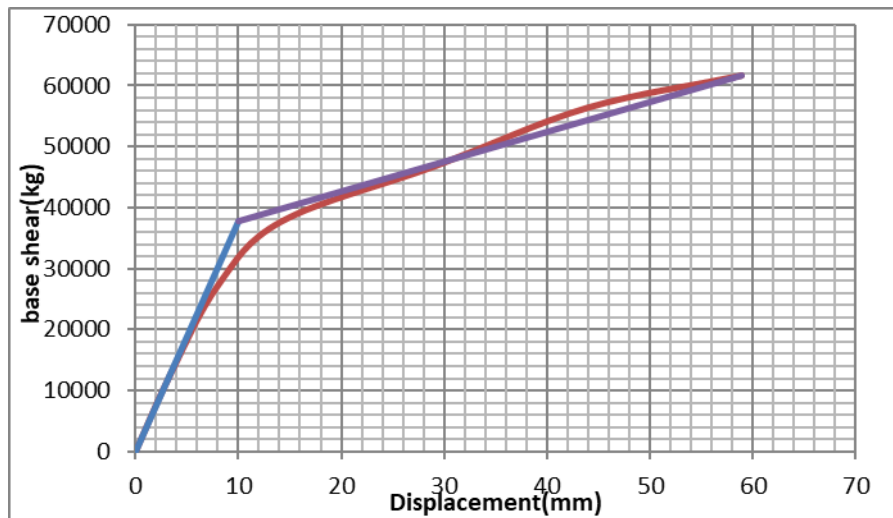
شکل ۲۲-۰: تشکیل دومین مفصل پلاستیک در مدل چهارم



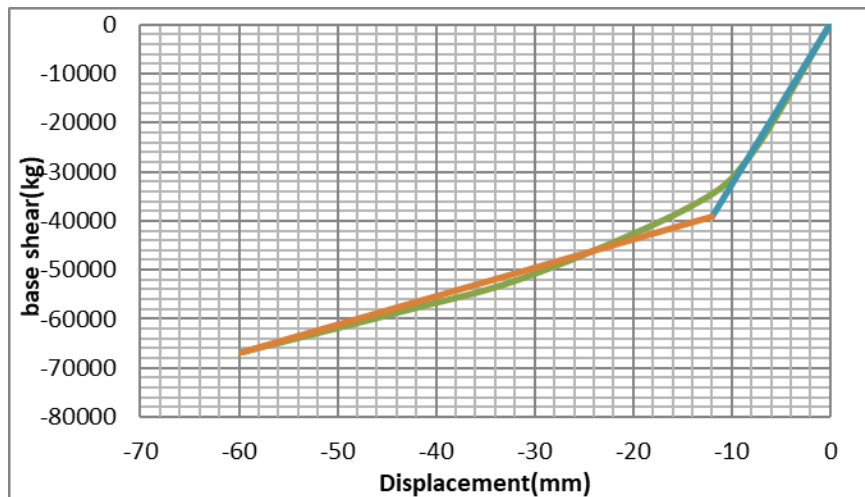
شکل ۰-۲۳: منحنی نیرو-تغییر مکان بدون out of plane در مدل شماره ۳



شکل ۰-۲۴: منحنی نیرو-تغییر مکان با out of plane در مدل شماره ۴

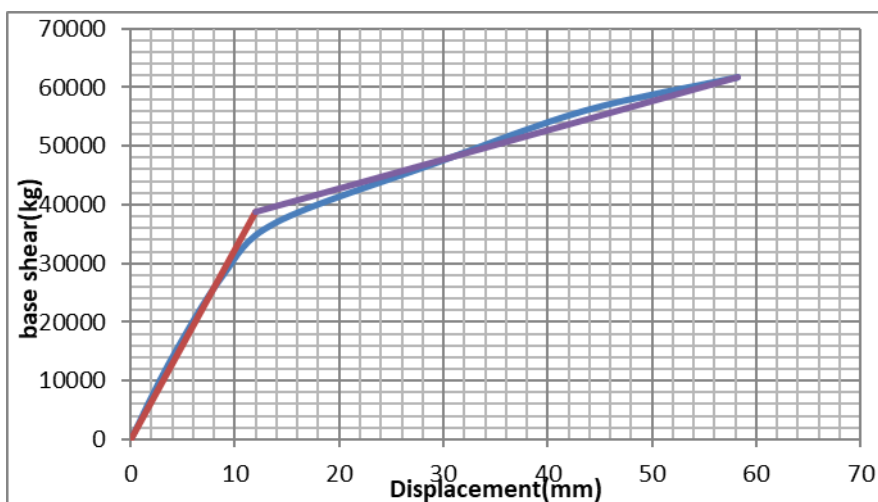


شکل ۲۵-۰: نمودار دوخطی مدل سوم بدون out of plane (مثبت)

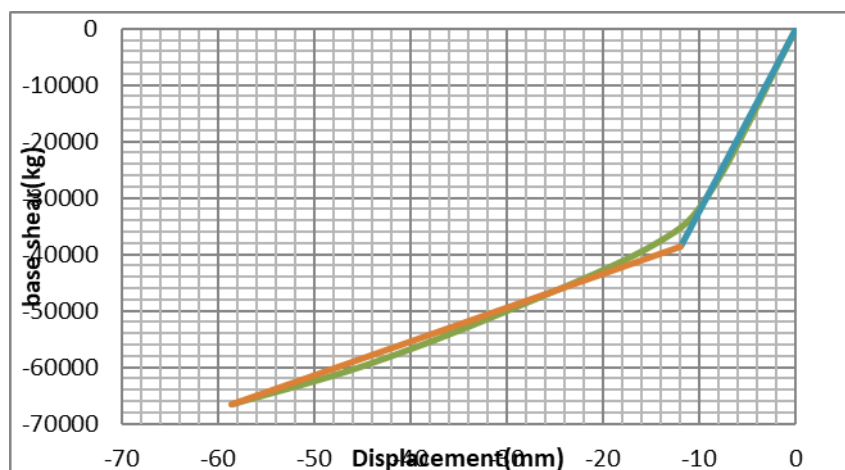


شکل ۲۶-۰: نمودار دوخطی مدل سوم بدون out of plane (منفی)

مقدار ضریب برای حدود IO، LS و CP برای نمونه سوم به ترتیب برابر 2.7299، 4.0745 و 5.432703 محاسبه شد. سختی یا شیب قسمت مثبت (کششی) برابر 37.733 و شیب ناحیه منفی (فشاری) برابر 32.50 است. سطح زیر نمودار دوخطی که معادل استهلاک انرژی می‌باشد؛ در قسمت کششی برابر 2618878 و در قسمت فشاری 2756188 است.



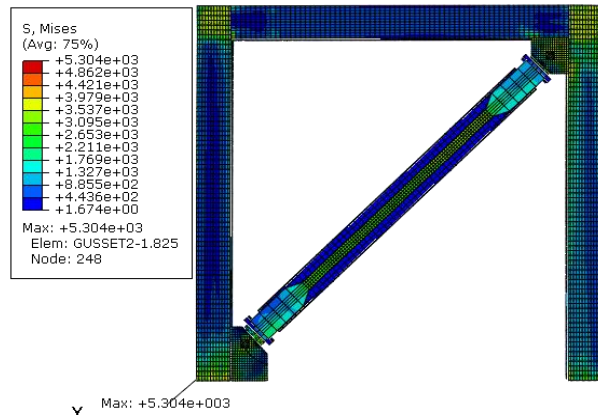
شکل ۲۷-+ نمودار دوخطی مدل چهارم با out of plane (مثبت)



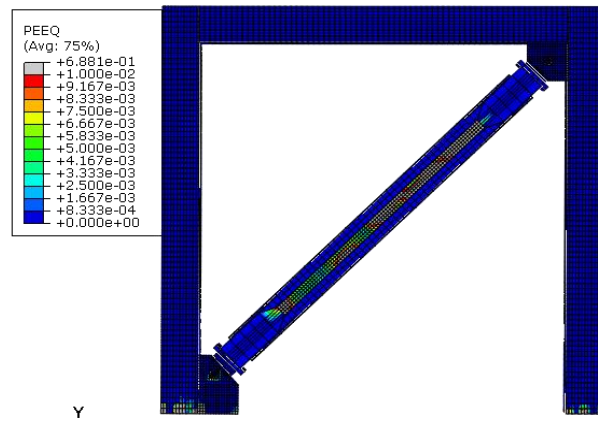
شکل ۲۸-+ نمودار دوخطی مدل چهارم با out of plane (منفی)

مقدار ضریب m برای حدود IO، LS و CP برای نمونه چهارم به ترتیب برابر 2.445557، 3.650084 و 4.866779 محاسبه شد. سختی یا شیب قسمت مثبت (کششی) برابر 32.35 و شیب ناحیه منفی (فشاری) برابر 32.156 است. سطح زیر نمودار دوخطی که معادل استهلاک انرژی می‌باشد؛ در قسمت کششی برابر 2553808 و در قسمت فشاری 2680781 است.

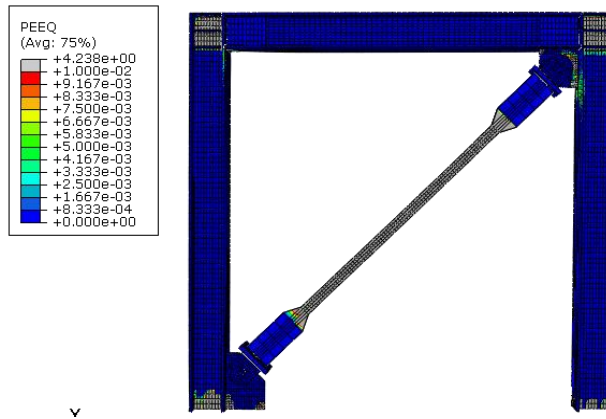
در فرض سوم مدل‌سازی قاب ساخته شده از تیرورق مانند فرض قبل است، ولی هردو ورق اتصال (صفحه اتصال) با ضخامت ۱/۵ مدل شدند. همانطور که در شکل ۲۹-۵ دیده می‌شود این بار علاوه بر موارد قبلی، بخشی از صفحه اتصال و قسمتی از بال-های ستون نیز تسلیم شده است. نمودار در شکل ۳۸-۵ نیز گواه این موضوع می‌باشد که تحلیل در ۸۲ درصد متوقف شده و دیگر انرژی جذب نکرده ولی شیب نمودار و میزان سختی و مقاومت مانند موارد قبل تغییری نکردند.



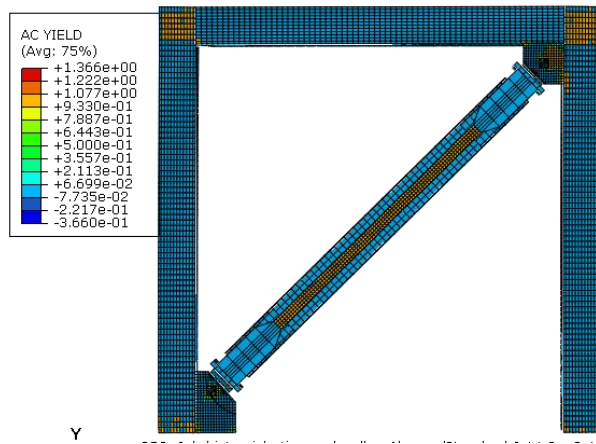
شکل ۲۹- تنش میسز مدل ۵



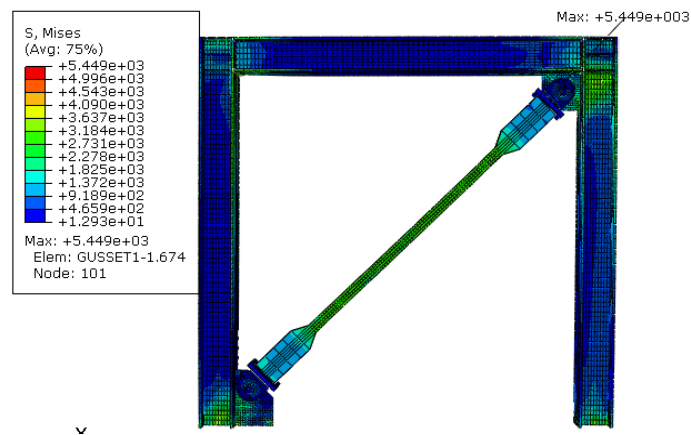
شکل ۳۰- مفصل پلاستیک اول مدل ۵



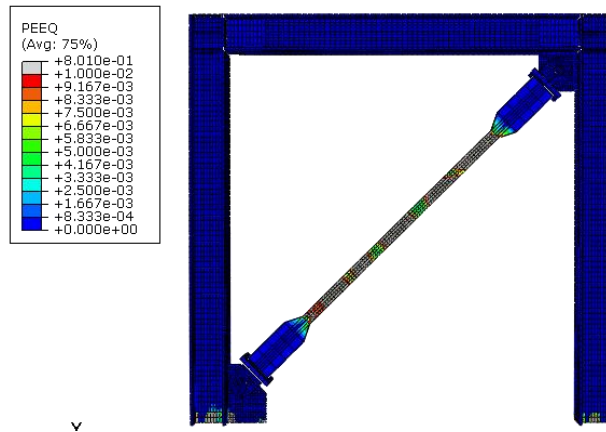
شکل ۳۱- مفصل پلاستیک دوم مدل ۵



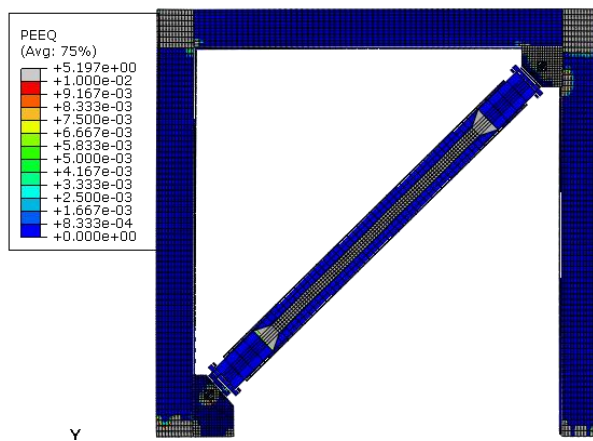
شکل ۳۲-+ تنش تسلیم نهایی مدل ۵



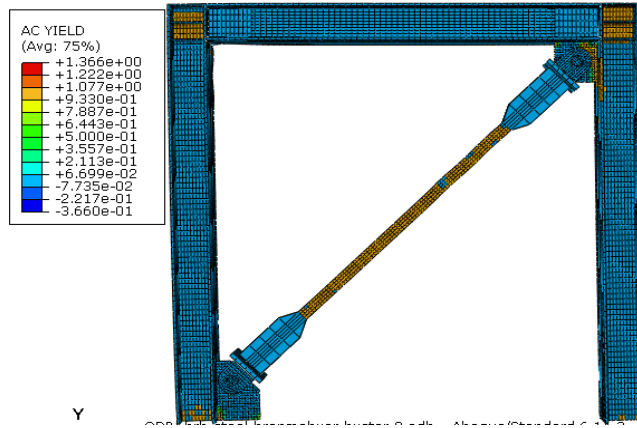
شکل ۳۳-+ تسلیم هسته و نواحی اتصال تیر و ستون و بخشی از ورق های اتصال در مدل ششم



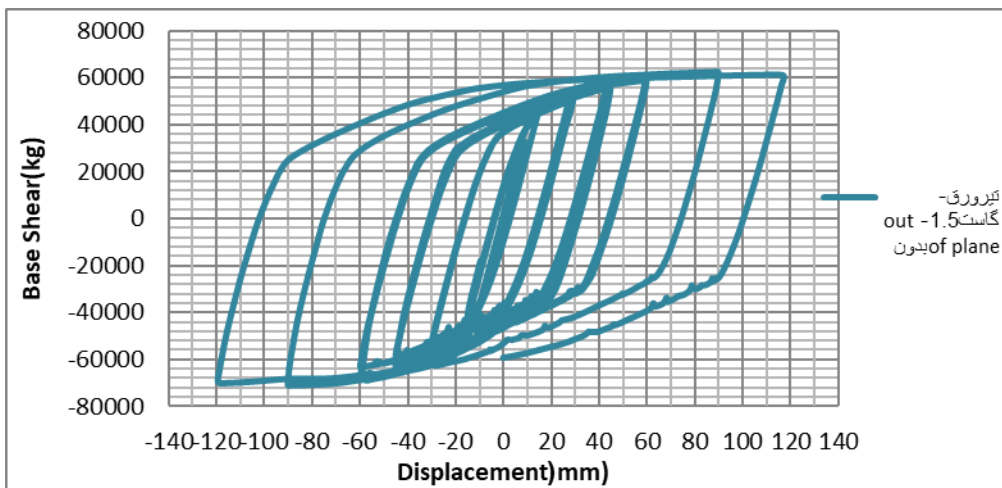
شکل ۳۴-+ تشکیل مفصل پلاستیک اول در مدل ۶



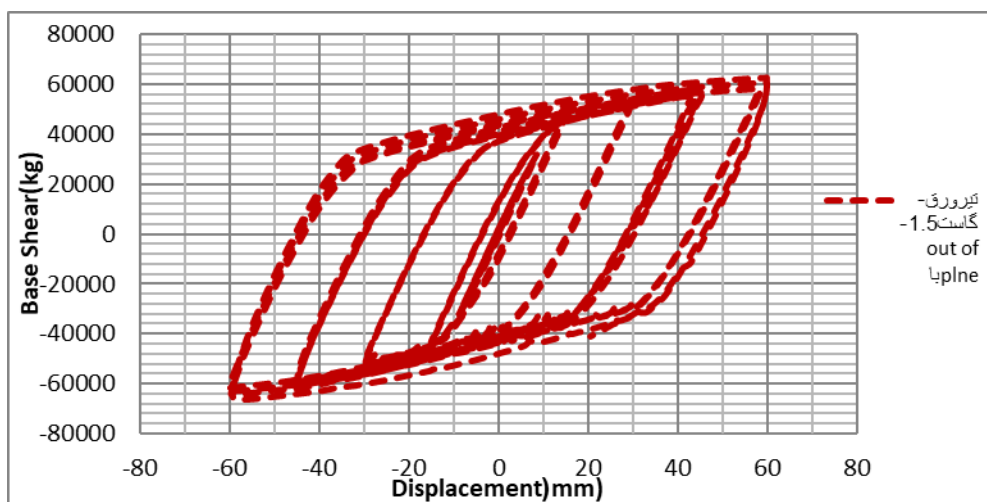
شکل ۳۵-+ تشکیل مفصل پلاستیک دوم در مدل ۶



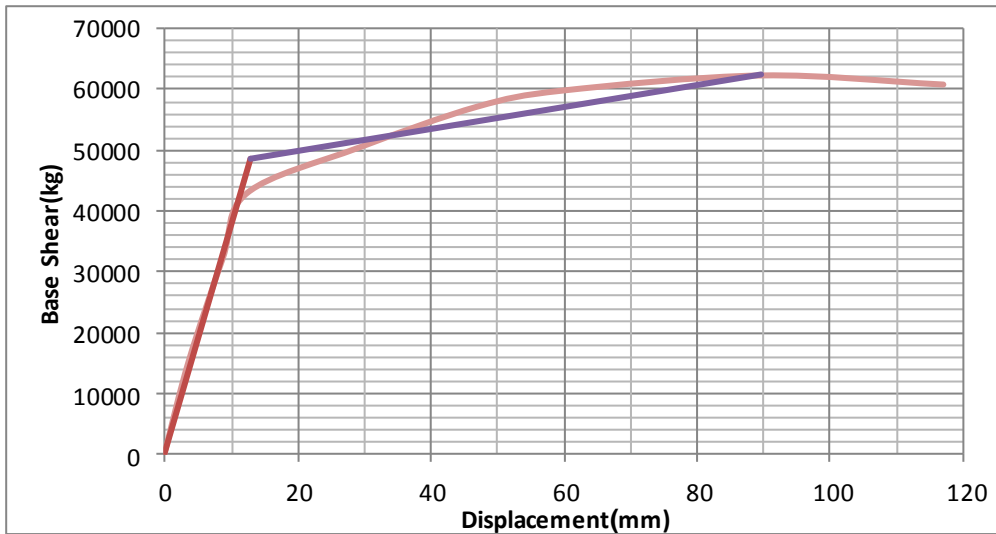
شکل ۳۶-+ تنش تسلیم نهایی در مدل ۶



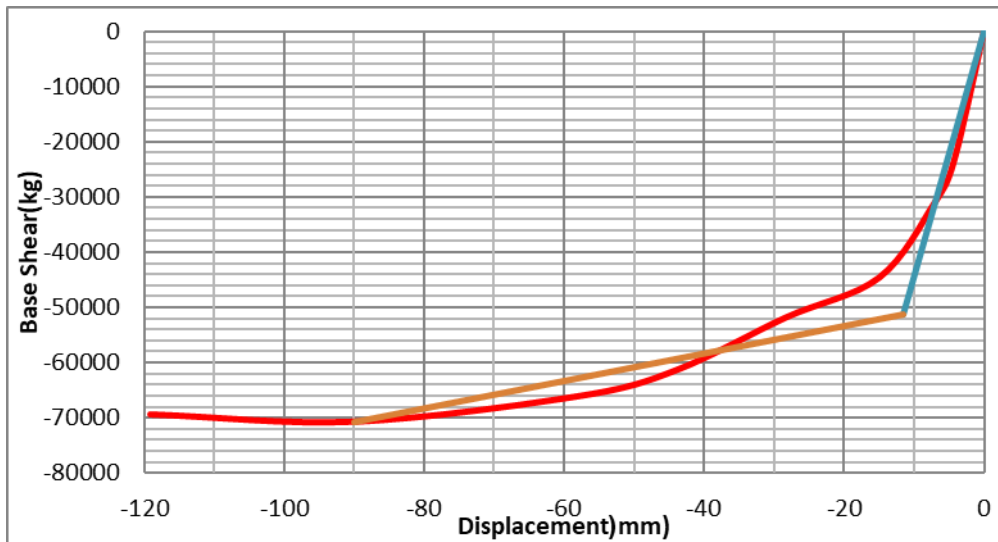
شکل ۳۷-+ منحنی نیرو-جابجایی مدل پنجم با صفحه اتصال ۱/۵ سانتی متر بدون out of plane



شکل ۳۸-+ منحنی نیرو-جابجایی مدل ششم با صفحه اتصال ۱/۵ سانتی متر با out of plane

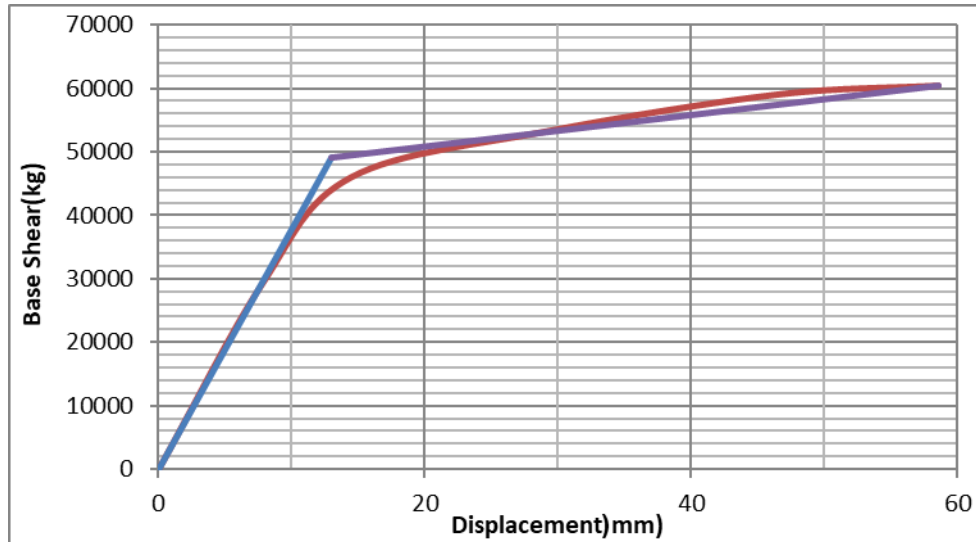


شکل ۳۹-۰: نمودار دوخطی مدل پنجم بدون out of plane (مثبت)

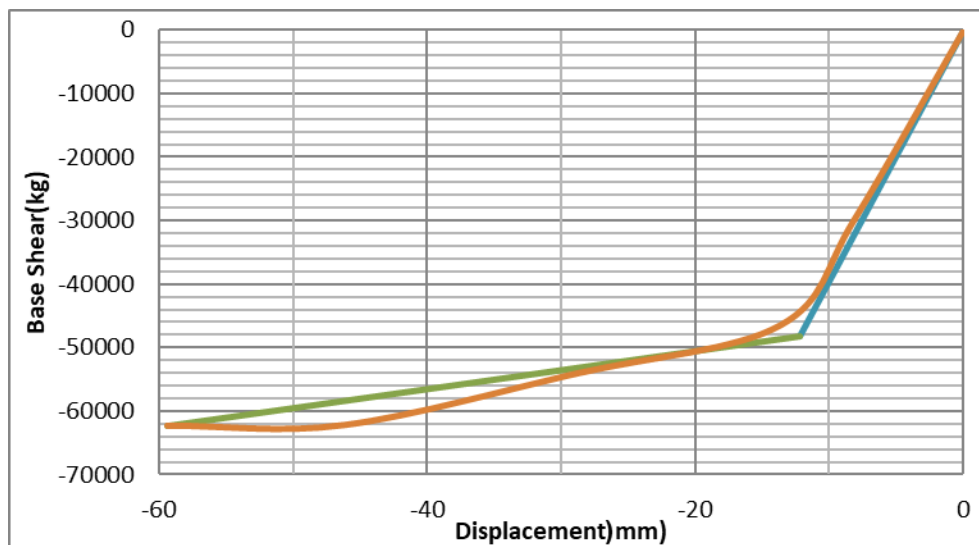


شکل ۴۰-۰: نمودار دوخطی مدل پنجم بدون out of plane (منفی)

مقدار ضریب m برای حدود IO، LS و CP برای نمونه پنجم به ترتیب برابر 3.68204، 5.495581 و 7.327442 محاسبه شد. سختی یا شیب قسمت مثبت (کششی) برابر 37.349 و شیب ناحیه منفی (فشاری) برابر 44.615 است. سطح زیر نمودار دوخطی که معادل استهلاک انرژی می‌باشد؛ در قسمت کششی برابر 4573602 و در قسمت فشاری 5075268 است.



شکل ۴۱-+ : نمودار دوخطی مدل ششم با out of plane (مثبت)

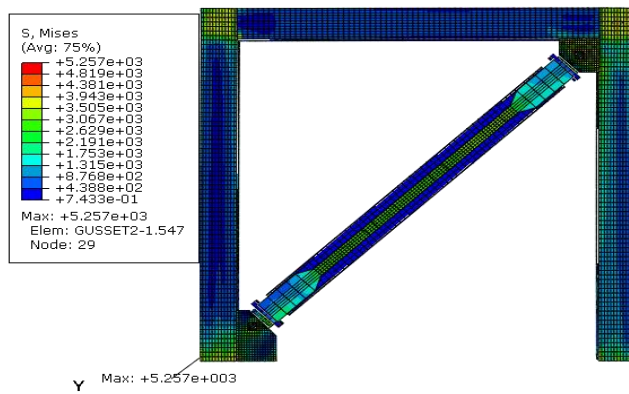


شکل ۴۲-+ : نمودار دوخطی مدل ششم با out of plane (منفی)

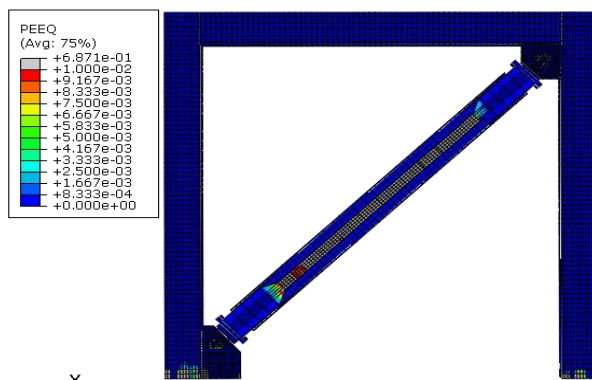
مقدار ضریب m برای حدود LS ، IO و CP برای نمونه ششم به ترتیب برابر 2.354917، 3.514801 و 4.686402 محاسبه شد. سختی یا شیب قسمت مثبت (کششی) برابر 37.69 و شیب ناحیه منفی (فشاری) برابر 39.49 است. سطح زیر نمودار دوخطی که معادل استهلاک انرژی می‌باشد؛ در قسمت کششی برابر 2816224 و در قسمت فشاری 2898053 است.

در فرض چهارم مدل‌سازی، جزییات مدل‌سازی و اجزای قاب مثل قبل است با این تفاوت که با توجه به روابط طراحی صفحه اتصال که در ابتدای فصل پنجم آورده شد، همانطور که گفته شد ضخامت صفحه اتصال بالایی بزرگ‌تر مساوی $1/22$ سانتی متر و صفحه اتصال پایینی بزرگ‌تر مساوی $1/48$ سانتی متر محاسبه شد، که در این فرض مقدار حداقل ضخامت برای گاست‌ها در

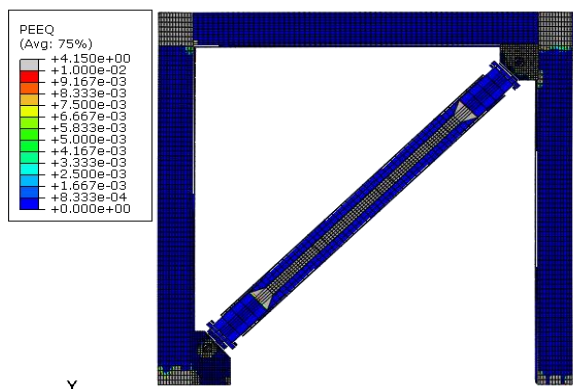
نظر گرفته شد. پس از تحلیل المان محدود مشاهده شد که با تسلیم شدن قسمت تسلیم نشونده و گاستها و نواحی اتصال تیر و ستون تحلیل متوقف می شود و هسته ی مستطیلی وسط در سیکل های انتهایی نیرویی جذب نمی کند.



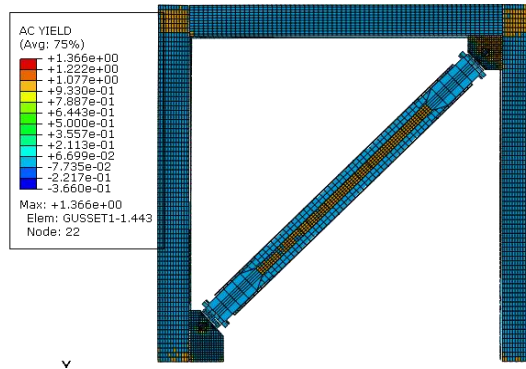
شکل ۴۳-+ تنش میسز مدل هفتم



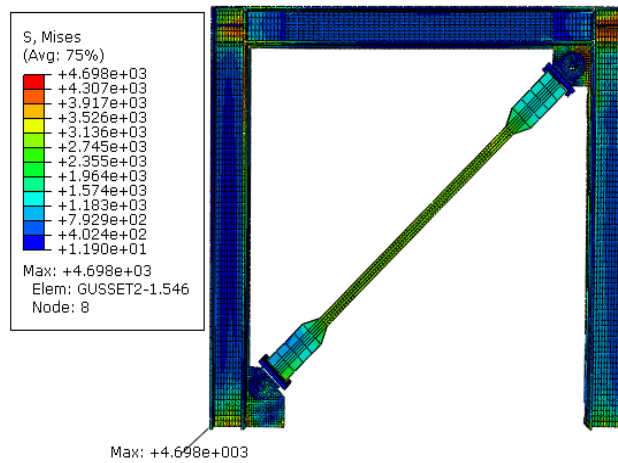
شکل ۴۴-+ مفصل پلاستیک اول مدل هفتم



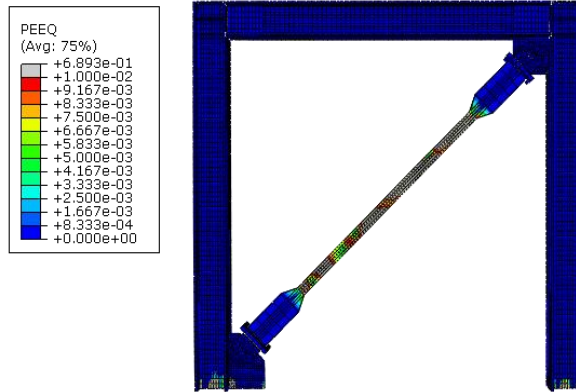
شکل ۴۵-+ مفصل پلاستیک دوم مدل هفتم



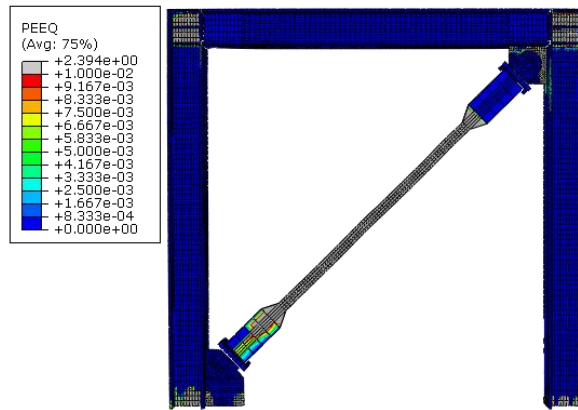
شکل ۴۶-+ تنش تسلیم نهایی مدل هفتم



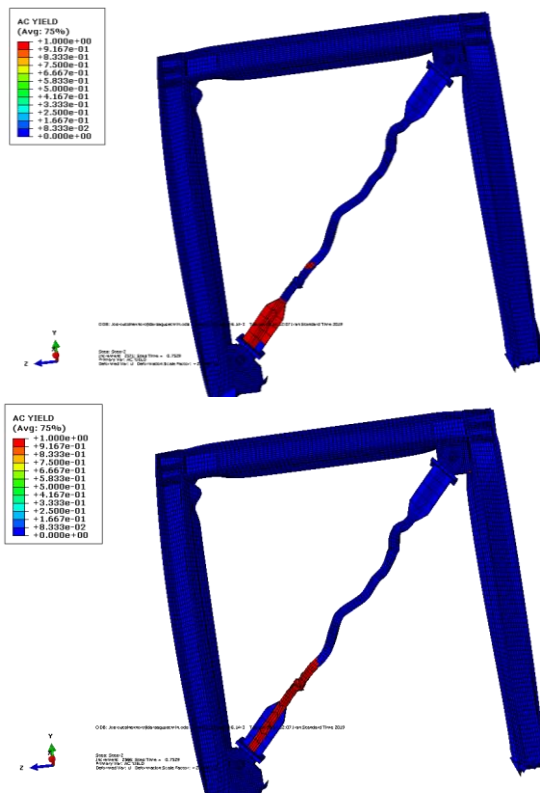
شکل ۴۷-+ تنش میسز مدل هشتم



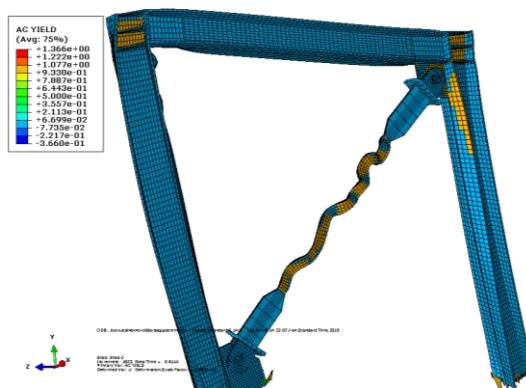
شکل ۴۸-+ مفصل پلاستیک اول مدل هشتم



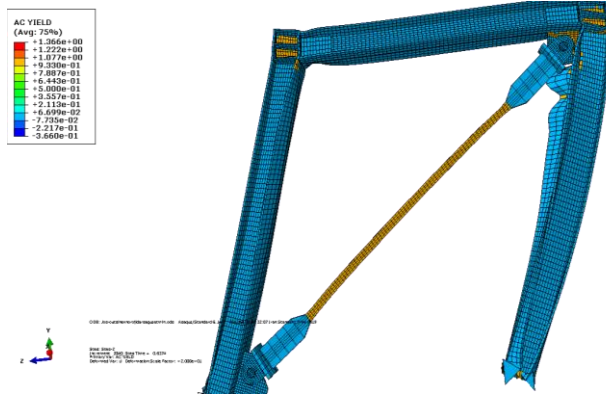
شکل ۴۹-+ مفصل پلاستیک دوم مدل هشتم



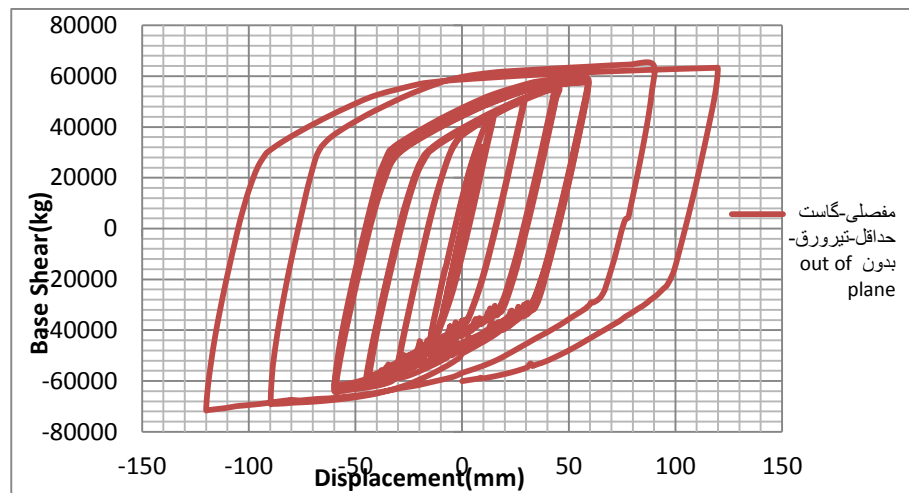
شکل ۵-۵: تسلیم قسمت تسلیم نشونده در انتهای تحلیل مدل هشتم



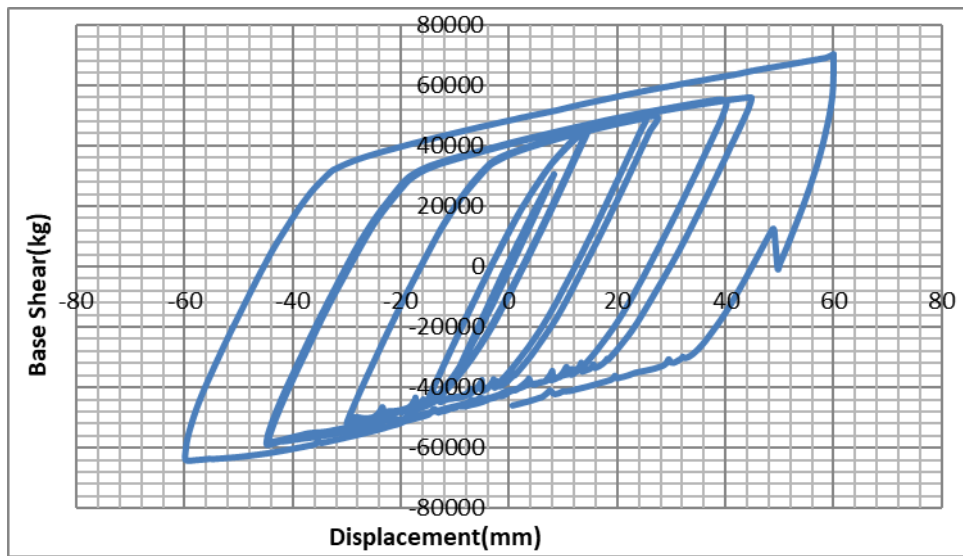
شکل ۵۱-+ تسلیم مدل در سیکل فشاری و کماتش های موضعی مدل هشتم



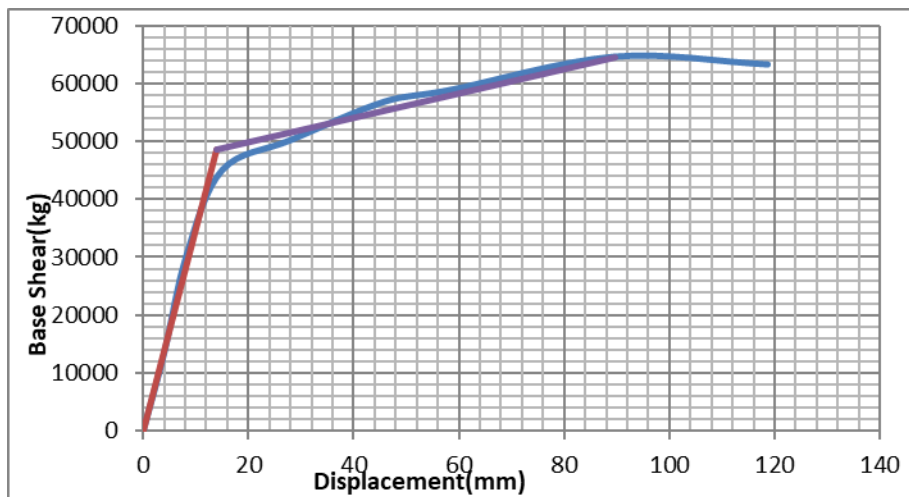
شکل ۵۲-+ تسلیم مدل در سیکل کششی مدل هشتم



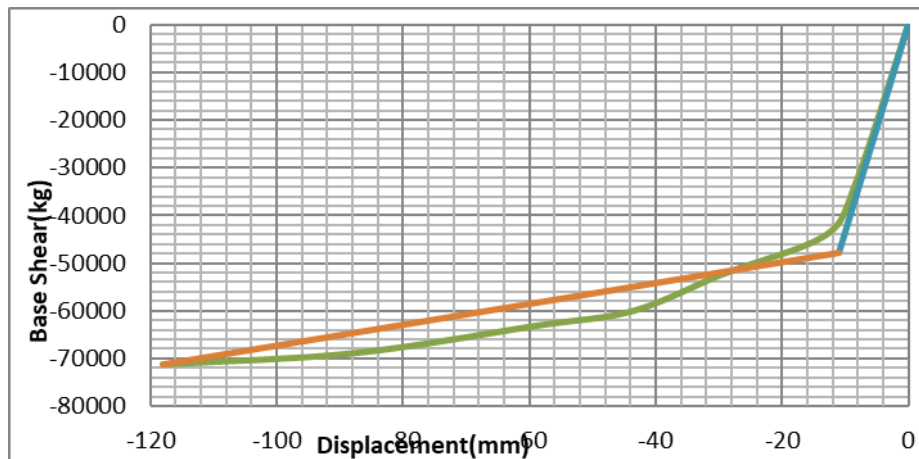
شکل ۵۳-+ منحنی نیرو-جابجایی مدل هفتم با ضخامت صفحه اتصال مینیمم



شکل ۵۴-۰: منحنی نیرو-جابجایی مدل هشتم با ضخامت صفحه اتصال مینیمم

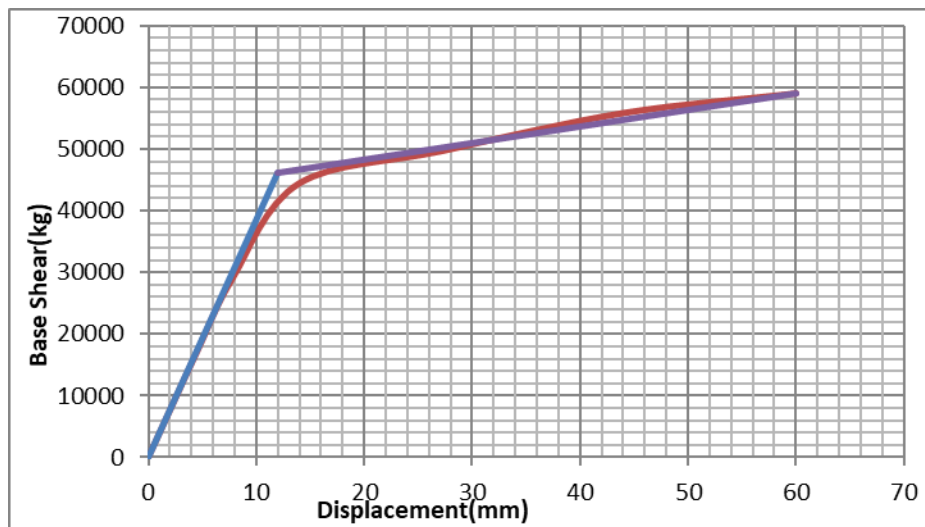


شکل ۵۵-۰: نمودار دوخطی مدل هفتم بدون out of plane (مثبت)

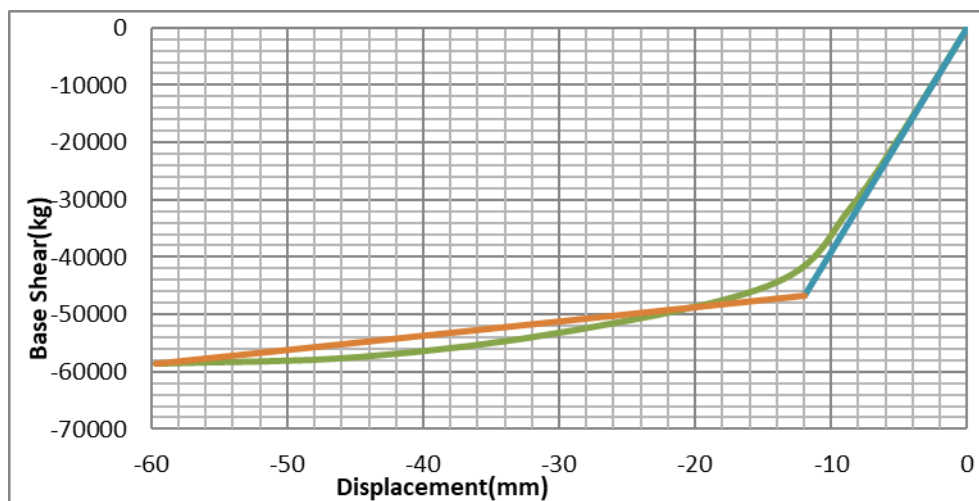


شکل ۵۶-+ نمودار دوخطی مدل هفتم بدون out of plane (منفی)

مقدار ضریب m برای حدود IO، LS و CP برای نمونه هفتم به ترتیب برابر 3.615381، 6.423145 و 8.564193 محاسبه شد. سختی یا شیب قسمت مثبت (کششی) برابر 34.719 و شیب ناحیه منفی (فشاری) برابر 43.541 است. سطح زیر نمودار دوخطی که معادل استهلاک انرژی می‌باشد؛ در قسمت کششی برابر 4618861 و در قسمت فشاری 4758119 است.



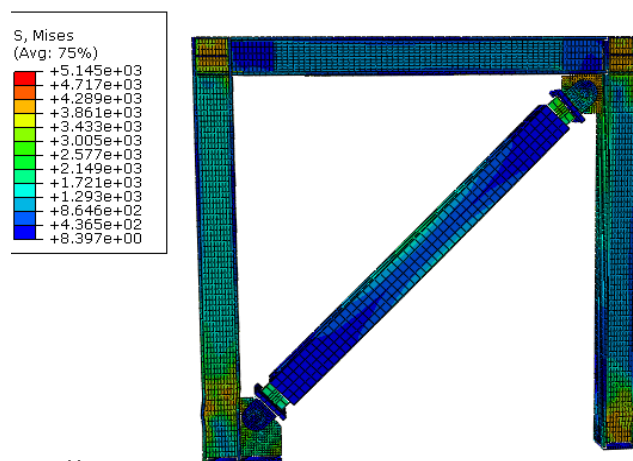
شکل ۵۷-+ نمودار دوخطی مدل هشتم با out of plane (مثبت)



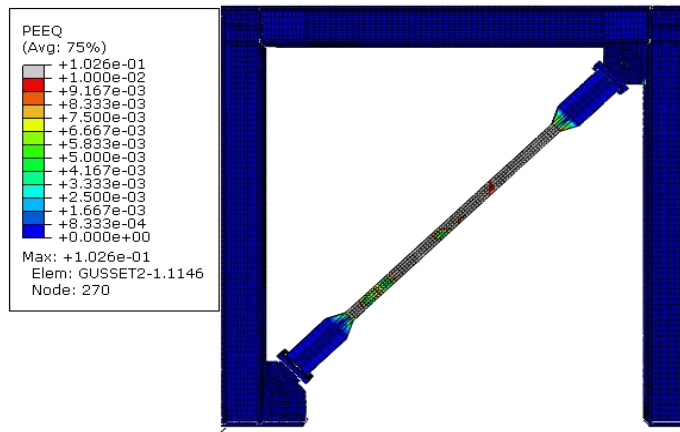
شکل ۵۸-+ نمودار دوخطی مدل هشتم با out of plane (منفی)

مقدار ضریب m برای حدود IO، LS و CP برای نمونه هشتم به ترتیب برابر 3.737659، 2.504232 و 4.983546 محاسبه شد. سختی یا شیب قسمت مثبت (کششی) برابر 38.517 و شیب ناحیه منفی (فشاری) برابر 39 است. سطح زیر نمودار دوخطی که معادل استهلاک انرژی می‌باشد؛ در قسمت کششی برابر 2801723 و در قسمت فشاری 2790796 است.

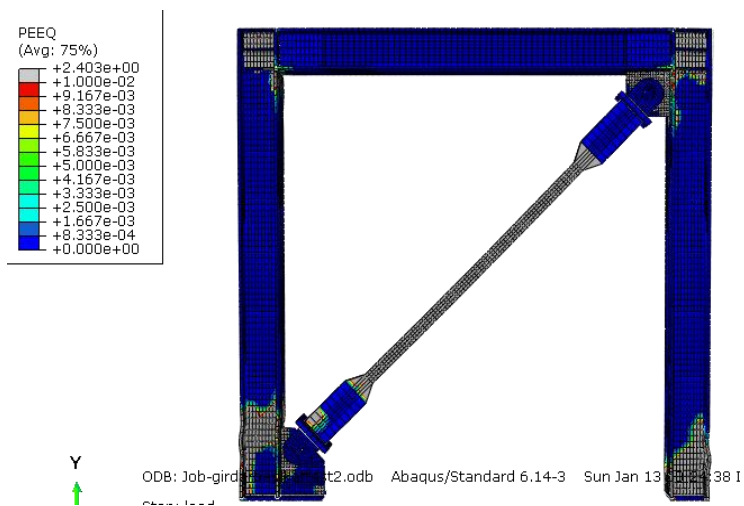
در فرض آخر ضخامت گاست‌ها و دیگر فرضیات عیناً مانند مدل قبلی است با این تفاوت که در این مدل تکیه‌گاه گیردار در نظر گرفته شد و در ابتدا مدل بدون جابه‌جایی خارج از صفحه را با ضخامت صفحه اتصال حداقل آیین نامه و تکیه‌گاه گیردار به تحلیل اجزا محدودی با نرم‌افزار آباکوس پرداختیم و پس از آن یک‌بار هم با در نظر گرفتن جابجایی خارج از صفحه مدل را تحلیل اجزا محدود کردیم. شکل‌های ۵-۵۹ تا ۵-۶۲ مربوط به مدل با تکیه‌گاه گیردار بدون جابجایی خارج از صفحه است و نتایج و شکل‌های ۵-۶۳ تا ۵-۶۶ مربوط به تاثیر جابجایی خارج از صفحه در مدل با تکیه‌گاه گیردار است. شکل ۵-۶۷ و ۵-۶۸ نمودار نیرو-جابجایی مدل با تکیه‌گاه گیردار با و بدون جابجایی خارج از صفحه را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود میزان مقاومت آن افت کرده و شیب نمودارها که بیانگر سختی می‌باشد کمتر شده و در مجموع سطح زیر نمودارها که بیانگر میزان جذب انرژی است کاهش یافته است.



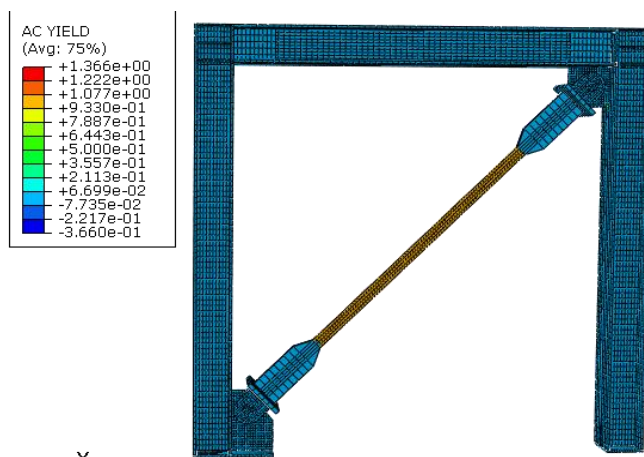
شکل ۵۹-۰: تنش میسز در مدل با تکیه‌گاه گیردار بدون جابجایی خارج از صفحه (مدل ۹)



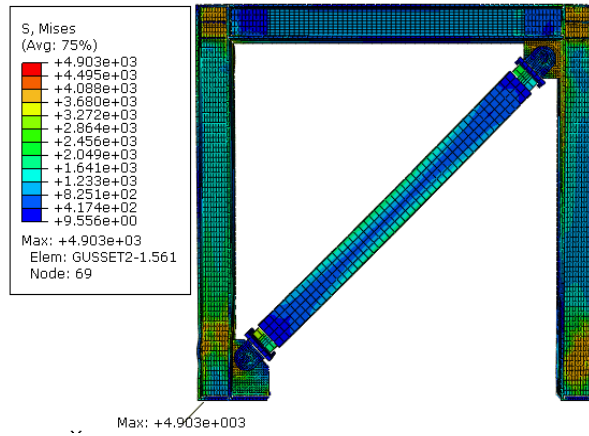
شکل ۶۰-۰: مفصل پلاستیک اول در مدل نهم



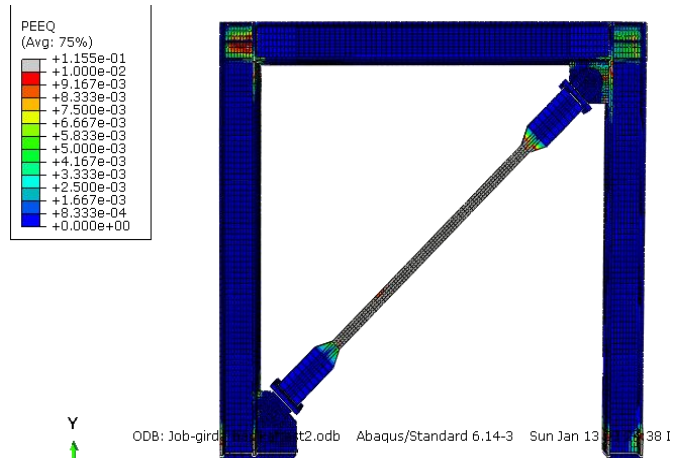
شکل ۶۱-۰: مفصل پلاستیک دوم در مدل نهم



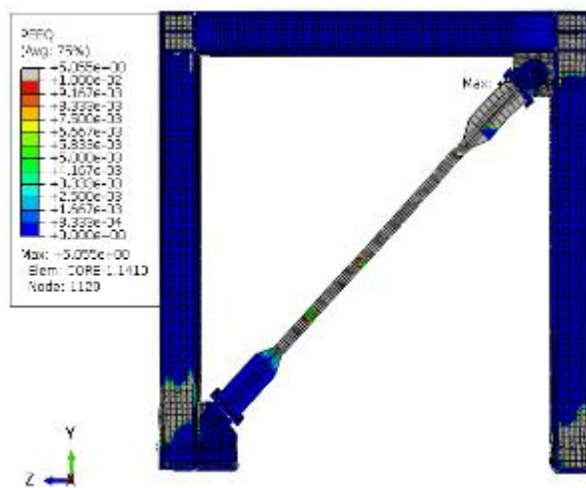
شکل ۶۲-۰: تسلیم هسته بدون جابجایی خارج از صفحه در مدل نهم



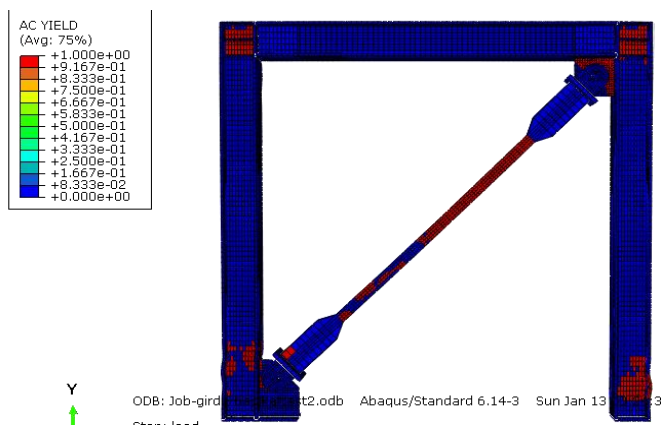
شکل ۶۳-۰: تنش میسز مدل دهم با تکیه‌گاه گیردار و ضخامت صفحه اتصال مینیمم



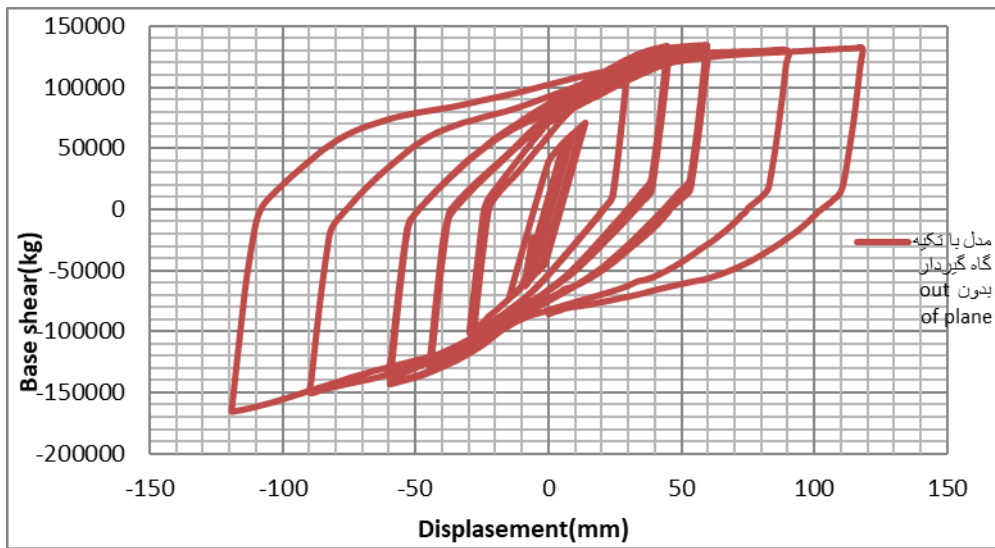
شکل ۶۴-+ مفصل پلاستیک اول در مدل دهم



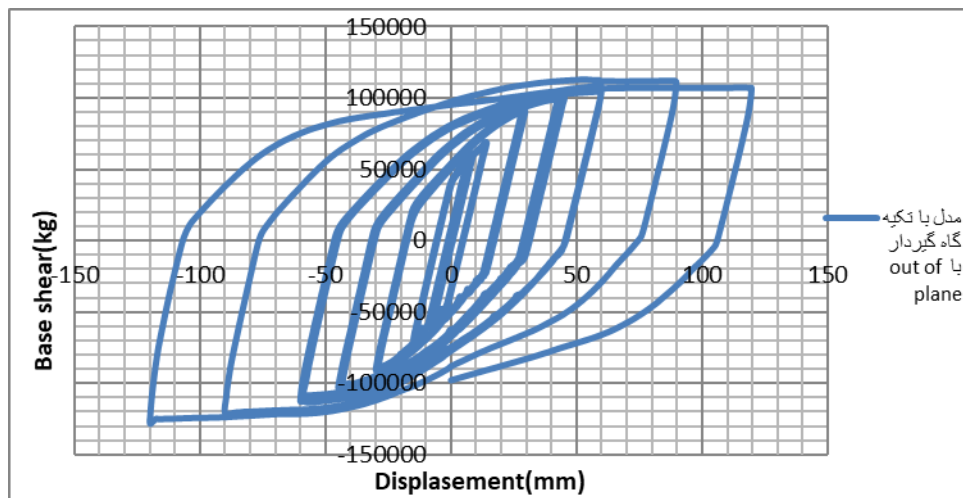
شکل ۶۵-+ مفصل پلاستیک دوم در مدل دهم



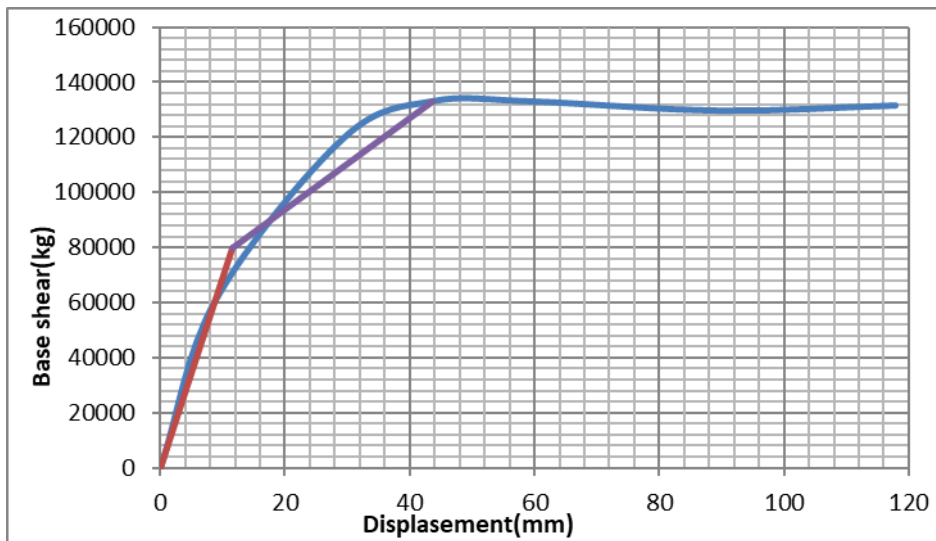
شکل ۶۶-+ تنش تسلیم نهایی مدل دهم



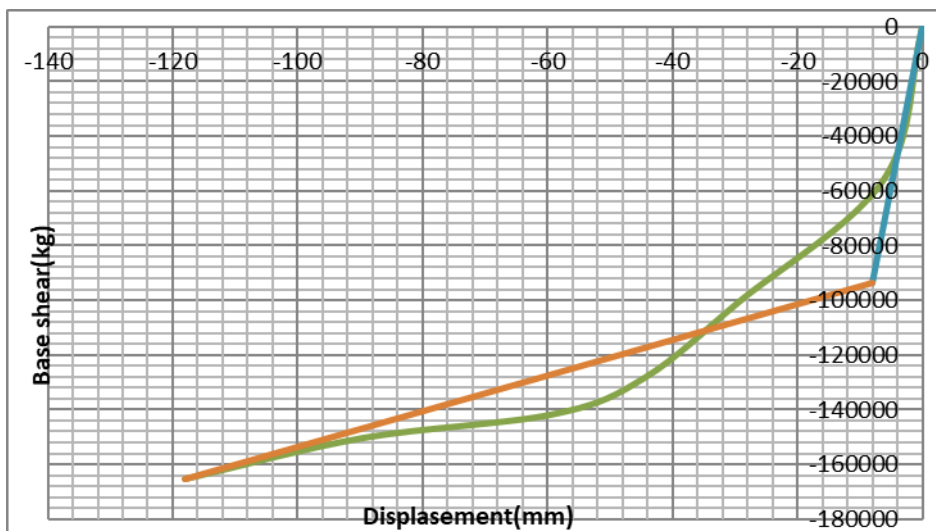
شکل ۶۷-+ منحنی نیرو-تغییر مکان مدل با تکیه گاه گیردار بدون جابجایی خارج از صفحه



شکل ۶۸-+ منحنی نیرو-تغییر مکان مدل با تکیه گاه گیردار با جابجایی خارج از صفحه

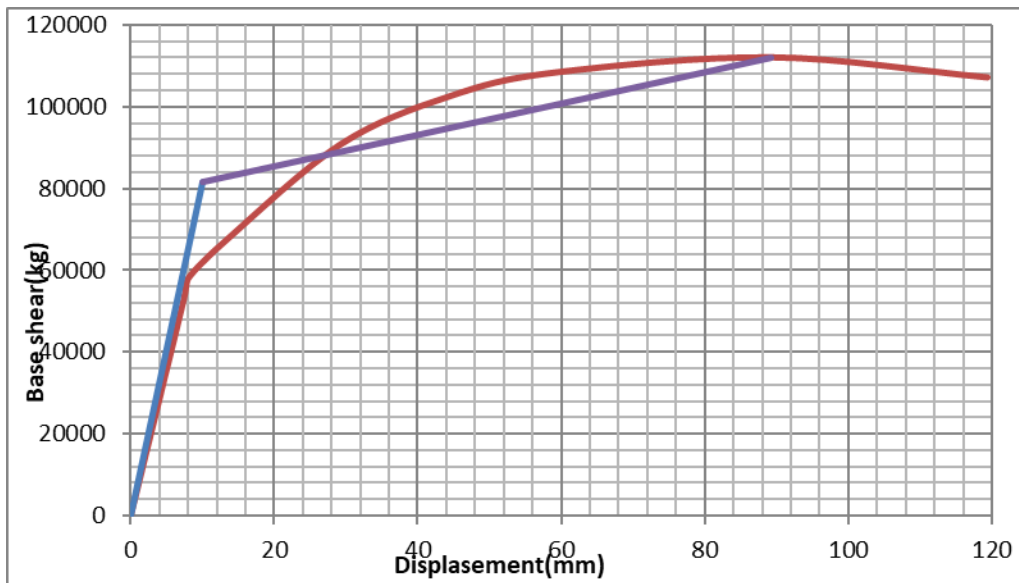


شکل ۰-۶۹: نمودار دوخطی مدل نهم بدون out of plane (مثبت)

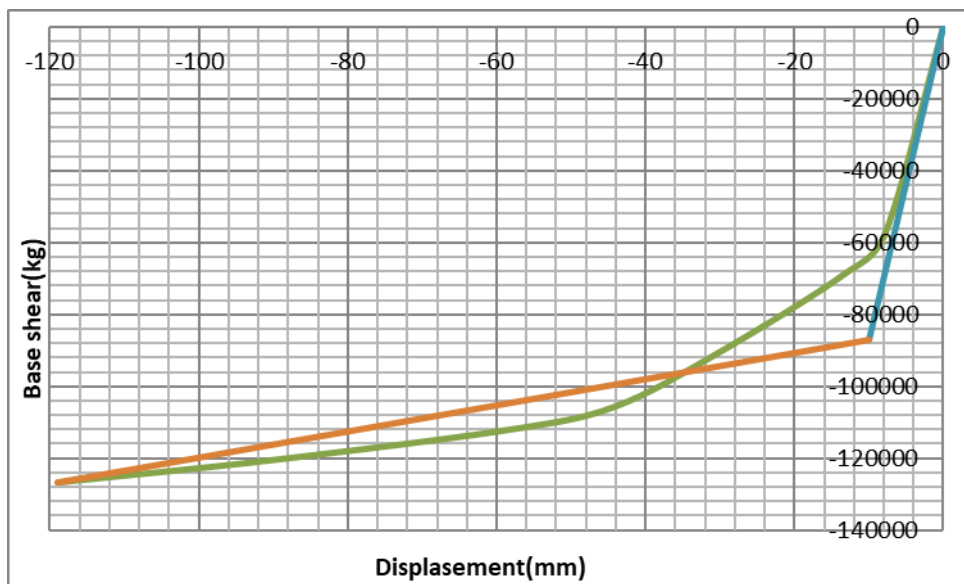


شکل ۰-۷۰: نمودار دوخطی مدل نهم بدون out of plane (منفی)

مقدار ضریب m برای حدود IO، LS و CP برای نمونه نهم به ترتیب برابر 7.823694، 5.241874834 و 10.43159 محاسبه شد. سختی یا شیب قسمت مثبت (کششی) برابر 81.91 و شیب ناحیه منفی (فشاری) برابر 87 است. سطح زیر نمودار دوخطی که معادل استهلاک انرژی می‌باشد؛ در قسمت کششی برابر 8084353 و در قسمت فشاری 12074385 است.



شکل ۷۱-۰: نمودار دوخطی مدل دهم با out of plane (مثبت)



شکل ۷۲-۰: نمودار دوخطی مدل دهم با out of plane (منفی)

مقدار ضریب m برای حدود IO ، LS و CP برای نمونه دهم به ترتیب برابر 4.6577، 6.95179035 و 9.2690538 محاسبه شد. سختی یا شیب قسمت مثبت (کششی) برابر 69.565 و شیب ناحیه منفی (فشاری) برابر 117.31 است. سطح زیر نمودار دوخطی که معادل استهلاک انرژی می‌باشد؛ در قسمت کششی برابر 3880888 و در قسمت فشاری 14629519 است. برخی از این مدل‌ها با فنر نیز که در فصل قبل توضیح داده شد تست گردید و نتایج آن مانند مدل با غلاف و بتن شد و اختلاف ناچیزی داشت. نتایج برای پرهیز از زیاده‌گویی حذف شده اند.

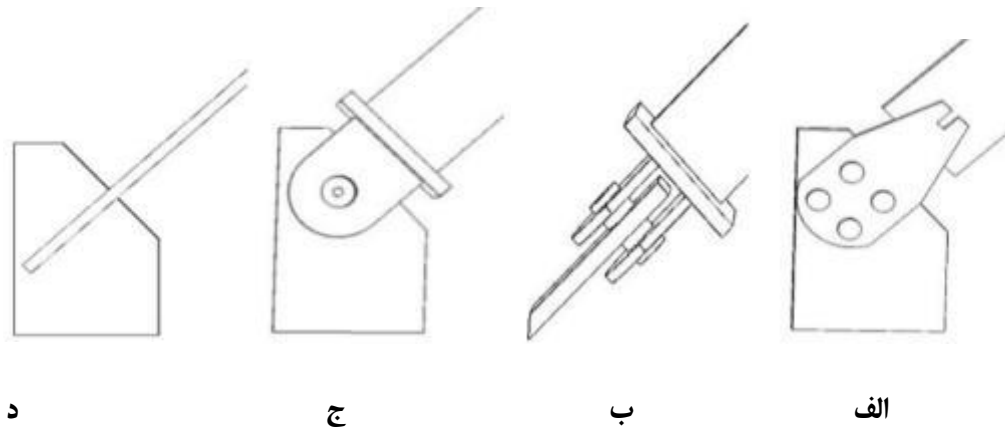
جدول ۱-۰: مقایسه پارامترهای مختلف در مدل‌ها

مدل‌ها	m_{IO}	m_{LS}	m_{CP}	سختی کششی	سختی فشاری	سطح زیر نمودار کششی	سطح زیر نمودار فشاری
۱	2/102	3/136	4/181	35/217	۳۴,۷۰۵	۱۶۰,۳۶۶۲	۱۵۶۶۵۴۳
۲	1/945	2/903	3/872	25/454	۳۱,۷۳۸	۱۵۳۶۰۲۳	۱۴۹۲۸۸۹
۳	۲,۷۲۹	۴,۰۷۴	۵,۴۳۲	۳۷,۷۳۳	۳۲,۵۰	۲۶۱۸۸۷۸	۲۷۵۶۱۸۸
۴	۲,۴۴۵	۳,۶۵	۴,۸۶۶	۳۲,۳۵	۳۲,۱۵۶	2553808	2680781
۵	3/682	5/495	7/327	37/349	44/615	4573602	5075268
۶	2/355	3/515	4/686	37/69	39/49	2816224	2898053
۷	3/615	6/423	8/564	34/719	43/541	4618861	4758119
۸	2/504	3/737	4/983	38/517	39	2801723	2790796
۹	5/242	7/824	10/432	81/91	87	8084353	12074385
۱۰	4/657	6/952	9/269	۶۹/۵۶۵	117/31	3880888	14629519

به طور کلی در این فصل دیدیم که در مدل‌های با تکیه گاه‌های مفصلی دارای جابجایی خارج از صفحه، تاثیر چندانی در نمودار هیستریزیس آن نداشت که دلیل آن نوع تکیه گاه مفصلی است که عکس‌العمل تکیه‌گاهی خارج از صفحه و لنگر در آن صفر در نظر گرفته می‌شود و به دلیل جمع آثار قوا، بار یا جابجایی خارج از صفحه (جهت ۱ محور مختصات کلی) بر عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی تکیه‌گاه مفصلی (جهت ۲ و ۳ محور مختصات کلی) تاثیری ندارد. بنابراین تاثیر جابجایی خارج از صفحه را در نمودار هیستریزیس نمی‌توان به وضوح دید ولی با توجه به عکس‌هایی که از مدل گرفته شد تاثیر آن در رفتار مدل و تنش‌های تسلیم و فون میسز را می‌توان دید که این جابجایی خارج از صفحه باعث افزایش این تنش‌ها و نیروها در اجزای قاب و مهاربند می‌شود. اما در مدل با تکیه‌گاه گیردار شرایط متفاوت است. با توجه به عکس‌العمل‌های تکیه‌گاه گیردار که دارای ۳ درجه آزادی انتقالی و ۳ درجه آزادی دورانی است، جابجایی خارج از صفحه در جهت ۱ محور مختصات کلی در مقدار مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی تأثیر قابل مشاهده‌ای دارد که در شکل ۵-۶۸ نتایج آن آورده شد.

۴-۵ بررسی اثر اتصالات

در این فصل مدلسازی عددی مهاربند کمانش تاب طبق ابعاد نمونه مورد آزمایش با ۴ نوع اتصال مختلف مهاربند به ورق اتصال شامل اتصال جوشی، اتصال پینی با دو زاویه صفر و نود نسبت به مهاربند و اتصال پیچی با نرم افزار آباکوس پرداخته می شود (شکل ۷۳-۰).



شکل ۷۳-۰: جزئیات اتصال مختلف مهاربند به ورق اتصال (الف) اتصال جوشی (BRB-GP1)

(ب) اتصال پینی موازی (BRB-GP2) (ج) اتصال پینی عمود (BRB-GP3) (د) اتصال پیچی (BRB-GP4)

۵-۵ طراحی ورق های اتصال

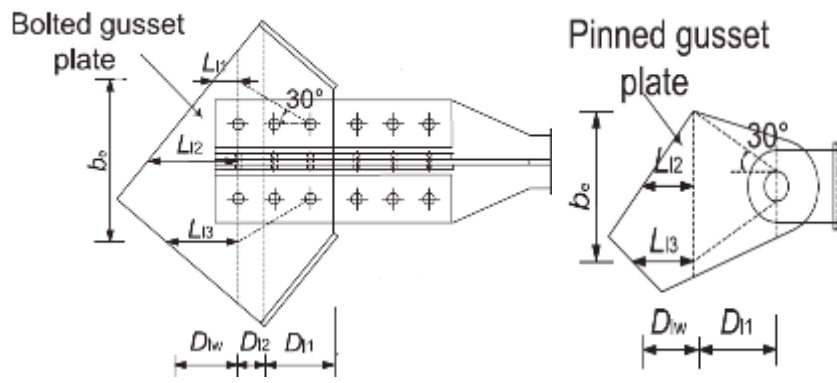
به منظور مقایسه و بهره مندی از حداکثر ظرفیت اتصال مهاربند به قاب، حداقل ضخامت مجاز ورق اتصال طبق آیین نامه AISC استفاده شد. به منظور جلوگیری از خرابی ورق اتصال در نتیجه تسلیم در کشش و کمانش در فشار در روابط (۱-۰) و (۲-۰) به ترتیب آورده شده است.

$$\phi P_{y,gp} = \phi b_e t_{gp} f_{y,gp} \geq P_{max} / \beta \quad (1-0)$$

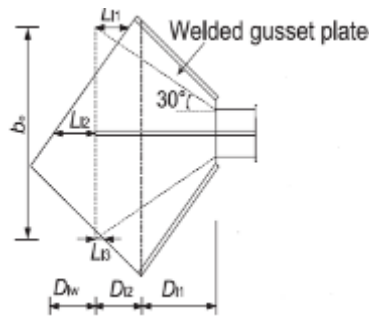
$$\phi P_{cr,gp} = \phi (0.658)^{\lambda_c^2} b_e t_{gp} f_{y,gp} \geq P_{max} \quad (\lambda_c \leq 1.5) \quad (2-0)$$

$$\phi P_{cr,gp} = \phi (0.877 / \lambda_c^2) b_e t_{gp} f_{y,gp} \geq P_{max} \quad (\lambda_c \geq 1.5)$$

در روابط بالا $\lambda_c = \frac{KD_w}{\pi r} \sqrt{\frac{f_{y,gp}}{E}}$ ، $D_w = \frac{L_1+L_2+L_3}{3}$ ، $r = \frac{t_{gp}}{\sqrt{12}}$ و $\phi = 0.9$ می‌باشند. همچنین $P_{cr,gp}$ ، $P_{y,gp}$ به ترتیب مقاومت تسلیم^{۵۸} و مقاومت کمانشی^{۵۹} ورق اتصال نام دارند. $f_{y,gp}$ و t_{gp} به ترتیب تنش تسلیم و ضخامت ورق اتصال می‌باشند. P_{max} مقاومت حداکثر مهاربند کمانش تاب می‌باشد که از فرمول $P_{max} = \omega\beta P_y = 828KN$ به دست آمده است. ضریب اصلاح سخت‌شدگی کرنش^{۶۰} (ω) براساس آیین‌نامه ۱،۵ و ضریب اضافه مقاومت فشاری^{۶۱} (β) براساس مقاله چانگ ۱،۱۵ در نظر گرفته شدند. b_e عرض ویتور و D_w طبق شکل ۰-۷۴ می‌باشد (وانگ و همکارانش). ضریب K طبق آیین‌نامه AISC-LRFD ۰،۶۵ انتخاب شده است.



الف ب



ج

Yield strength^{۵۸}

Buckling strength^{۵۹}

Strain hardening adjustment factor^{۶۰}

Compression strength adjustment factor^{۶۱}

شکل ۷۴-۰: جزئیات عرض ویتور و طول آزاد ورق اتصال (الف) اتصال پیچی (ب) اتصال پینی (ج) اتصال جوشی

طبق روابط بالا اندازه ضخامت حداقل برای ورق اتصال جوشی ۸٫۵ میلی‌متر، اتصال پینی موازی مهاربند ۱۵ میلی‌متر، اتصال پینی عمود ۲۰ میلی‌متر و ورق اتصال پیچی ضخامت ۱۳ میلی‌متر به دست آمد. مدلسازی ورق های اتصال در نرم افزار آباکوس نیز بر اساس این ضخامت‌ها انجام شده است.

۶-۵ مدلسازی عددی

در مدل‌های عددی ابعاد مهاربند و قاب طبق نمونه آزمایش و ابعاد ورق‌های اتصال نیز طبق نمونه آزمایش و ضخامت ورق‌های اتصال بر اساس روابط طراحی انتخاب شده در بخش ۵-۲ انتخاب شده اند. مشخصات فولاد مصرفی ST37 در نظر گرفته شده است. از سخت‌شدگی ترکیبی ایزوتروپیک و سینماتیک برای نمایش رفتار غیر خطی فولاد نرمه و ویژگی‌های الاستیک فولاد نرمه همسانگرد فرض شده است. از تحلیل استاتیکی^{۶۲} برای آنالیز مدل‌های اجزاء محدود استفاده شده است. برای همه مدل‌ها المان هشت‌گره‌ای سه بعدی C3D8R در نظر گرفته شده است. به منظور مدلسازی صحیح اندرکنش بین بتن و هسته فولادی در رفتار مماسی ضریب اصطکاک ۰٫۱ و در رفتار تماسی عمودی Hard Contact انتخاب شده است. در این نوع رفتار، تماس عمودی بین سطوح نفوذ سطح وابسته^{۶۳} در سطح مرجع^{۶۴} به حداقل رسیده و اجازه انتقال تنش کششی در سطوح مشترک داده نمی‌شود. به عبارت دیگر با رسیدن دو جسم به یکدیگر، یک فشار بین دو جسم ایجاد شده و با نفوذ بیشتر قطعات در یکدیگر فشار نیز افزایش پیدا خواهد کرد، با صفرشدن مقدار فشار، آباکوس جدایش بین سطوح را تشخیص خواهد داد.

در اتصال جوشی از اندرکنش Tie، در اتصال پینی بین پین و سوراخ‌ها از ویژگی تماس ضریب اصطکاک ۰٫۱ و در رفتار تماسی عمودی Hard Contact و در اتصال پیچی از رفتار تماسی عمودی به منظور عدم ویژگی Hard Contact بین پیچ و سوراخ‌ها استفاده شده است.

در اتصال پیچی طبق روابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان از ۴ پیچ پرمقاومت با اتصال اصطکاکی و قطر ۳۰ میلی‌متر در هر طرف برای اتصال مهاربند به قاب استفاده شده است. طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان از روابط زیر برای مقاومت کششی و برشی پیچ‌ها استفاده می‌شود.

$$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nb} \quad (۱-۰)$$

$$\phi R_{nv} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s \quad (۲-۰)$$

در روابط بالا ϕ ضریب کاهش مقاومت و طبق بندهای آیین‌نامه برای مقاومت کششی ۰٫۷۵ و برای مقاومت برشی ۱ در نظر گرفته شده است. F_{nt} تنش کششی اسمی و برابر F_u ۰٫۷۵ (تنش کششی نهایی مصالح پیچ) و A_{nb} سطح مقطع اسمی پیچ می‌باشد. μ ضریب اصطکاک برابر ۰٫۳، D_u نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل پیچ‌ها برابر ۱٫۱۳، h_f

^{۶۲} General Static

^{۶۳} Slave Surface

^{۶۴} Master Surface

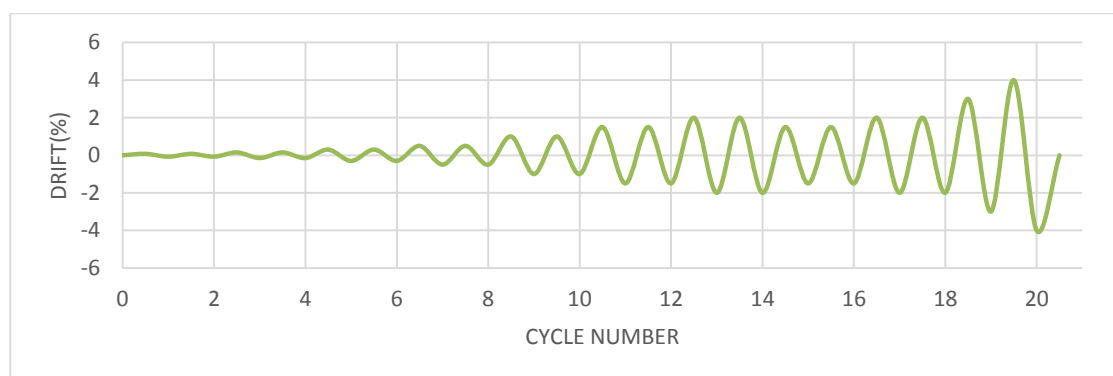
ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده و به دلیل وجود دو ورق پرکننده برابر $0.85 T_b$ حداقل نیروی پیش‌تیندگی پیچ‌ها و برابر 408 کیلو نیوتن و n_s تعداد صفحات لغزش و برابر 2 در نظر گرفته شده‌اند.

نمونه‌ها تحت پروتکل بارگذاری استاندارد تا دریفت 4% طبق جدول ۱-۰ بارگذاری شدند. شکل ۱-۰ روند بارگذاری

مدل‌های عددی با کنترل جابه‌جایی را نشان می‌دهد.

جدول ۱-۰: سیکل‌های بارگذاری آزمایش

Cycle Number	Drift(mm)	Cycle Number	Drift(mm)
۱	± 2.25	۱۱	± 45
۲	± 2.25	۱۲	± 45
۳	± 4.5	۱۳	± 60
۴	± 4.5	۱۴	± 60
۵	± 9	۱۵	± 45
۶	± 9	۱۶	± 45
۷	± 15	۱۷	± 60
۸	± 15	۱۸	± 60
۹	± 30	۱۹	± 90
۱۰	± 30	۲۰	± 120



شکل ۱-۰: روند بارگذاری مدل‌های عددی با کنترل جابه‌جایی

نتایج و نمودارهای آنالیز عددی در بخش بعد آمده است.

۷-۵ آنالیز عددی مدل‌ها

ابتدا مدل‌های اجزاء محدود با ضخامت حداقل آیین‌نامه مطابق

جدول ۱-۰ آنالیز شده و در صورت قابل قبول نبودن، ضخامت ورق‌های اتصال افزایش داده شده و آنالیز اجزاء محدود مدل‌های تکمیلی طبق جدول ۲-۰ انجام شده است.

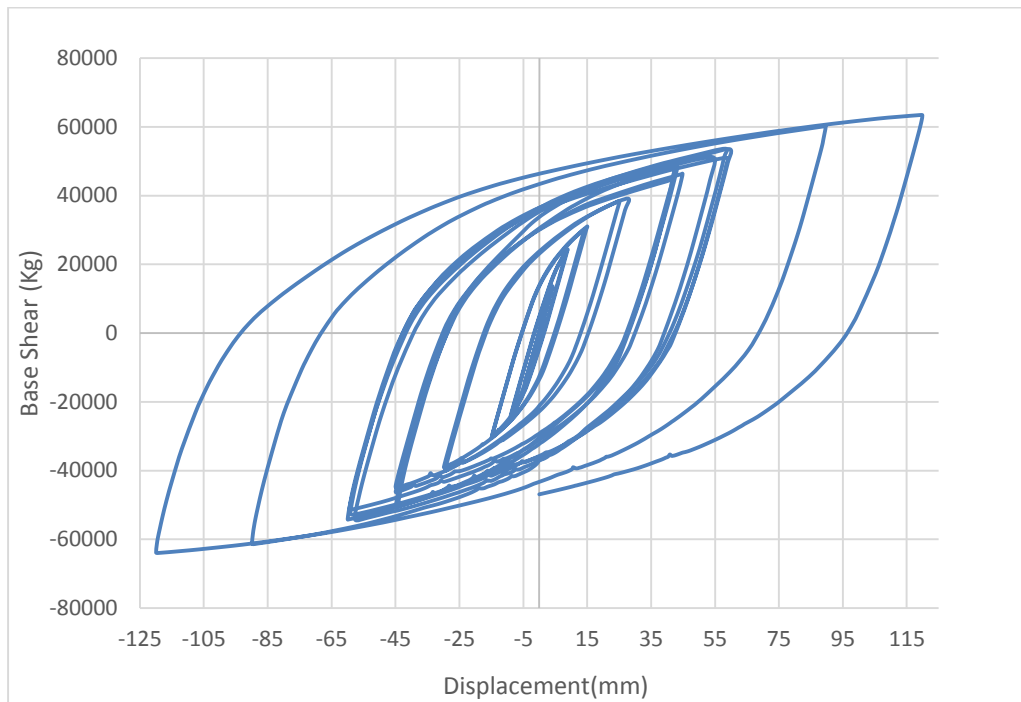
جدول ۱-۰: مدل‌های عددی با ضخامت حداقل آیین نامه

مدل	نوع اتصال مهاربند به قاب	ضخامت ورق بالا (میلی- متر)	ضخامت ورق پایین (میلی- متر)
BRB – GP1	جوشی	۸,۵	۸,۵
BRB – GP2	پینی موازی	۱۵	۱۵
BRB – GP3	پینی عمود	۲۰	۲۰
BRB – GP4	پیچی	۱۳	۱۳

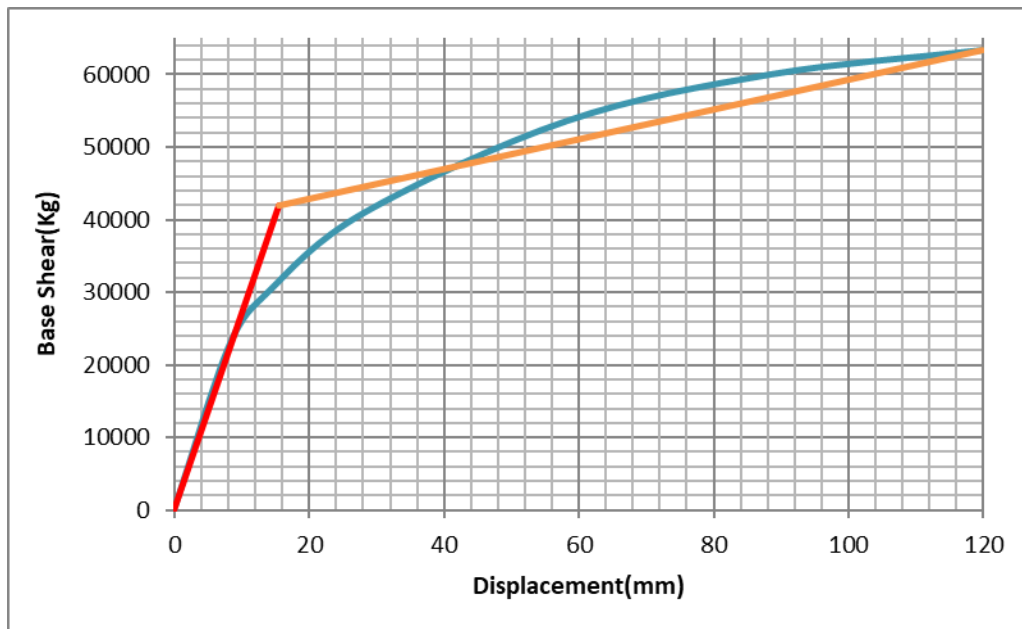
جدول ۲-۰: مدل‌های عددی تکمیلی با ضخامت افزایش داده شده نسبت به ضخامت حداقل آیین نامه

مدل	نوع اتصال مهاربند به قاب	ضخامت ورق بالا (میلی متر)	ضخامت ورق پایین (میلی متر)
BRB – GP2 – 1	پینی موازی	۱۵	۱۶
BRB – GP3 – 1	پینی عمود	۲۰	۳۵
BRB – GP3 – 2	پینی عمود	۲۰	۳۸
BRB – GP3 – 3	پینی عمود	۲۳	۳۸
BRB – GP3 – 4	پینی عمود	۲۶	۴۰

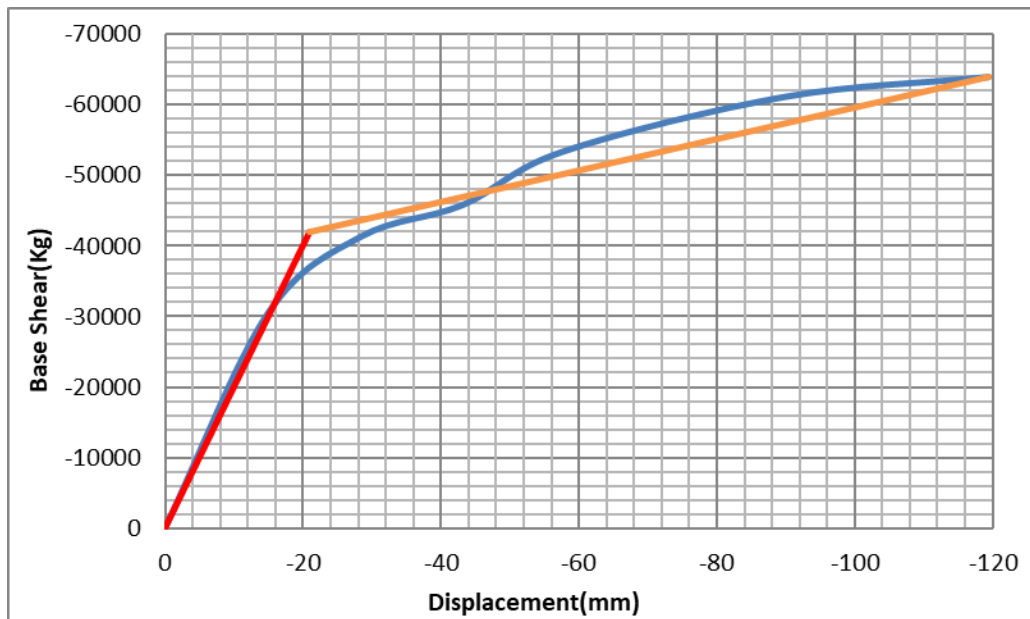
شکل ۱-۰ و شکل ۲-۰ به ترتیب منحنی چرخه‌ای و منحنی پوش حاصل از مدل BRB-GP1 را نشان می‌دهد.



شکل ۱-+ : منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP1

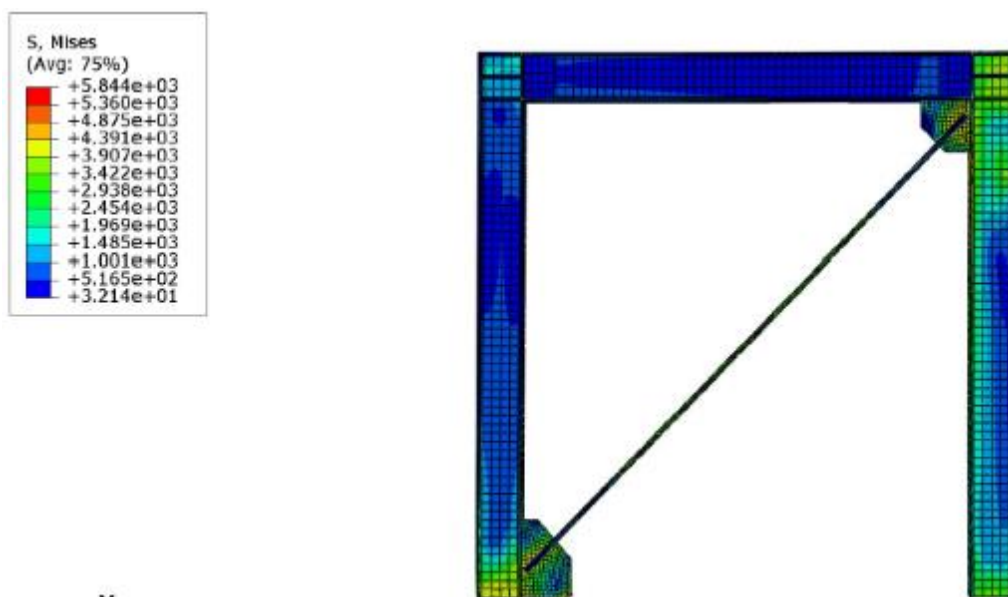


الف



ب

شکل ۲-۰: منحنی پوش حاصل از منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP1 و منحنی دو خطی برازش داده شده الف) منحنی حاصل از بخش مثبت نمودار ب) منحنی حاصل از بخش منفی نمودار



شکل ۳-۰: کانتور تنش مدل BRB-GP1

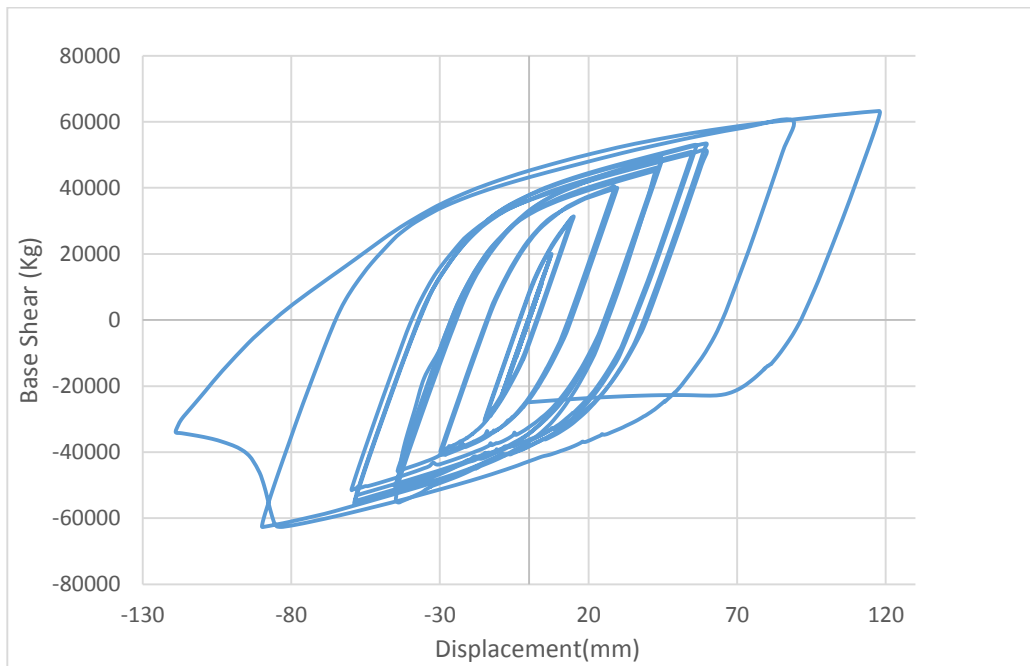


شکل ۴-۰: رفتار هسته مدل BRB-GP1

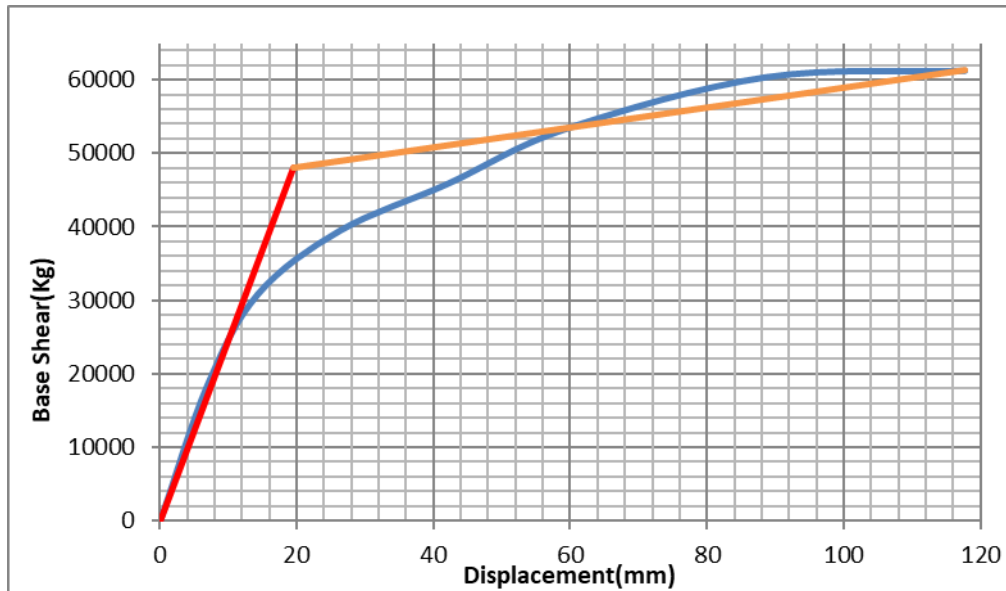
همان طور که از نمودارهای فوق مشخص است ضخامت حداقل به دست آمده بر اساس آیین نامه برای اتصال جوشی مناسب می-باشد و نمونه بدون گسیختگی یا کمانش تا سیکل آخر پیش رفته است. شکل ۳-۰ تنش ها و نیروهای مهاربند و ورق اتصال را نشان می دهد. همچنین شکل ۴-۰ رفتار هسته مدل BRB-GP1 را نشان می دهد. همانطور که مشهود است بیشترین تنش توسط هسته فولادی تحمل شده است.

شکل ۵-۰ و شکل ۶-۰ منحنی چرخه ای و منحنی پوش حاصل از مدل BRB-GP2 را نشان می دهد.

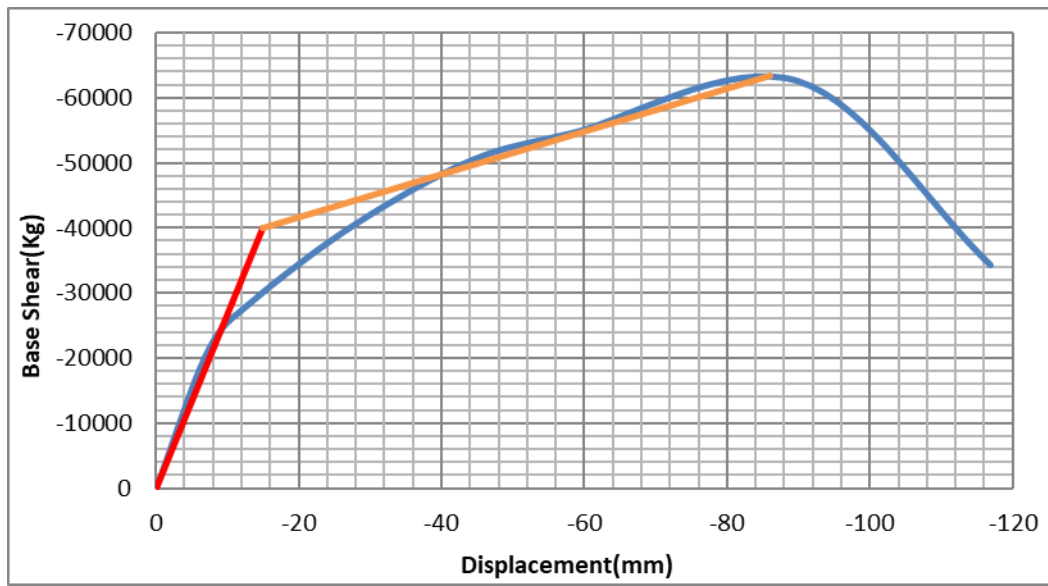
همان طور که طبق شکل واضح است ضخامت ورق اتصال پایین برای این اتصال مناسب نبوده و سیکل های نمودار کامل نشده است. دلیل آن کمانش ناحیه اتصال هسته فولادی می باشد (شکل ۷-۰). با توجه به اینکه کمانش هسته فولادی در سیکل آخر اتفاق افتاده است ضخامت ورق اتصال پایین را ۱ میلی متر افزایش داده و مدل BRB-GP2-1 آنالیز شده است. شکل ۸-۰ منحنی رفتار این نمونه را نشان می دهد. به دلیل اینکه کمانش مهاربند در سیکل آخر اتفاق افتاده است ضخامت ورق اتصال پایین، ۱۶ میلی متر مناسب بوده و نمونه تا دریفت ۴٪ بدون خرابی پیش رفته است. شکل ۱۰-۰ کانتور تنش ها و شکل ۱۱-۰ رفتار هسته را نشان می دهد.



شکل ۵-۰: منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP2

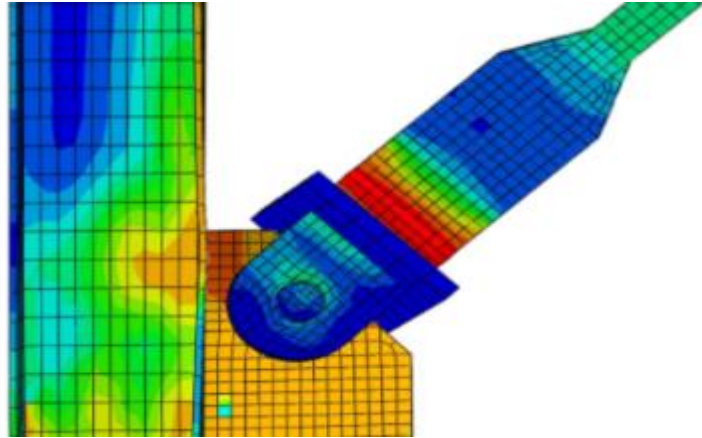


الف

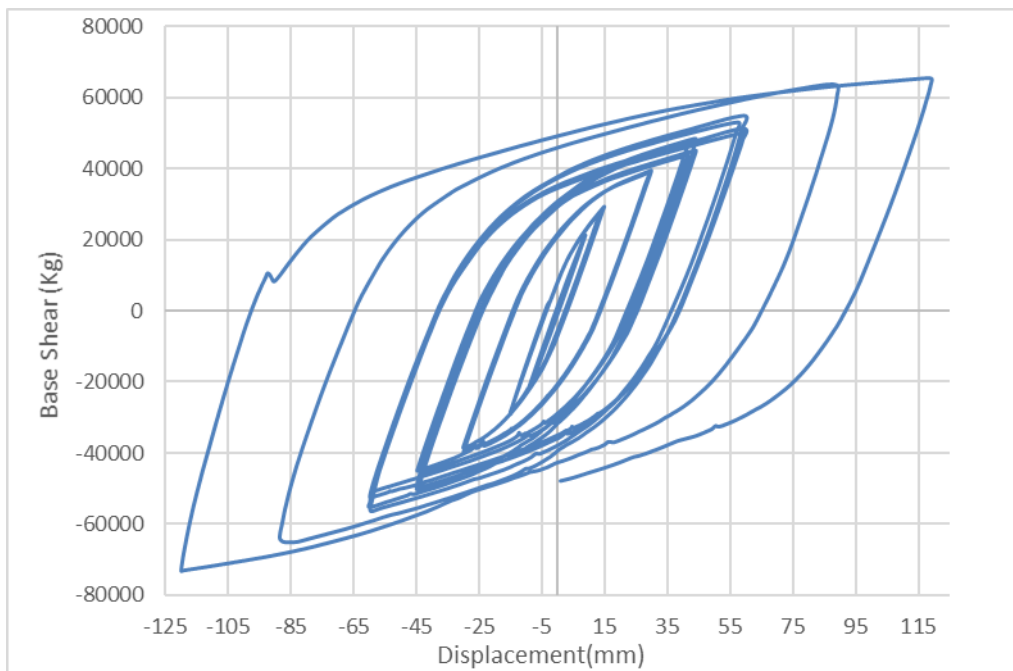


ب

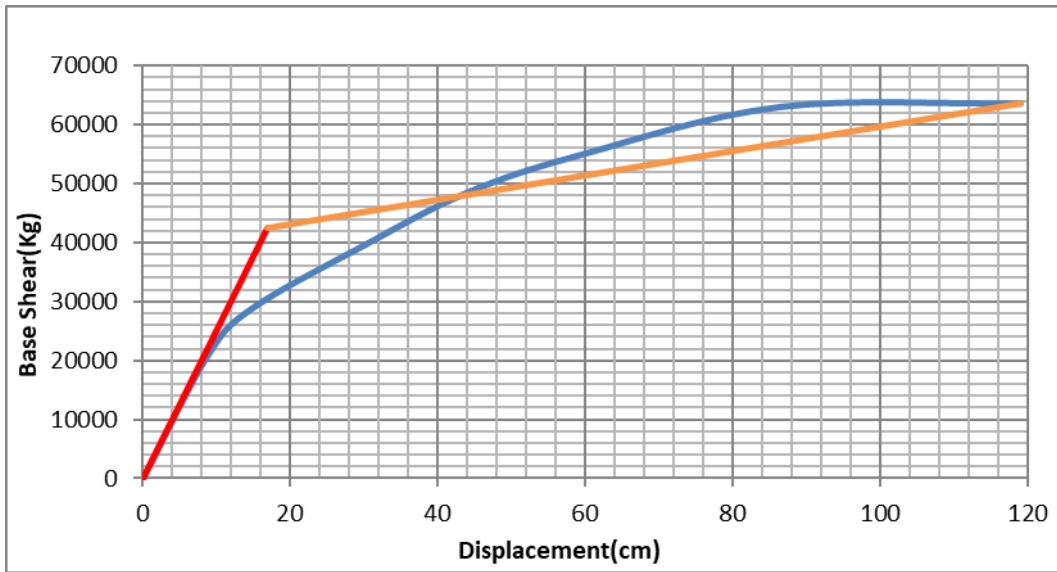
شکل ۶-۶: منحنی پوش حاصل از منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP2 و منحنی دو خطی برازش داده شده بر آن الف) منحنی حاصل از بخش مثبت نمودار ب) منحنی حاصل از بخش منفی نمودار



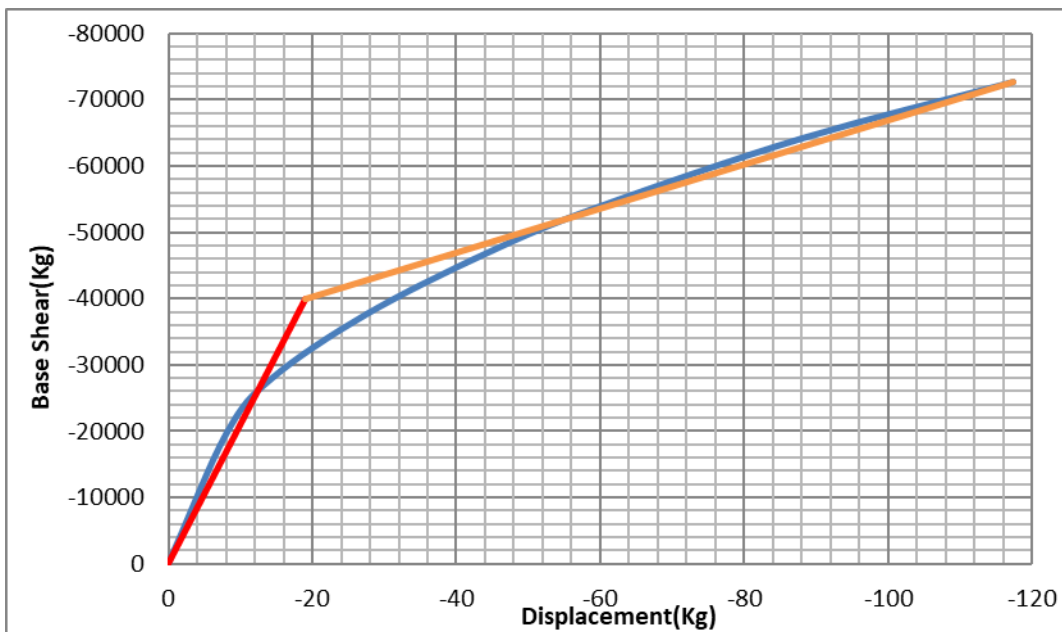
شکل ۷-۰: گسیختگی هسته مهاربند در ناحیه اتصال



شکل ۸-۰: منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP2-1

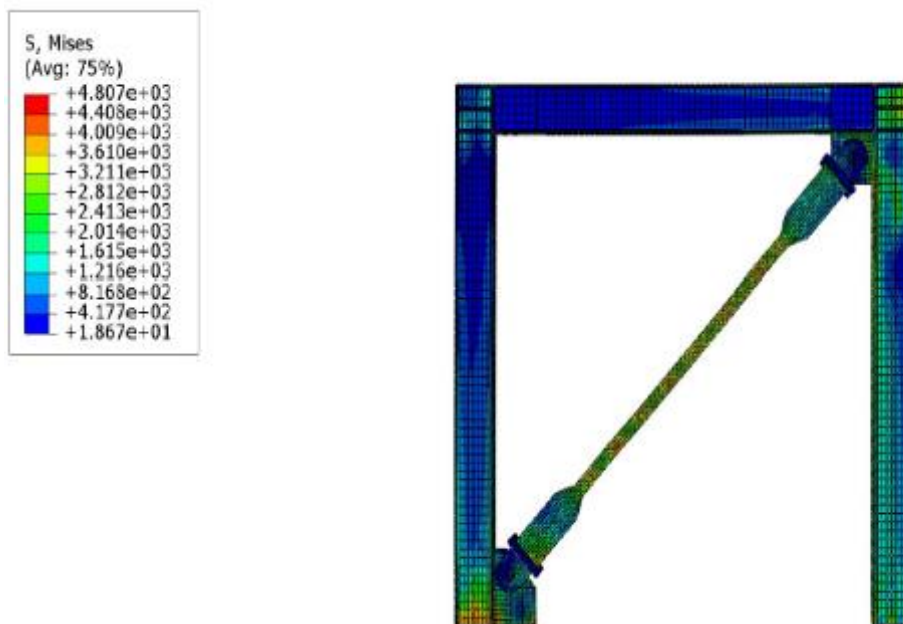


الف



ب

شکل ۹-۰: منحنی پوش حاصل از منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP2-1 موازی و منحنی دو خطی برازش داده شده بر آن الف) منحنی حاصل از بخش مثبت نمودار ب) منحنی حاصل از بخش منفی نمودار



شکل ۱۰-۰: کاتور تنش اتصال پینی موازی مدل BRB-GP2-1



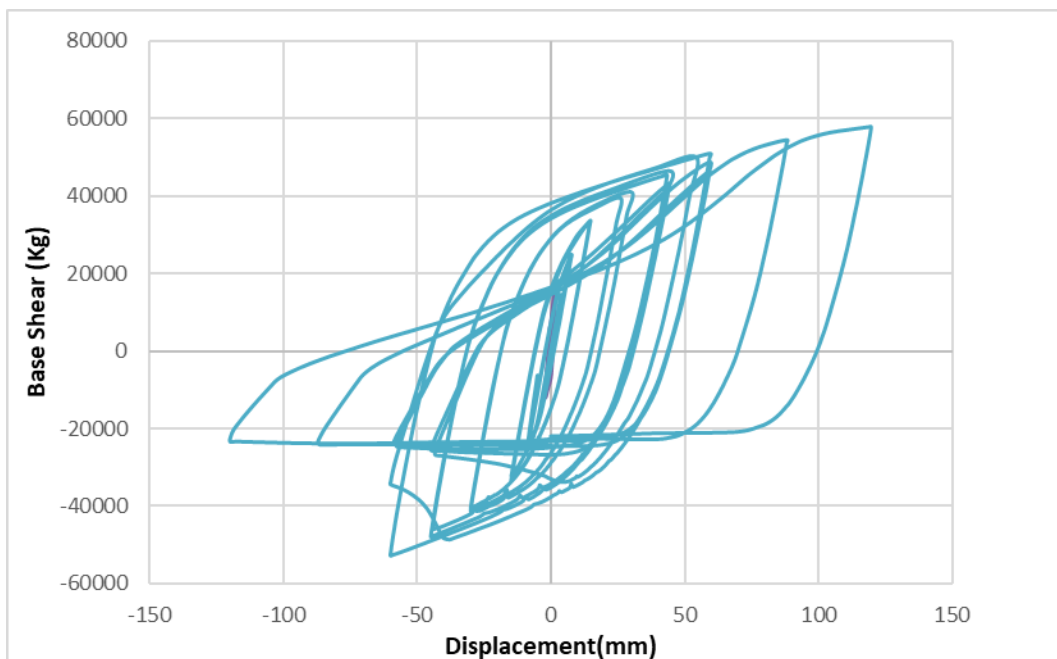
شکل ۱۱-۰: شکل هسته مدل BRB-GP2-1

مدل BRB-GP-3 با ضخامت ۲۰ میلی‌متر برای ورق اتصال بالا و ۳۳ میلی‌متر برای ورق اتصال پایین آنالیز شده است. دلیل انتخاب ضخامت بیشتر از ضخامت حداقل آیین‌نامه برای ورق اتصال پایین، قضاوت مهندسی براساس شکل هندسی اتصال و تمرکز تنش پای ستون‌ها می‌باشد. شکل ۱۲-۰ و شکل ۱۳-۰ منحنی چرخه‌ای اتصال پینی عمود مهاربند و منحنی پوش حاصل از آن را با ضخامت حداقل نشان می‌دهد.

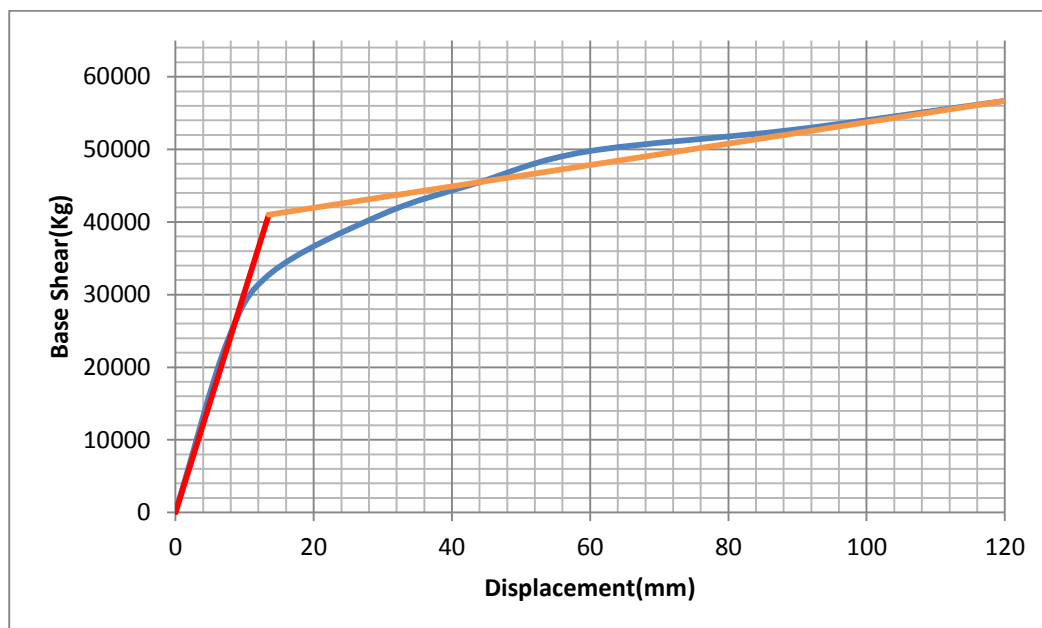
طبق شکل ۱۲-۰ ضخامت حداقل آیین‌نامه برای اتصال پینی عمود مناسب نمی‌باشد و منجر به کماتش ورق اتصال و خرابی اتصال می‌شود. علاوه بر تمرکز تنش در محل تکیه‌گاه و پای ستون و نقش ورق اتصال در انتقال نیرو، شکل هندسی ورق‌های اتصال نیز در کماتش ورق‌ها بی‌تاثیر نمی‌باشد.

نمونه با افزایش ضخامت ورق پایین ۳۵ میلی‌متر (مدل BRB-GP3-1) آنالیز شد و ورق پایین کماتش کرد. پس از آن با افزایش ضخامت ورق پایین به ۳۸ میلی‌متر (مدل BRB-GP3-2) مجدداً تحلیل شد و ورق اتصال بالا کماتش کرد. آنالیز با افزایش ضخامت ورق بالا به ۳۳ میلی‌متر (مدل BRB-GP3-3) و عدم تغییر ورق اتصال پایین نشان دهنده این موضوع است که ضخامت ۳۸ میلی‌متر نیز برای ورق بالا مناسب نمی‌باشد. شکل ۲۰-۰ نمونه‌ای از کماتش ورق اتصال را نشان می‌دهد. پس از

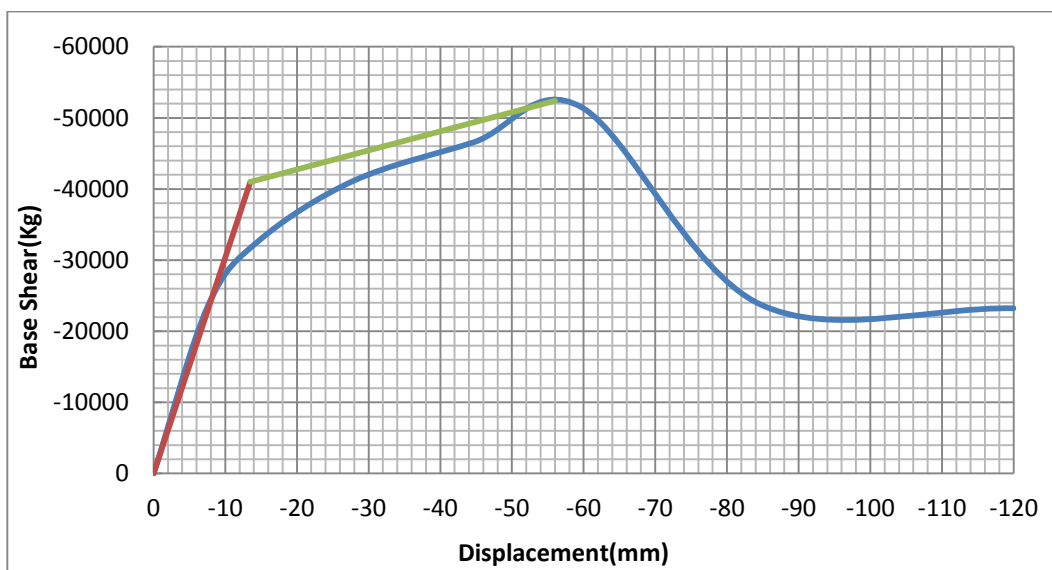
سعی و خطاهای مجدد ضخامت مناسب ۲۶ میلی‌متر برای ورق اتصال بالا و ۴۰ میلی‌متر (مدل BRB-GP3-4) برای ورق اتصال پایین مناسب‌ترین گزینه می‌باشد. منحنی رفتار این مدل‌ها در اشکال ۵-۸۷ تا ۵-۹۹ نشان داده شده است.



شکل ۱۲-۰: منحنی چرخه ای مدل BRB-GP-3

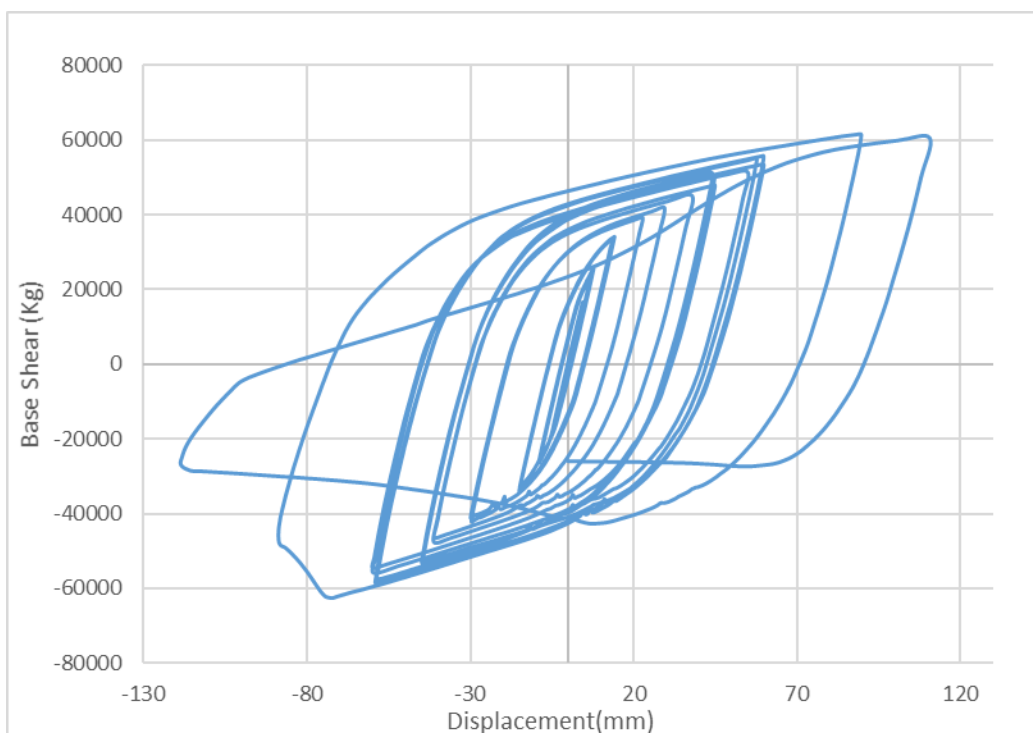


الف

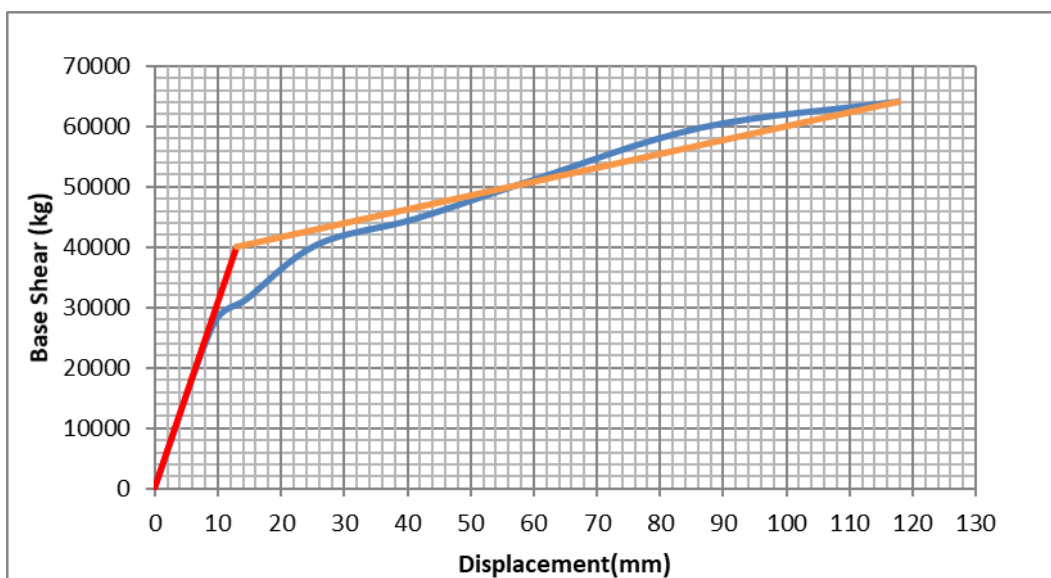


ب

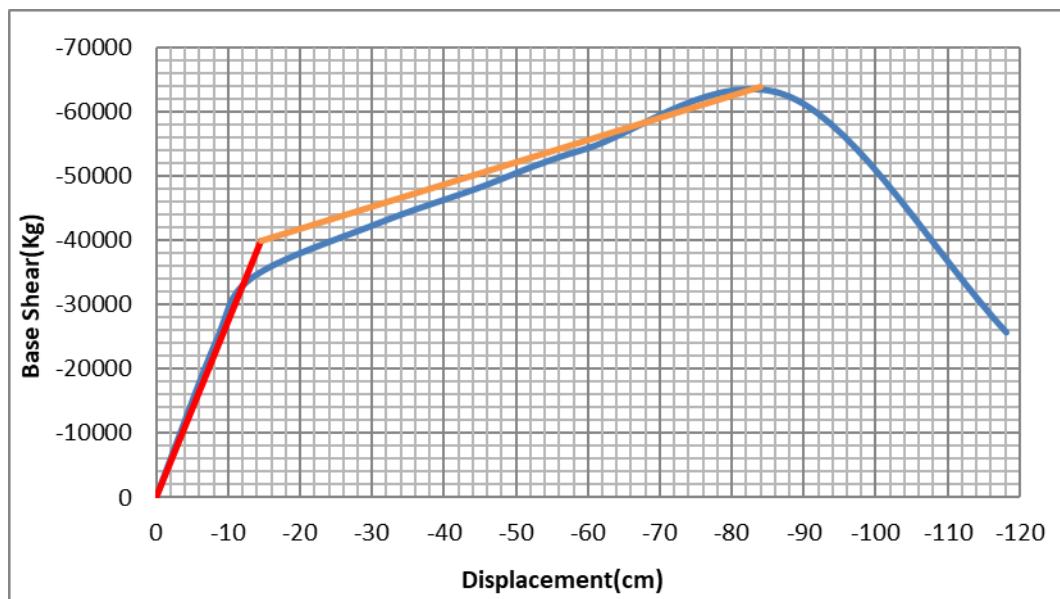
شکل ۱۳-۰: منحنی پوش حاصل از منحنی چرخه‌ای BRB-GP-3 و منحنی دو خطی برازش داده شده بر آن (الف) منحنی حاصل از بخش مثبت نمودار (ب) منحنی حاصل از بخش منفی نمودار



شکل ۱۴-۰: منحنی چرخه ای مدل BRB-GP-3

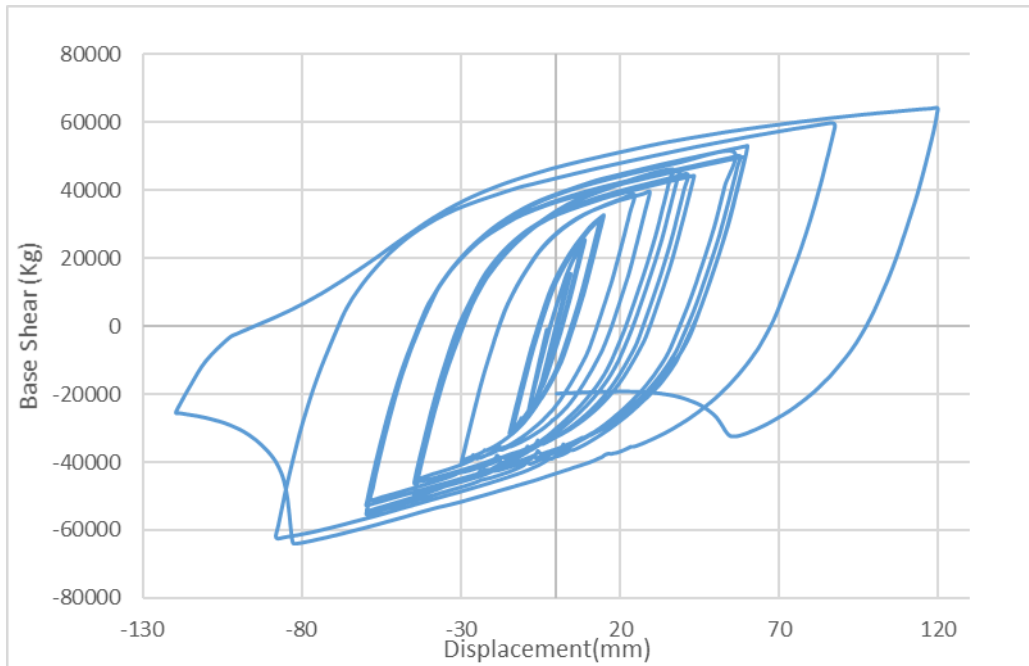


الف

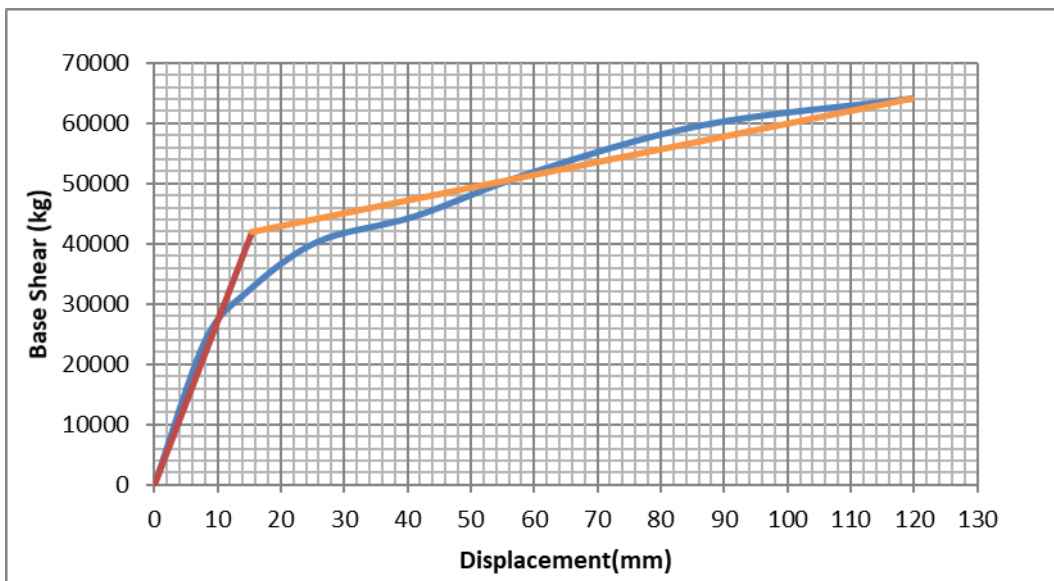


ب

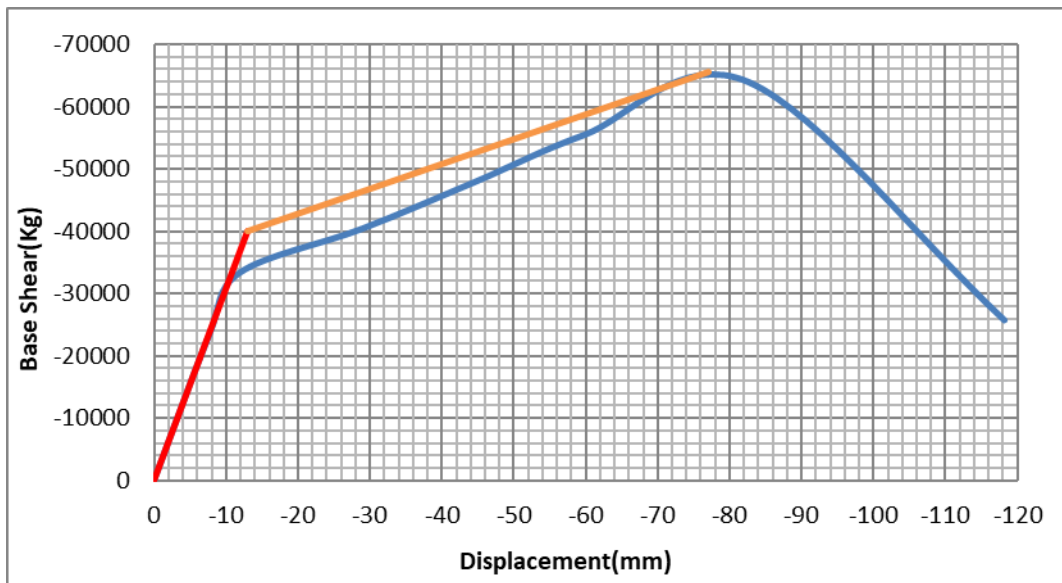
شکل ۱۵-۰: منحنی پوش حاصل از منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP-3-1 و منحنی دو خطی برازش داده شده بر آن (الف)
 منحنی حاصل از بخش مثبت نمودار (ب) منحنی حاصل از بخش منفی نمودار



شکل ۱۶-۰: منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP-3-2

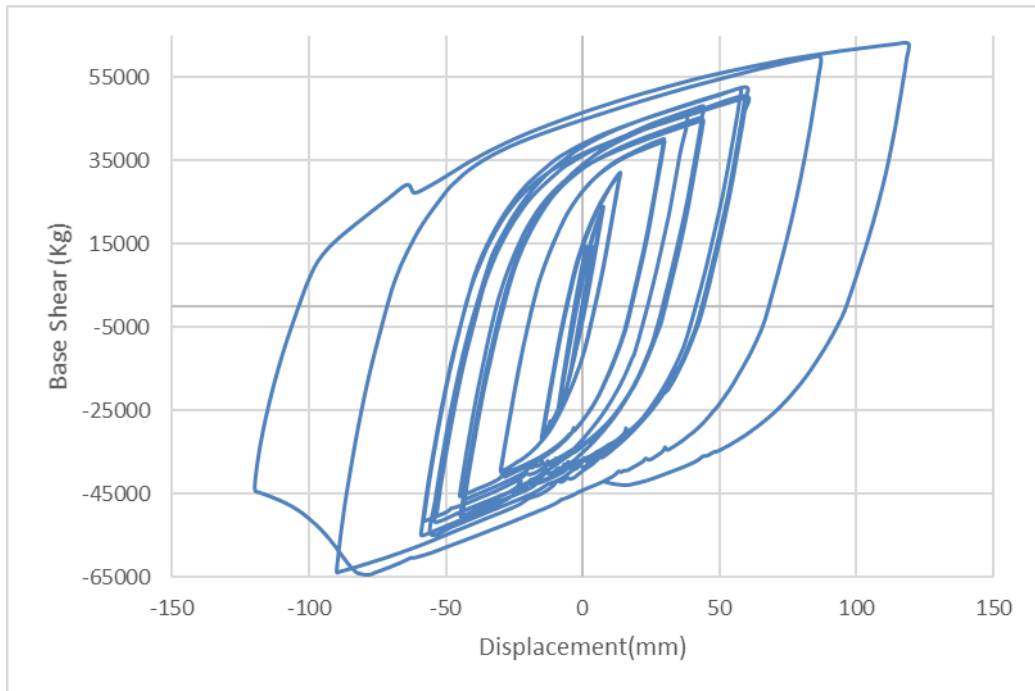


الف

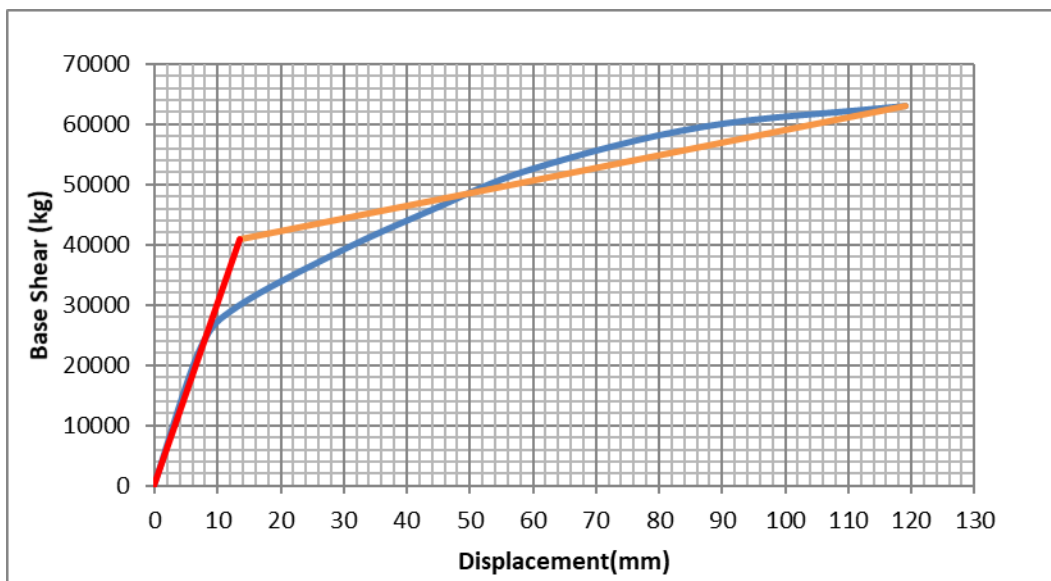


ب

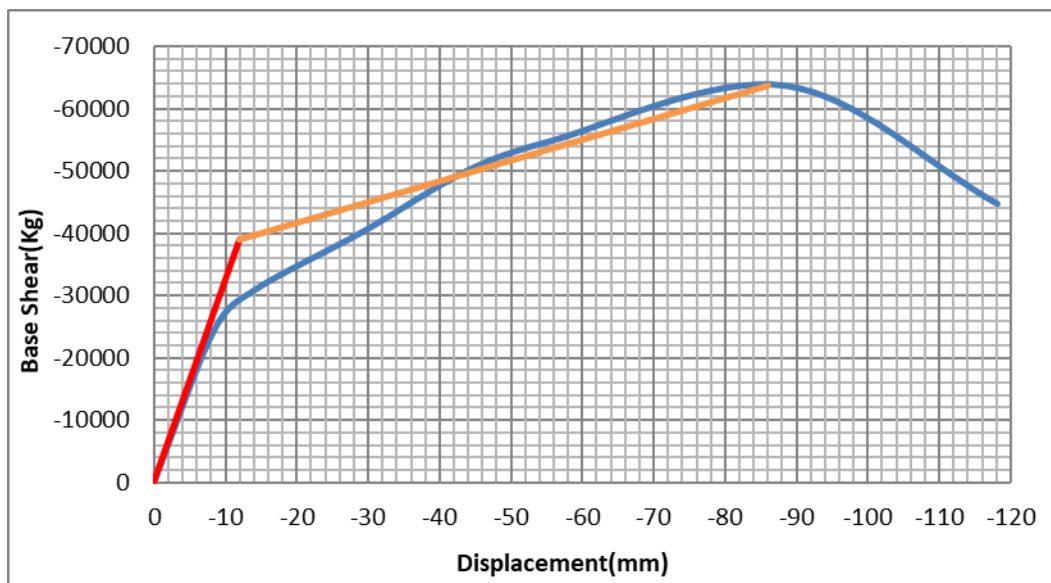
شکل ۱۷-۰: منحنی پوش حاصل از منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP-3-2 و منحنی دو خطی برازش داده شده بر آن الف)
 منحنی حاصل از بخش مثبت نمودار ب) منحنی حاصل از بخش منفی نمودار



شکل ۱۸-۰: منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP-3-3

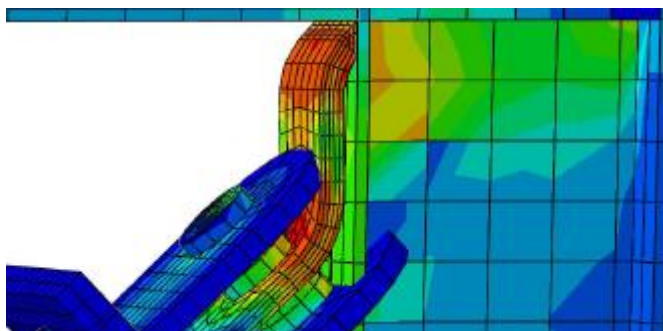


الف

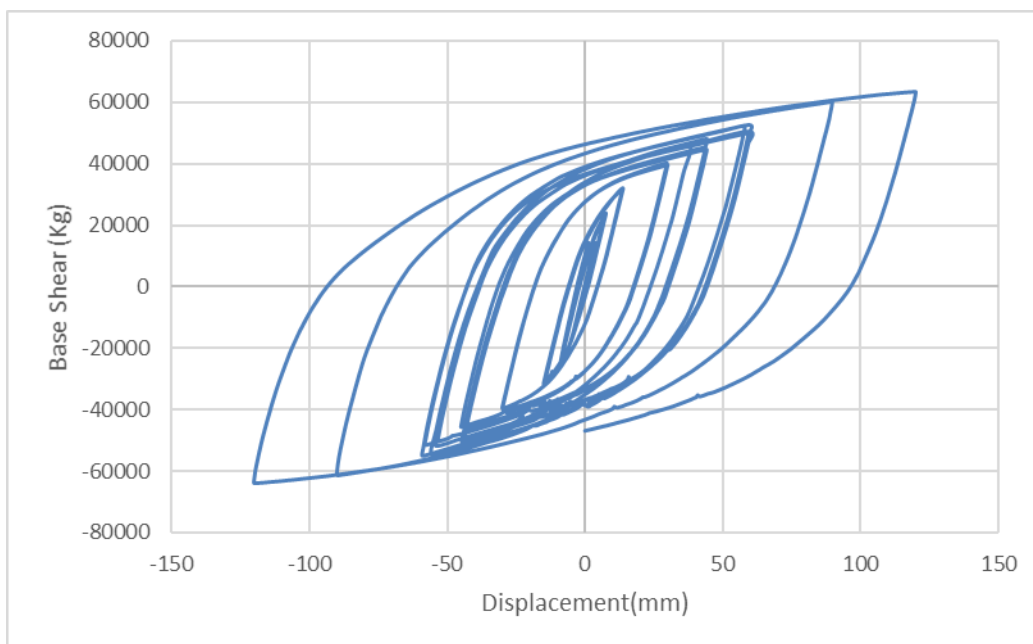


ب

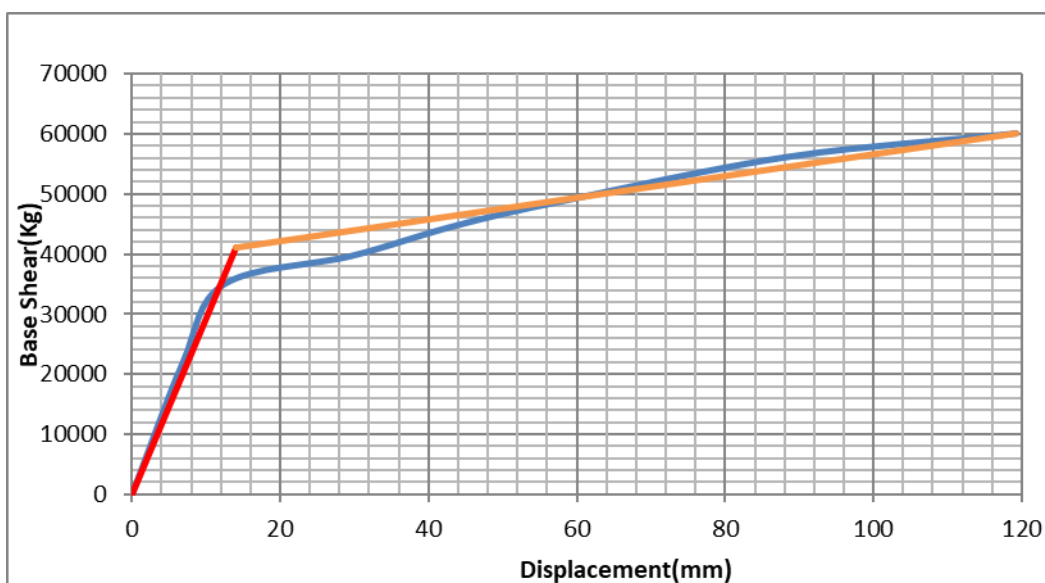
شکل ۱۹-۰: پوش حاصل از منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP-3-3 و منحنی دو خطی برازش داده شده بر آن الف) منحنی حاصل از بخش مثبت نمودار ب) منحنی حاصل از بخش منفی نمودار



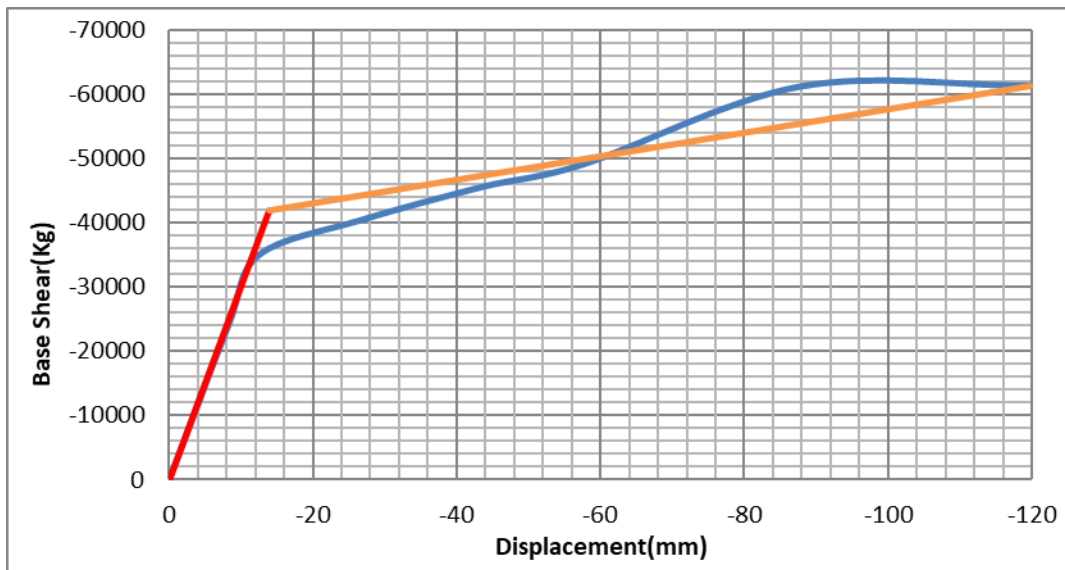
شکل ۲۰-۰: نمونه‌ای از کمانش اتصال پینی عمود



شکل ۲۱-۰: منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP-3-4

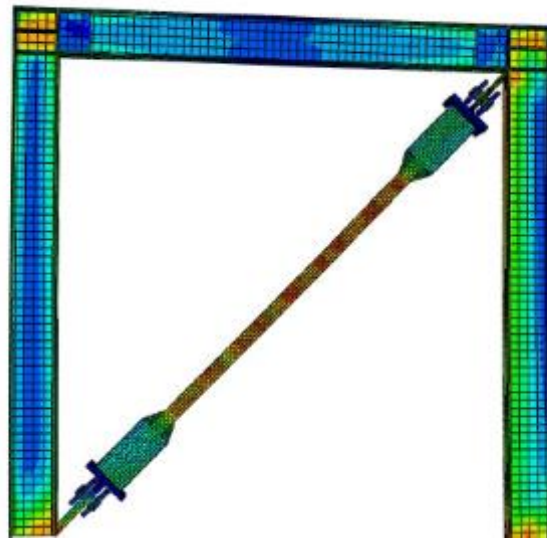
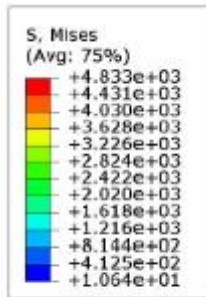


الف



ب

شکل ۲۲-۰: پوش حاصل از منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP-3-4 و منحنی دو خطی برازش داده شده بر آن (الف) منحنی حاصل از بخش مثبت نمودار (ب) منحنی حاصل از بخش منفی نمودار



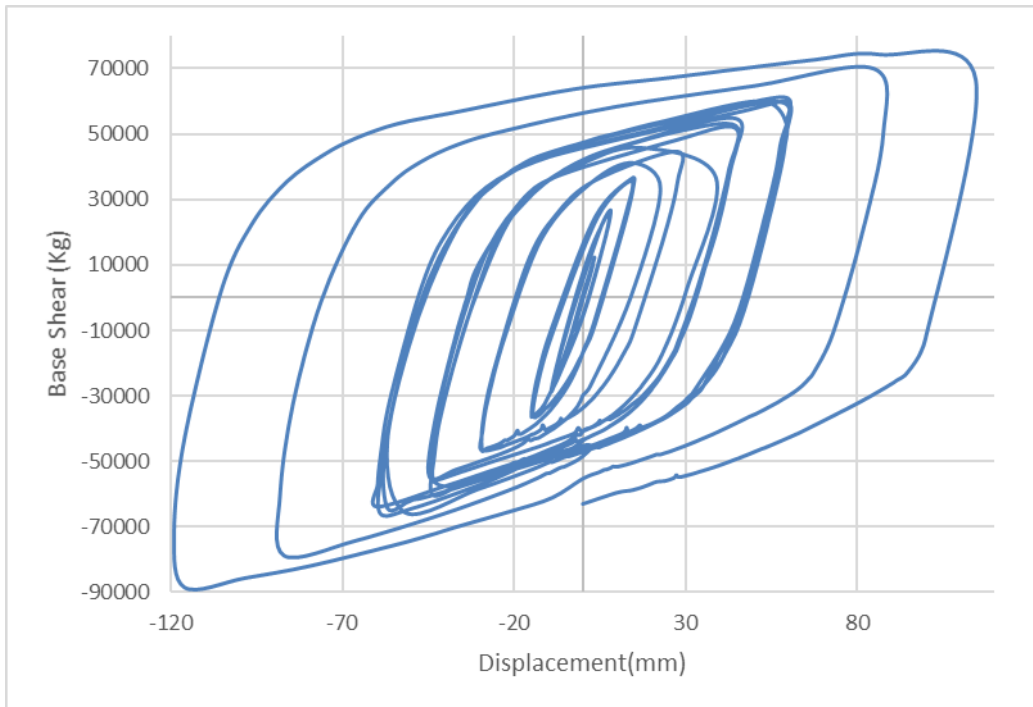
۷

شکل ۲۳-۰: کانتور تنش اتصال پینی عمود

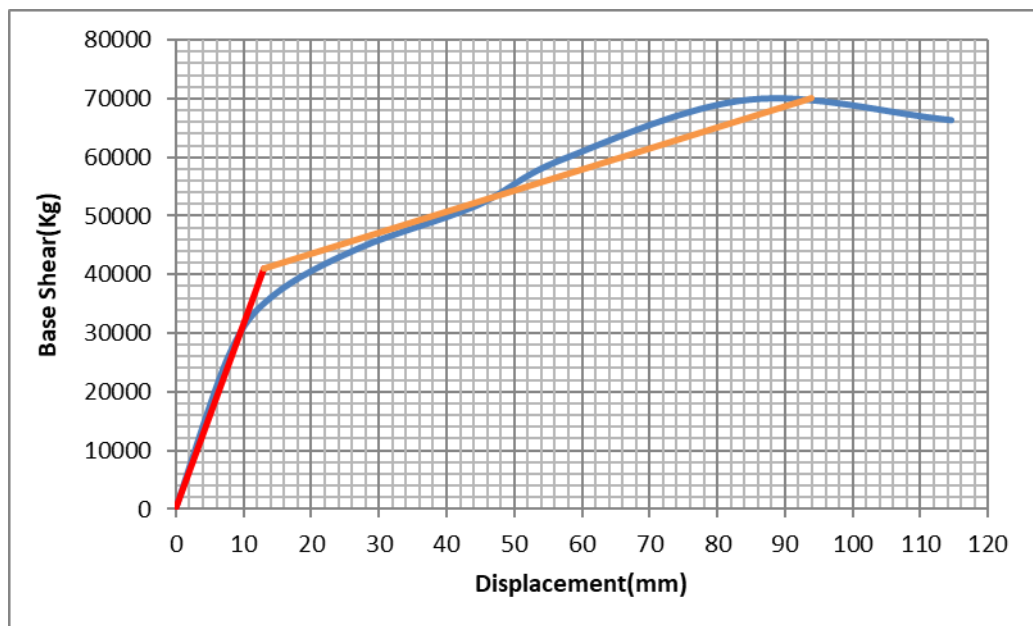


شکل ۲۴-۰: رفتار هسته اتصال پینی عمود

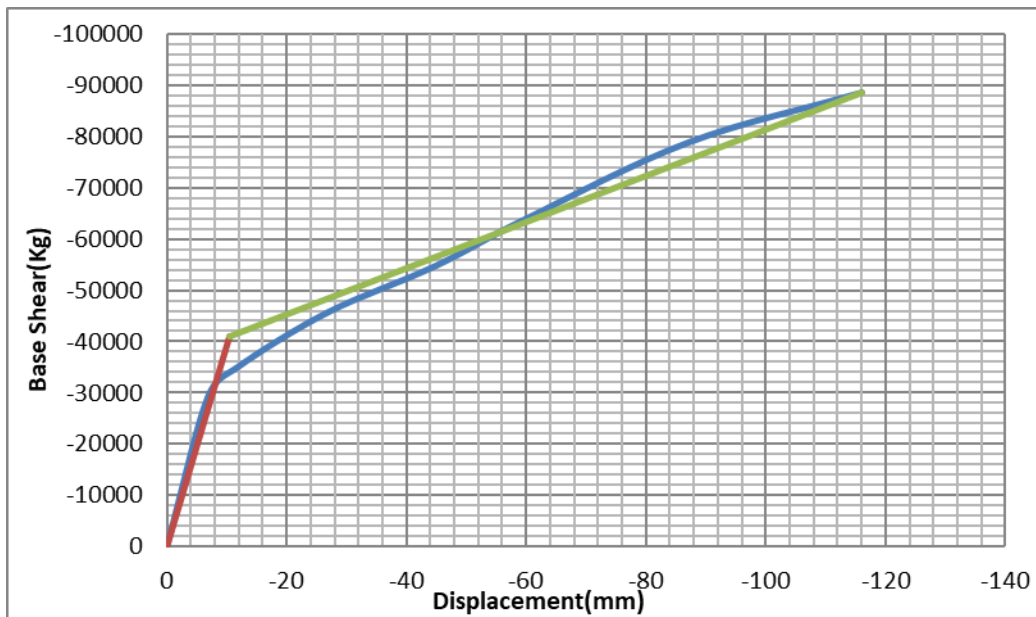
شکل ۲۵-۰ و شکل ۲۶-۰ به ترتیب منحنی چرخه‌ای و منحنی پوش حاصل از مدل BRB-GP4 را نشان می‌دهد.



شکل ۲۵-+ : منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP4



(الف)

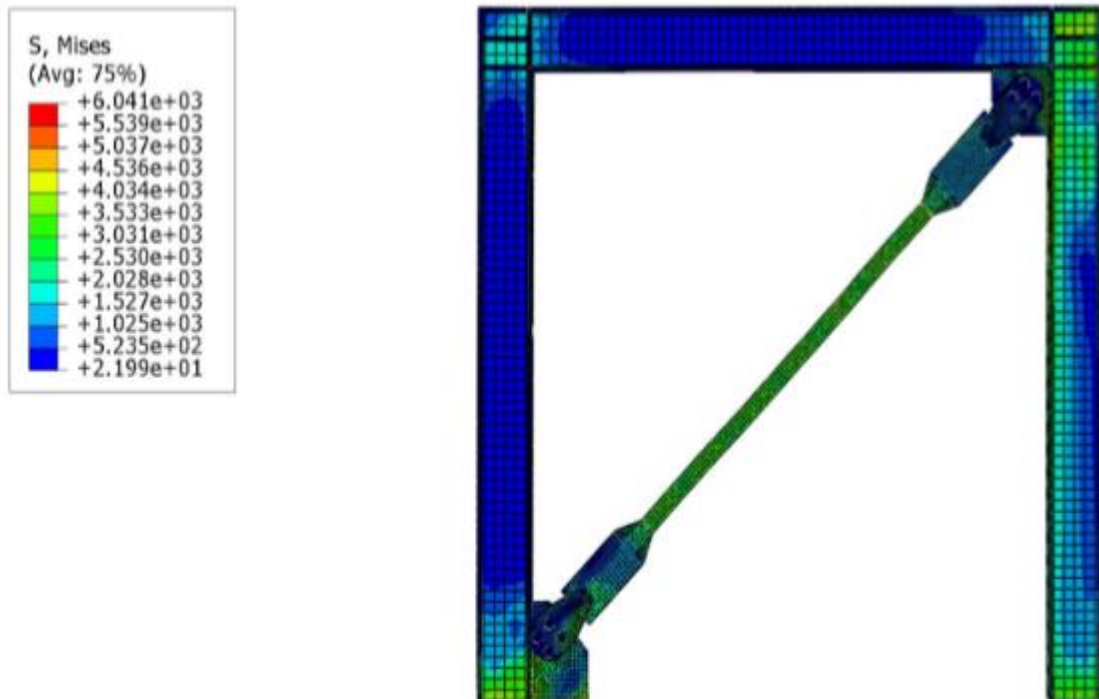


(ب)

شکل ۰-۲۶: پوش حاصل از منحنی چرخه‌ای مدل BRB-GP4 و منحنی دو خطی برازش داده شده بر آن

الف) منحنی حاصل از بخش مثبت نمودار (ب) منحنی حاصل از بخش منفی نمودار

همانطور که از نمودارهای فوق مشخص است ضخامت حداقل به دست آمده بر اساس آیین‌نامه برای اتصال پیچی مناسب می‌باشد و نمونه بدون گسیختگی یا کماتش تا سیکل آخر پیش رفته است شکل ۰-۲۷ تنش‌ها و نیروهای مهاربند و ورق اتصال را نشان می‌دهد. همچنین شکل ۰-۲۸ رفتار هسته مدل BRB-GP4 را نشان می‌دهد. طبق انتظار در این مدل نیز بیشترین تنش را هسته تحمل کرده و به دلیل مفصل پلاستیک شدن هسته، هسته مهاربند نقش فیوز را عمل کرده و قاب الاستیک مانده است.



شکل ۲۷-۰: کانتور تنش اتصال پیچی



شکل ۲۸-۰: رفتار هسته اتصال پیچی

در نهایت مدل‌های BRB-GP1 ، BRB-GP2-1 ، BRB-GP3-4 و BRB-GP4 را تا دریفت ۴٪ بدون خرابی پیش رفته و از حداکثر ظرفیت مهاربند و اتصال استفاده شده است.

۵-۸ بحث بر روی نتایج

جدول ۳-۰ مقایسه بین سختی و برش پایه اتصالات مختلف نمونه‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۳-۰: سختی و برش پایه حاصل از نمودارهای مدلسازی عددی

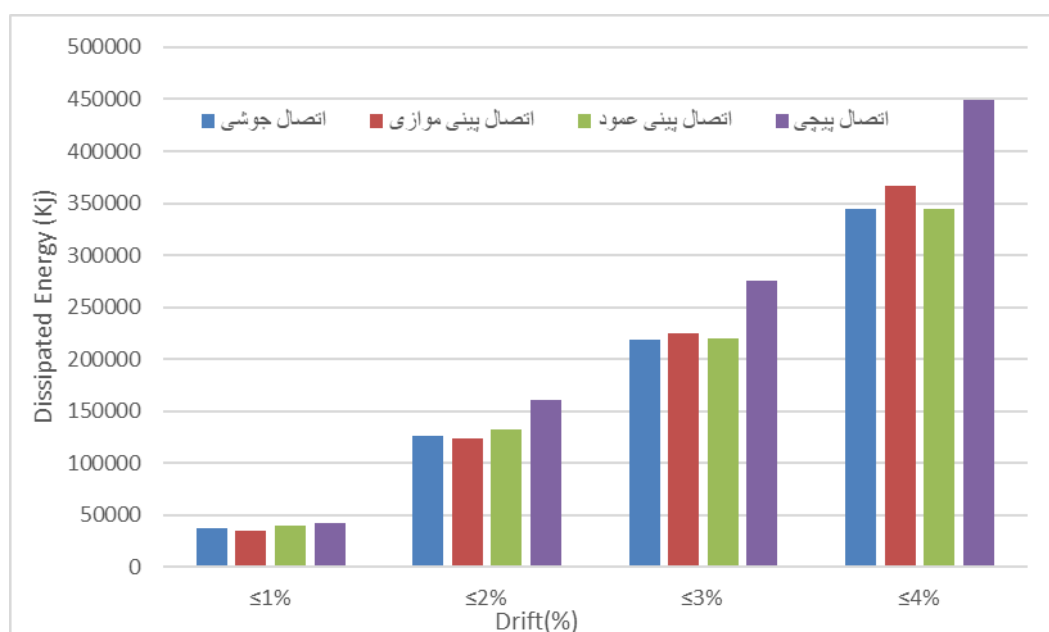
حداکثر برش پایه (KN)	سختی موثر (KN/mm)	سختی اولیه (KN/mm)	
۶۳۴,۳	۲۷,۰۹	۲۷,۶۷	پوش بخش مثبت نمودار هیستریزیس مدل BRB-GP1
۶۳۹,۸	۲۰	۲۰,۴۱	پوش بخش منفی نمودار هیستریزیس مدل BRB-GP1
۶۳۶,۶	۲۵	۲۳,۸	پوش بخش مثبت نمودار هیستریزیس مدل BRB-GP2-1
۷۲۶	۲۱,۰۵	۲۴,۳۱	پوش بخش منفی نمودار هیستریزیس مدل BRB-GP2-1
۶۰۰	۲۹,۲۸	۲۸,۱۴	پوش بخش مثبت نمودار هیستریزیس مدل BRB-GP3-4
۶۱۳	۳۰	۲۹,۲۹	پوش بخش منفی نمودار هیستریزیس مدل BRB-GP3-4
۶۹۸,۶	۳۱,۵۴	۳۳,۱۶	پوش بخش مثبت نمودار هیستریزیس مدل BRB-GP4
۸۸۶,۴	۳۹,۰۵	۴۲,۶۷	پوش بخش منفی نمودار هیستریزیس مدل BRB-GP4

۵-۸ بحث بر روی نتایج

جدول ۳-۰ مقایسه بین سختی و برش پایه اتصالات مختلف نمونه‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۳-۰ سختی اولیه اتصال پیچی نسبت به اتصال پینی عمود، پینی موازی و جوشی به ترتیب ۲۴٪، ۳۶٫۵٪ و ۳۶٫۶٪، سختی موثر اتصال پیچی نسبت به اتصال پینی عمود، پینی موازی و جوشی به ترتیب ۱۶٪، ۳۴٫۸٪ و ۳۳٫۳٪ و حداکثر برش پایه اتصال پیچی نسبت به اتصال پینی عمود، پینی موازی و جوشی به ترتیب ۲۳٫۵٪، ۱۴٪ و ۱۹٫۶ درصد بیشتر می‌باشد. یکی از دلایل آن سخت‌گیری آیین‌نامه در طراحی پیچها نسبت به سایر اتصالات می‌باشد.

مقدار انرژی مستهلک شده به صورت تجمعی برای نمونه‌ها اندازه‌گیری شده است. مقادیر تجمعی استهلاک انرژی برای سطوح مختلف جابه‌جایی با یکدیگر مقایسه شده است. شکل ۲۹-۰ مقدار انرژی مستهلک شده تجمعی برای نمونه‌ها در جابه‌جایی مختلف را نشان می‌دهد.

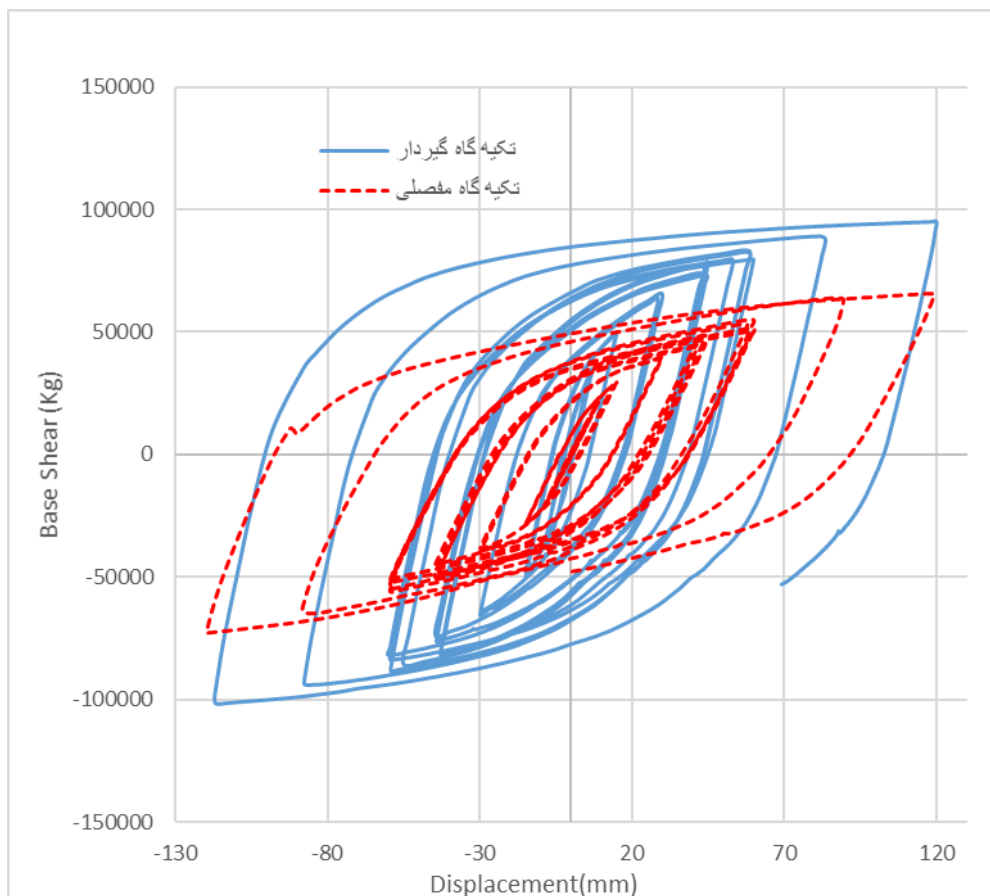


شکل ۲۹-۰: مقایسه اتلاف انرژی تجمعی نمونه‌ها با اتصالات مختلف

افزایش اتلاف انرژی اتصال پیچی ۲۳٪ نسبت به اتصال پینی عمود و جوشی و ۱۸٪ نسبت به اتصال پینی موازی می‌شود. مقاومت اتصال و سهم باربری اتصال و ستون در افزایش انرژی اثر دارد.

۹-۵ مقایسه رفتار مهاربند با تکیه‌گیردار و مفصلی

به منظور مقایسه بین اتصال گیردار و مفصلی مدل پینی موازی با اتصال گیردار آنالیز شده است. برای شبیه‌سازی اتصال گیردار از ورق به ضخامت ۲ سانتی‌متر در پای ستون‌ها استفاده شده است.

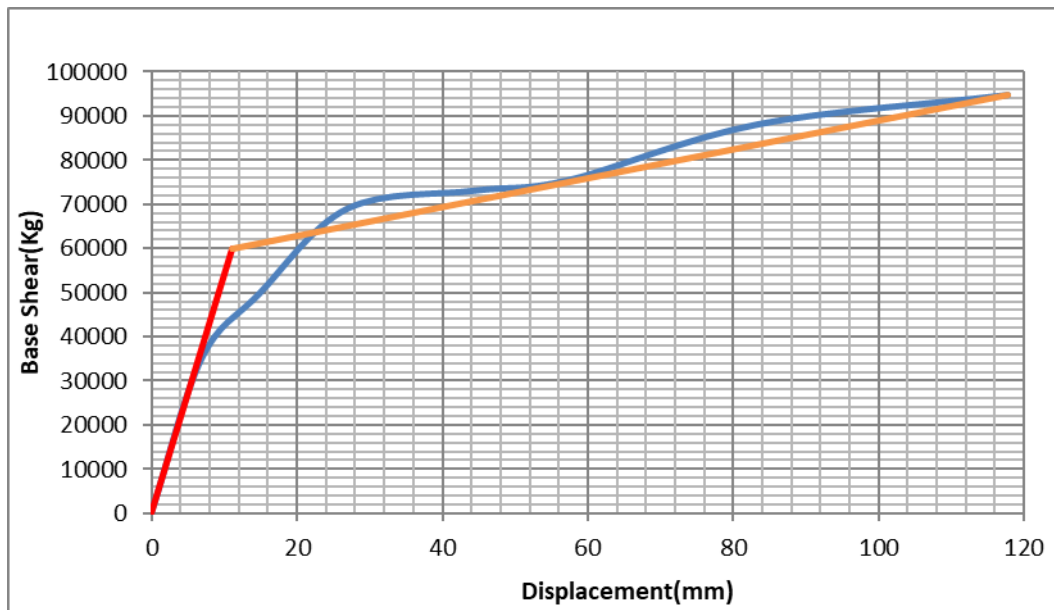


شکل ۳۰-۰: مقایسه تکیه گاه گیردار و مفصلی

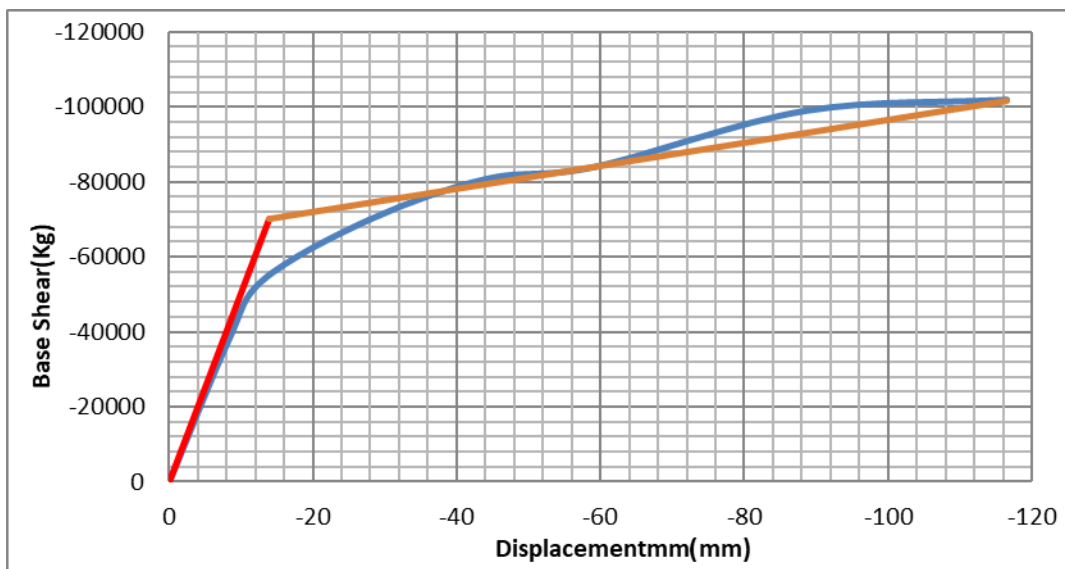
همانگونه که از شکل نیز مشخص است گیردار بودن تکیه گاه منجر به افزایش ظرفیت و بیشتر شدن مقدار نیروها می شود همچنین با گیردار کردن تکیه گاه تمرکز تنش از پای ستون ها برداشته می شود. تفاوت تنش های قاب و افزایش تنش ستون به دلیل عدم خرابی تکیه گاه در شکل مشهود است.

نیز مقدار سختی و برش پایه حاصل از منحنی با اتصال گیردار به ترتیب حدود ۵۰ و ۳۰ درصد افزایش یافته است.

شکل ۳۱-۰ پوش حاصل از منحنی، شکل ۳۲-۰ و شکل ۳۳-۰ به ترتیب کانتور تنش و کانتور تسلیم تکیه گاه گیردار و مفصلی را نشان می دهد.



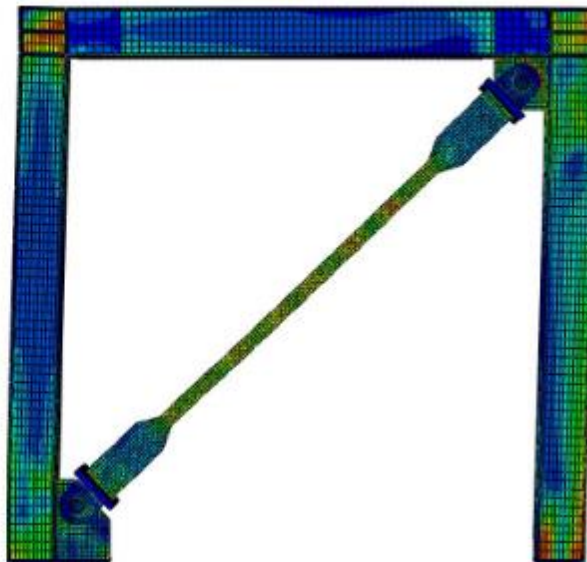
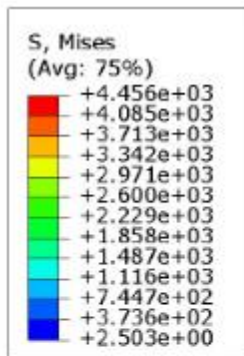
الف



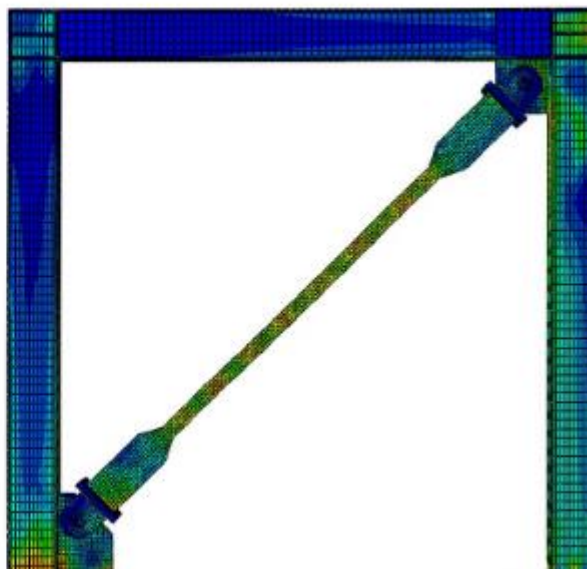
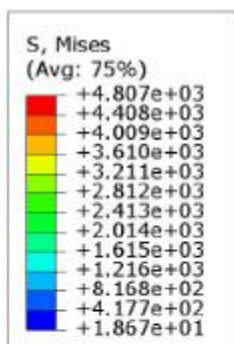
ب

شکل ۳۱-۰: پوش حاصل از منحنی چرخه‌ای مدل تکیه گاه گیردار و منحنی دو خطی برازش داده شده بر آن

الف) منحنی حاصل از بخش مثبت نمودار ب) منحنی حاصل از بخش منفی نمودار



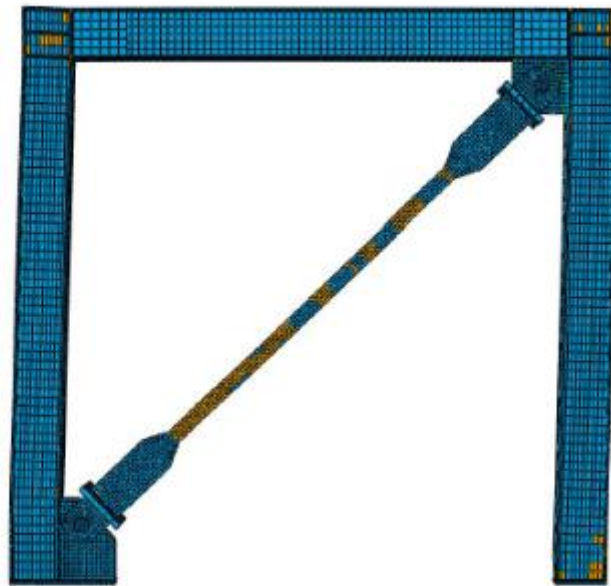
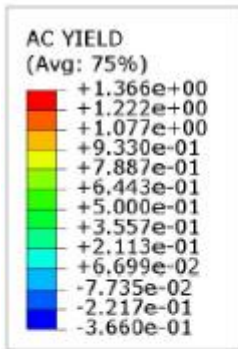
الف



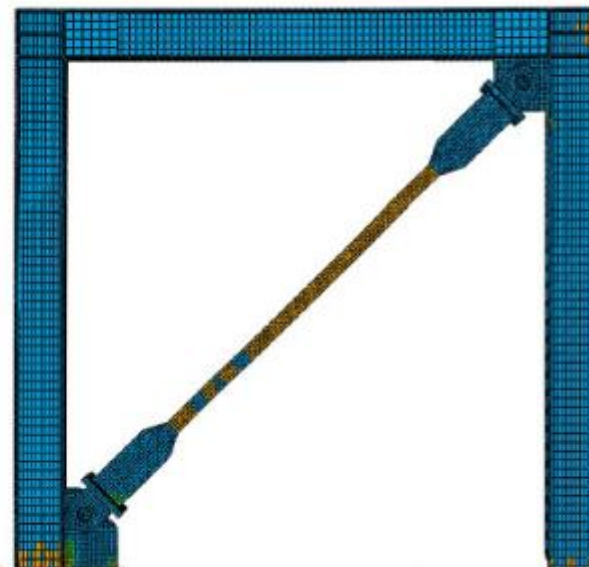
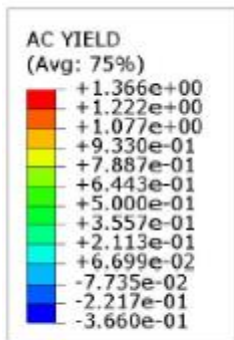
ب

ب) اتصال مفصلی

شکل ۰-۳۲: کانتور تنش الف) اتصال گیردار



الف



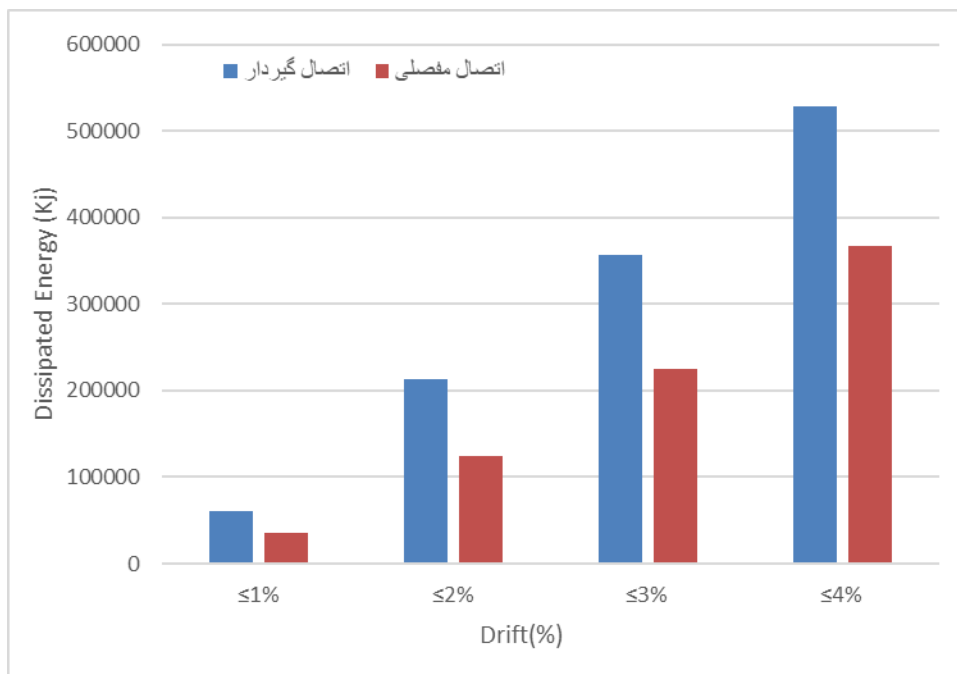
ب

شکل ۳۳-۰: کانتور تسلیم الف) تکیه گاه گیردار (ب) تکیه گاه مفصلی

جدول ۴-۰: سختی و برش پایه حاصل از مدل با تکیه گیردار

سختی اولیه (KN/mm)	سختی موثر (KN/mm)	حداکثر برش پایه (KN)	
۵۰,۷۱	۵۴,۵۵	۹۴۸,۱	پوش بخش مثبت نمودار هیستریزیس مدل با تکیه گاه گیردار
۴۵,۷۶	۵۰	۱۰۱۷,۶	پوش بخش منفی نمودار هیستریزیس مدل با تکیه گاه گیردار

طبق شکل ۳۴-۰ مقایسه اتلاف انرژی نمونه با اتصال پای ستون و مفصلی را نشان داده شده است. اتلاف انرژی در نمونه با تکیه گاه گیردار نسبت به نمونه با تکیه گاه مفصلی ۳۰٪ افزایش دارد. از جمله دلایل این افزایش انرژی تقویت پای ستون در اتصال گیردار و تسلیم پای ستون و ورق اتصال در اتصال مفصلی می باشد.



شکل ۳۴-۰: مقایسه اتلاف انرژی اتصال مفصلی و گیردار

فصل ششم

نتیجه گیری و پیشنهادات

۱-۶ مقدمه

سیستم مهاربندهای کمانش ناپذیر نوع جدیدی از سیستم‌های مهاربندی همراه با اتلاف انرژی می‌باشند که با استفاده از جزئیاتی سعی در بهبود رفتار مهاربندهای همگرا دارد. در این سیستم عضو مهاربندی در غلافی قرار می‌گیرد که از کمانش این عضو جلوگیری می‌نماید. با این تجهیزات، رفتار مهاربند در فشار همانند رفتار آن در کشش با تسلیم (و نه کمانش) همراه است و در نتیجه شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بسیار بهتری را نسبت به مهاربندهای معمولی از خود نشان می‌دهد. همچنین رفتار قاب‌های خمشی را بهبود می‌بخشد. نتایج آزمایشات با ابعاد واقعی بر روی این اعضا نشان می‌دهد که قاب‌هایی که به خوبی با این روش به صورت ضد کمانش درآمده‌اند و جزئیات اجرایی مناسب نیز در آن‌ها لحاظ گردیده است، رفتار پایدار و مقارنی تحت فشار و کشش از خود به نمایش می‌گذارند. همچنین شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی این قاب‌ها بیش از قاب‌های خمشی فولادی و بیشتر از قاب‌های مهاربندی ویژه می‌باشد که این شکل‌پذیری بالا نتیجه محصور نمودن هسته فولادی مهاربندها در مقابل کمانش می‌باشد.

به منظور پیشگیری از خسارات احتمالی به ساختمان‌های موجود در زلزله‌های آتی و نیز برای توسعه این ساختمان‌ها، بررسی عملکرد و رفتار آن‌ها امری الزامی می‌باشد. روش‌های تقویت این سازه‌ها و نیز معیارهای طراحی آن‌ها به طرق مختلف امکان‌پذیر می‌باشد. تقویت قاب‌های فولادی با استفاده از سیستم‌های مهاربندی به عنوان یکی از روش‌های کاربردی و مؤثر مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است. به همین جهت لازم است تا کاربرد مهاربندهای فولادی با انجام تحقیقات متعدد توسعه داده شود.

آمارهای تکان‌دهنده منتشر شده در مورد وضعیت ساختمان‌های موجود، مشاهده ساخت‌وسازهای شهری و نگاهی به تلفات جانی و مالی زلزله‌ها در سال‌های اخیر حالی از آسیب‌پذیر بودن اکثر ساختمان‌های موجود در روبرویی با یک زلزله نسبتاً شدید می‌باشد. با عنایت به این مسئله، کنترل دقیق بر محاسبات و اجرای ساختمان‌ها به عنوان عاملی مهم در پیشگیری از تلفات و یا کاهش آن امری ضروری می‌باشد. البته ساختمان‌های زیادی نیز وجود دارند که در گذشته ساخته شده‌اند و برای بهبود عملکرد لرزه‌ای آن‌ها باید تمهیداتی اندیشید. علاوه بر آن، ساختمان‌های آسیب‌دیده از زلزله نیاز به تقویت سازه‌ای دارند، لذا به دلیل عوامل متعددی از جمله موارد زیر برخی از سازه‌های موجود و یا سازه‌های آسیب‌دیده از زلزله را باید تقویت نمود:

این سازه‌ها به دلیل نداشتن مقاومت و سختی جانبی کافی نیاز به تقویت جانبی و کنترل تغییر مکان دارند.

به دلیل برخی از ضعف‌ها از جمله استفاده از میانقاب‌ها و یا دیوارهای آجری به‌عنوان قسمتی از سیستم لرزه بر و یا عدم استفاده از مهاربندی مناسب و یا سیستم‌های شکل‌پذیر، احتمال تخریب به‌صورت ناگهانی و ترد وجود خواهد داشت و در نتیجه علاوه بر آسیب‌های وارده به سازه بر اثر شکست ترد ساکنین فرصتی برای فرار نداشته و تلفات جانی افزایش خواهد یافت.

ممکن است به دلایلی افزایش تعداد طبقات، افزایش سطح طبقات و یا تغییر کاربری مدنظر باشد که با توجه به افزایش بارها و تغییر در مشخصات دینامیکی سازه، به تقویت اسکلت نیاز می‌باشد.

۲-۶ جمع‌بندی

در این پروژه رفتار سیستم مهاربندکمانش‌تاب تحت اثر توأم جابجایی داخل و خارج صفحه و اثر اتصالات ناشی از زلزله مورد مطالعه قرار گرفت. همان‌طور که در تاریخچه مطالعات قبلی اشاره شد، طراحی و تحلیل رفتار مهاربندهای کمانش‌تاب با اتصالات مختلف انجام شد و رفتار هر کدام بررسی شد اما تا به حال رفتار اتصالات و مهاربند کمانش‌تاب تحت جابجایی خارج از صفحه بررسی نشده بود.

تحقیقات انجام شده در سه فصل مطالعات آزمایشگاهی، تحلیل اجزای محدود و مطالعات پارامتریک، دسته‌بندی شده‌اند. دو نمونه آزمایشگاهی یک دهانه یک طبقه با مقیاس یک به یک شالوده تحقیقات را بنا نهاد. برای ساخت این نمونه از مقاطع نورد شده و ورق‌ها استفاده شد تا طرح مناسب و بهینه‌ای بدست آید. برای سهولت اجرا، کلیه اتصالات به جز اتصال پینی مهاربند به قاب، جوشی در نظر گرفته شد.

بارگذاری نمونه به صورت رفت و برگشتی با استفاده از جک هیدرولیکی در تراز تیر فوقانی بر اساس پروتکل AISC341-16 انجام شد. با نصب کرنش‌سنج‌ها و جابه‌جایی‌سنج‌ها در نقاط مختلف نمونه‌ها تغییرات ایجاد شد در نمونه‌ها در طول بارگذاری ثبت شد.

در مدل سازی عددی مدلسازی با ابعاد قاب آزمایش شده با متغیرهای نوع و ضخامت اتصال انجام شده است. ۴ نوع اتصال شامل پیچی، جوشی، پینی عمود و پینی موازی مهاربند در نظر گرفته شده‌اند. همچنین اثر جابجایی خارج از صفحه نیز بررسی شده است.

حداقل ضخامت ورق اتصال با استفاده از آیین‌نامه AISC [۴۶] طراحی شده است. با استفاده از روابط آیین‌نامه‌ای حداقل ضخامت ورق اتصال بالا و پایین برای اتصال جوشی ۸٫۵ میلی‌متر و برای اتصال پیچی ۱۳ میلی‌متر، برای اتصال پینی موازی ۱۵ میلی‌متر و برای اتصال پینی عمود ۲۰ میلی‌متر می‌باشد که با توجه به قضاوت مهندسی و شکل هندسی مهاربند ضخامت ورق اتصال پایین ۳۳ میلی‌متر در نظر گرفته شد.

نمونه‌ها تحت بار چرخه‌ای تا دریفت ۴٪ قرار گرفتند و ضخامت ورق اتصال طراحی شده مورد بررسی قرار گرفت. ضخامت حداقل آیین‌نامه برای ورق اتصال جوشی و پیچی مناسب بوده و مدل تا دریفت مورد نظر بدون گسیختگی و کمانش آنالیز شد. اما برای اتصال پینی عمود و موازی ضخامت حداقل آیین‌نامه‌ای مناسب نبوده و در اتصال پینی موازی به دلیل کمانش ناحیه اتصال هسته فولادی و در اتصال پینی عمود به علت کمانش ورق‌های اتصال در مدل‌ها خرابی رخ داد.

با زیاد کردن ضخامت ورق اتصال در اتصال پینی موازی به اندازه ۱ میلی‌متر و افزایش ضخامت ورق اتصال پایین به ۱۶ میلی‌متر مدل تا انتهای تحلیل پیش رفت. در اتصال پینی عمود با افزایش ضخامت ورق اتصال بالا و پایین و تحلیل های متوالی در نهایت با ضخامت ۲۶ میلی‌متر برای ورق اتصال بالا و ضخامت ۴۰ میلی‌متر برای ورق اتصال پایین کمانش ورق‌های اتصال رخ نداد و تا دریفت مورد نظر از حداکثر ظرفیت مهاربند کمانش تاب استفاده شد. البته در این نوع اتصال شکل هندسی مهاربند کمانش تاب بی‌تاثیر نمی‌باشد.

از مقایسه سختی و برش پایه نمونه با اتصالات مختلف نتیجه می‌شود که اتصال پیچی سختی بیشتری نسبت به اتصالات دیگر دارد.

از توضیحات بالا نتیجه می‌شود افزایش ضخامت ورق‌های اتصال نقش مهمی در بهبود رفتار کمانشی آن دارد و منجر به افزایش ظرفیت کمانشی ورق‌های اتصال می‌شود. افزایش ضخامت ورق اتصال نیز منجر به کاهش تنش و تسلیم ورق می‌شود که افزایش ظرفیت باربری را به دنبال دارد. در اتصال پیچی محل قرارگیری پیچ‌ها و فاصله آن‌ها از خط خمش نقش مهمی در ظرفیت محوری ورق دارد.

در این تحقیق همچنین مقایسه‌ای بین تکیه‌گاه گیردار و مفصلی انجام شده است. تکیه‌گیردار تمرکز تنش را از پای ستون برمی‌دارد و منجر به افزایش ظرفیت و نیرو می‌شود. با توجه به افزایش ظرفیت قاب و عدم خرابی پای ستون در تکیه‌گاه گیردار ظرفیت قاب با تکیه‌گاه گیردار نسبت به تکیه‌گاه مفصلی افزایش می‌یابد.

از مقایسه ظرفیت اتلاف انرژی نمونه با اتصالات مختلف نیز نتیجه می‌شود که نمونه با اتصالات پیچی ظرفیت اتلاف انرژی بیشتری نسبت به اتصالات دیگر دارد. نتیجه می‌شود نوع اتصال بر رفتار لرزه‌ای قاب اثر دارد.

ظرفیت اتلاف انرژی نمونه با اتصال پای ستون گیردار نسبت به اتصال مفصلی بیشتر می‌باشد. در حالت کلی، خرابی‌های موضعی، ظرفیت کمانشی و پیچشی ستون، نحوه قرارگیری اتصالات و مودهای کمانشی هسته بر اتلاف انرژی اثر گذار می‌باشد.

طبق نمودارهای نیرو تغییر مکان اینطور برداشت می‌شود که مدل‌های اجزاء محدود به خوبی رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب را با اتصالات مختلف به قاب پیش‌بینی می‌کند.

همچنین با توجه به رفتار هسته فولادی پس آنالیزها بیانگر این مطلب است که شکل مودهای کمانشی هسته فولادی به خوبی توسط نرم افزار اجزاء محدود مدل شده است. با توجه به تشکیل اولین مفصل پلاستیک در هسته فولادی، هسته به عنوان فیوز عملکرده و در تمامی مدل‌ها قاب در حالت الاستیک باقی مانده است. همچنین پخش شدن تسلیم در تمام طول هسته مهاربند منجر به رفتار چرخه‌ای مهاربند طبق انتظار تحت بار چرخه‌ای شده است.

به طور کلی جابجایی خارج از صفحه باعث کاهش عملکرد لرزه‌ای، سختی، مقاومت، شکل پذیری، کم‌تر شدن ضرایب سطح فروریزش، ایمنی جانی، سرویس‌دهی بی‌وقفه و کاهش جذب انرژی شد که علاوه بر مدل اجزا محدود از روی نمودار نیرو-جابجایی آن نیز قابل مشاهده است که به صورت موردی به نتایج می‌پردازیم:

• نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان داد که مهاربند کمانش تاب تولید داخل عملکرد مناسبی داشت و رفتار تقریباً

مشابهی در کشش و فشار دارند.

- در تکیه گاه با اتصال مفصلی و ورق اتصال محافظه کارانه نسبت به مقدار پیشنهادی آیین نامه (۳ سانتی متر)، تأثیر جابجایی خارج از صفحه در ظرفیت و کاهش انرژی ۵ درصد بوده و مشکل خاصی ایجاد نمی کند.
- هنگامی که مقطع قاب قوی تر می شود، میزان تأثیر جابجایی خارج از صفحه در سختی و شکل پذیری بیشتر و در جذب انرژی کمتر می شود.
- هنگامی که ورق اتصال به صورت لب مرزی طراحی شود، میزان تأثیر جابجایی خارج از صفحه در کاهش انرژی بسیار بیشتر و حدود ۳۹ درصد می باشد.
- هنگامی که تکیه گاه به صورت گیردار طراحی شود، نسبت به حالت تکیه گاه مفصلی دارای جذب انرژی بسیار بالاتر حدود ۵۲ درصد می باشد.
- هنگامی که تکیه گاه به صورت گیردار باشد، تأثیر جابجایی خارج از صفحه در کاهش انرژی نسبت به حالت مفصلی بیشتر و حدود ۵۰ درصد می باشد.

۳-۶ پیشنهادات برای مطالعات آینده

موارد زیر به عنوان زمینه هایی برای گسترش مطالعات پیشنهاد می شود:

- استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر نقش بسیار مهمی در بهبود عملکرد سیستم های مهاربندی معمولی داشته است. از اینرو پیشنهاد می گردد مطالعات متمرکز تری روی تأثیر این نوع بهسازی در سایر انواع مهاربندها از نظر نوع مقطع فولادی، ظرفیت مهاربندها و شکل قرارگیری مهاربند در قاب صورت گیرد.
- با توجه به محدودیت تعداد آزمایش های انجام شده، پیشنهاد می شود آزمایش هایی با ایجاد تنوع در ابعاد مهاربند-کمانش تاب، طول و ضخامت هسته و افزایش طول دهانه تیر انجام شود. مشخصاً چنانچه طول دهانه افزایش یابد، طول هسته مهاربند نیز بلندتر می شود و تأثیر جابجایی خارج از صفحه بر مهاربند و اتصالات در هر ۲ حالت تکیه گاه مفصلی و گیردار بیشتر می شود.
- تعداد طبقات بیشتری تست شود.
- تأثیر جابجایی خارج از صفحه روی انواع دیگری از اتصالات پیچی و جوشی نیز بررسی شود.
- انواع چیدمان مختلف مهاربند کمانش تاب تست شود.

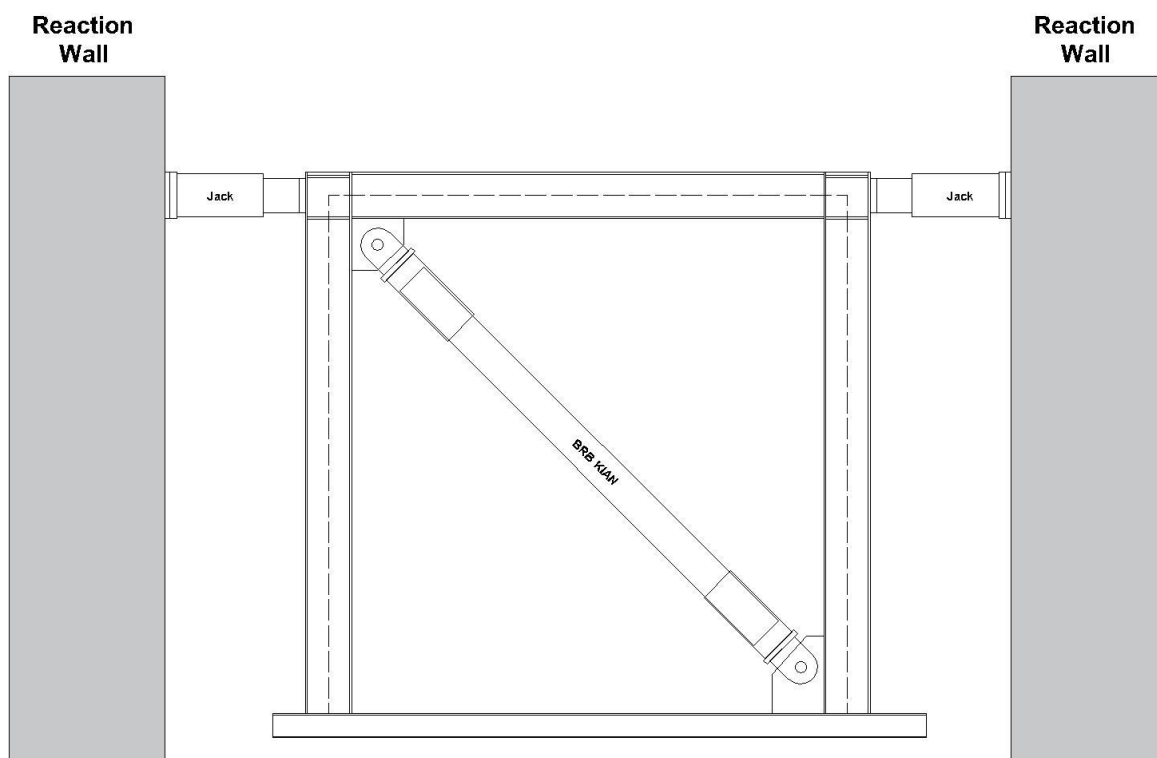
پیوست ۱

طراحی نمونه مهاربند کمانش تاب

ظرفیت مهاربند

با در نظر گرفتن امکانات آزمایشگاهی مرکز تحقیقات و امکان اعمال نیروی 60 تنی در ارتفاع 3 متری از زمین ، ابعاد قاب مورد آزمایش 3×3 متر فرض گردید که با جانمایی مهاربند با زاویه 45 درجه درون قاب حداکثر نیروی محوری مهاربند برابر است با:

$$P_{ult} = 60 \div \sin 45^\circ = 84.6 \text{ ton}$$



شکل ۱-۳ مهاربند کمانش تاب

بدون در نظر گرفتن ضرایب طراحی آیین نامه ای و با فرض تنش حد نهایی فولاد ساختمانی برابر با 3700 کیلوگرم بر سانتی متر مربع ، سطح مقطع موردنیاز مهاربند برابرست با:

$$A_{req} = 84.6 \div 3.7 = 23 \text{ cm}^2$$

با در نظر گرفتن ضریب اطمینان و امکان خطا در تجهیزات آزمایشگاهی و به منظور اطمینان از رسیدن به تنش حد نهایی مهاربند میزان سطح مقطع هسته مهاربند 20 سانتی متر مربع فرض گردید. در این حالت حد نهایی نیروی محوری مهاربند برابر 74 تن می باشد.

به دلیل اینکه مهاربند به منظور آزمایش در آزمایشگاه طراحی می شود و هدف نهایی بررسی رفتار هیستریزس مهاربند می باشد ، در طراحی مهاربند ، تنها ظرفیت نهایی آن مد نظر قرار گرفت و الزامات آیین نامه ای مربوط به تغییر مکان و کرنش بیشینه لحاظ نشده است.

مشخصات مصالح

مشخصات فولاد مصرفی هسته و غلاف و همچنین بتن مصرفی به عنوان پر کننده مطابق جدول زیر در نظر گرفته شده است.

fy core	235	Mpa
fy tube	235	Mpa
Es core	210000	Mpa
ES tube	210000	Mpa
f'c	21	Mpa
γc	15	kN/m ³
Ec	22912.87847	Mpa

ابعاد هندسی مهاربند

لازم به ذکر است تمامی کنترل های انجام شده در ادامه، روابط و فرمولها از الزامات طراحی مهاربند شرکت نیپون استیل Nippon و بعضا شرکت شرکت استارسایزیمیک Starseismic برگرفته شده است.

ابعاد هسته

برای هسته ورق به ضخامت ۲۵ میلیمتر فرض گردید که با توجه به پیشنهاداتی که در پژوهش های مختلف بیان شده است مناسب است. عموماً پیشنهاد می شود نسبت عرض به ضخامت هسته بین ۳ تا ۱۰ در نظر گرفته شود.

Core dimension	2.5	8	$3 < b/t \text{ ratio} < 10$	OK
----------------	-----	---	------------------------------	----

Core moment of inertia	10.41666667	cm ⁴
------------------------	-------------	-----------------

ابعاد غلاف

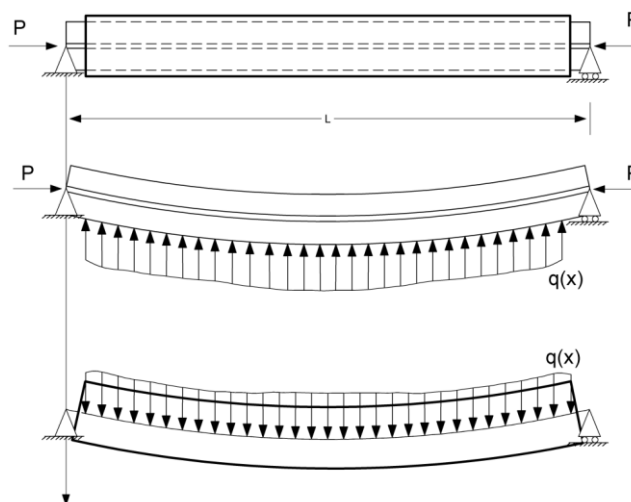
برای غلاف پیرامونی هسته از قوطی فولادی به ابعاد 25×25 سانتی متر و ضخامت ۴ میلیمتر استفاده شده است.

Tube dimension	25	0.4	Tube moment of inertia	3970.8992	cm ⁴
----------------	----	-----	------------------------	-----------	-----------------

کنترل پایداری کلی مهاربند در اثر نیروی محوری

بر اساس تئوری کمانش اویلری می توان مقدار نیروی کمانش بحرانی المان را به دست آورد. معادله تعادل زیر برای هسته فلزی مهاربند تحت بارگذاری نشان داده شده، نوشته می شود.

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -q(x)$$



رابطه زیر از حل معادله تعادل نیروها در هسته مهاربند به دست می آید. نیروی کمانش اویلری ، پایداری کلی مهاربند را کنترل می کند.

$$P_{cr} = P_e \approx \frac{\pi^2 EI_{tube}}{(KL)^2}$$

به منظور حفظ پایداری بایستی بیشینه نیروی محوری از مقدار بحرانی هسته کمتر باشد. با فرض اتصال پینی و ضریب طول موثر $K=1$ و همچنین طول کلی مهاربند $L=350$ سانتی متر داریم:

Global stability	
K	1
L	350
Pcr	4478.994768
acceptance	OK
ratio	9.529776102

کنترل کماتش موضعی در مودهای بالاتر

به منظور عملکرد کامل مهاربند ، بایستی کماتش موضعی هسته در مودهای بالاتر نیز کنترل شود . با نوشتن معادله تعادل در طول هسته و با فرض اینکه نیروی عکس العمل مصالح پرکننده را تابعی از تغییر شکل هسته ضریب مقدار ثابت فنریت گسترده در طول هسته در نظر بگیریم ، داریم:

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} + \beta y(x) = 0$$

برای حل معادله بالا می توان از روش های بسیاری از جمله روش انرژی استفاده کرد . در نهایت مقدار نیروی بحرانی برای کنترل کماتش موضعی هسته از رابطه زیر به دست می آید.

$$P_{cr} = 2\sqrt{\beta E_i I_i}$$

در رابطه بالا E_c و v مدول یانگ و ضریب پواسون بتن پر کننده می باشد.

برای جلوگیری از کماتش موضعی بایستی نیروی محوری کوچکتر از مقدار بحرانی باشد ، در نتیجه داریم:

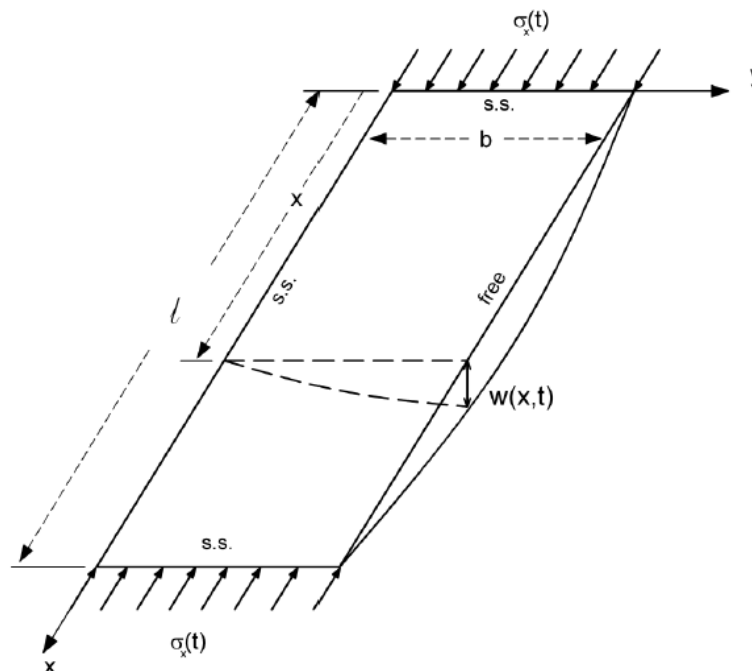
$$P_{cr} = 2\sqrt{\beta E_i I_i} \geq \sigma_y A_i$$

$$\beta \geq \frac{\sigma_y^2 A_i^2}{4 E_i I_i}$$

Buckling of the Inner Core in Higher Modes	
β	24193.72261
ν	0.15
Pcr	1454.974477
acceptance	OK
ratio	3.095690377

کنترل کمانش پیچشی هسته

یک نوع محتمل دیگر از کمانش هسته ، کمانش پیچشی می باشد . این نوع کمانش بیشتر در رابطه با هسته های صلیبی شکل رخ می دهد اما کنترل آن در هر حالت ضروری می باشد. شکل زیر کمانش پیچشی در یک صفحه تحت بارگذاری محوری را نشان می دهد.



رابطه زیر برای تنش بحرانی در حالت کمانش پیچشی به دست می آید.

$$\sigma_{cr} = \sigma_x = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t^2}{b^2} \left[\frac{b^2}{l^2} + \frac{6(1-\nu)}{\pi^2} \right]$$

برای ورق های با طول خیلی بلند $l \gg b$ ، رابطه بالا را می توان به صورت زیر نوشت:

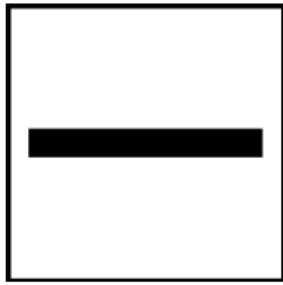
$$\sigma_{cr} = \frac{E}{2(1-\nu)} \frac{t^2}{b^2}$$

Torsional Buckling of the Inner Core	
σ_{cr}	12063419.12
Pcr	24126.83824 kN
acceptance	OK
ratio	51.33369837

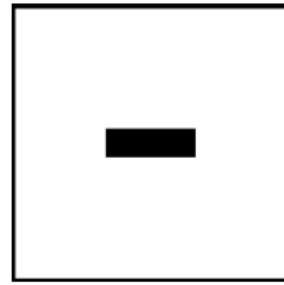
کنترل نسبت عرض هسته به غلاف

در پژوهش های انجام شده ، نسبت مشخصی برای عرض هسته به غلاف توصیه شده است . این نسبتا معمولا بین 0.3 تا 0.7 در نظر گرفته می شود.

Tube	Core
25	8
25	
0.4	2.5
acceptance	OK



مقطع مهاربند در قسمت های غیر تسلیم شونده



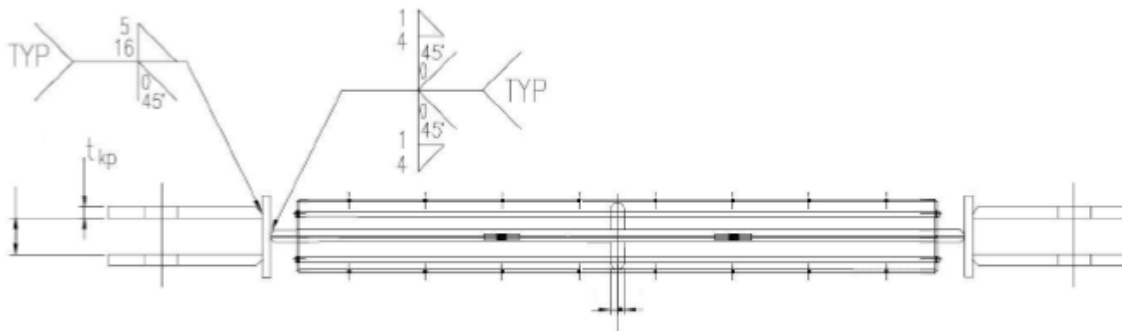
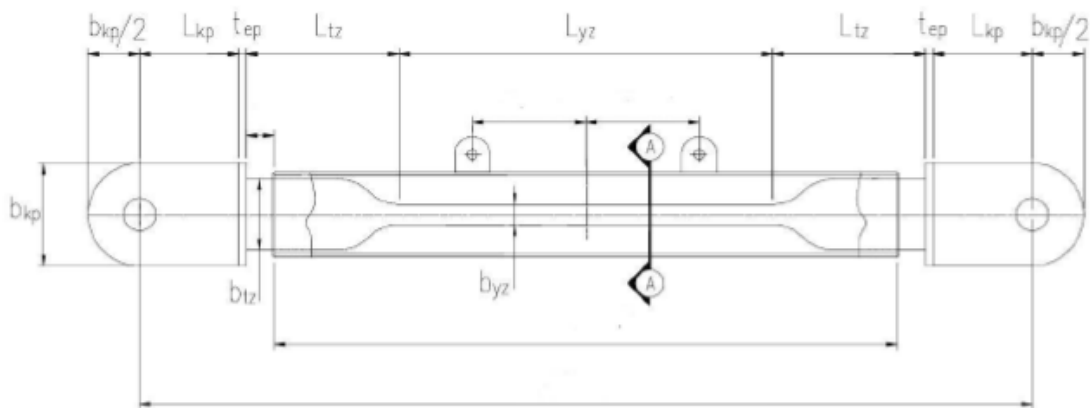
مقطع مهاربند در قسمت های تسلیم شونده

عرض ۲۱ سانتی متر

عرض ۸ سانتی متر



نمای هسته مهاربند به همراه اتصال پینی



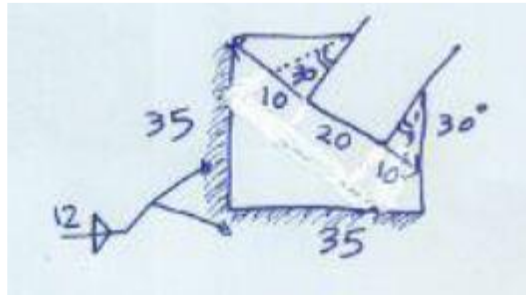
کنترل ورق اتصال مهاربند به ستون

ورق اتصال BRB به ستون

تنش مجاز (محاسبه ابعاد و جوش ورق)

$$\text{Max } F \left\{ \begin{array}{l} 74000 \\ 0.6F_y A_g = 28800 \text{ kg} \end{array} \right\}$$

$$\frac{74000 \cos 45}{35 \times 3} < 0.6 F_y \quad \Rightarrow \quad 572 < 1440 \text{ kg/cm}^2$$



$$\left\{ \begin{array}{l} t = 30 \text{ mm} \\ b = 350 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

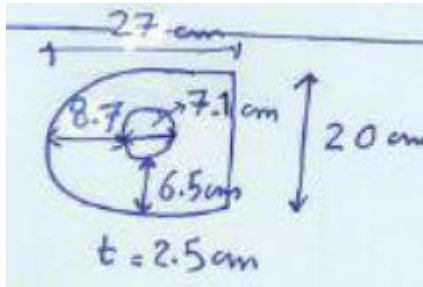
$$\frac{74000 \cos 45}{30 \times 3} < 1440$$

$$\text{بعد جوش ورق به ستون} = \frac{0.5 \times 74000 \cos 45}{35 \times 1} = 650D \quad \Rightarrow \quad 747 = 650D$$

$$D = 1.15 \approx 12 \text{ mm}$$

$$960 t_w > 650 \times D \times 2 \quad \Rightarrow \quad 2880 > 1560$$

کنترل مقاومت کششی ورق بین دار



طبق بند ۱۰-۲-۳-۶-۱ آیین نامه فولاد ایران

گسیختگی کششی

$$\phi P_n \geq 74000 \text{ kg} \rightarrow 0.75 \times 3700 (2 \times 2.5 \times 6.5) = 90187 \text{ kg} > 74000$$

برای یک عدد ok

$$b_{\text{eff}} = 2t + 16 \text{ mm} \leq 6.5 \rightarrow 6.6 > 6.5 \rightarrow 657$$

گسیختگی برشی

$$P_n = 0.6 F_u A_{sf} \rightarrow A_{sf} = 2t(a + d_p/2) = 61 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 0.6 \times 3700 \times 61 = 101565 \text{ kg} > 74000 \quad \text{برای یک ورق}$$

تسلیم در سطح مقطع کلی

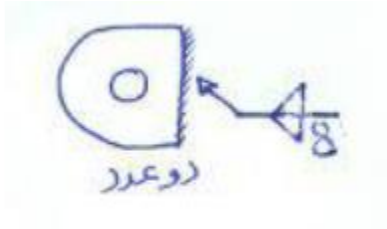
$$\phi P_n = 0.9 \times F_y A_g = F_y (W \times t) = 0.9 \times 2400 \times (20 - 7) \times 2.5 = 70200 \text{ kg}$$

$$2b_{\text{eff}} + d_p \leq \text{پهنای تسمه}$$

$$2 \times 6.5 + 7 = 20$$

$$\text{کوته‌ترین فاصله لبه سوراخ تا عضو} \geq \frac{4}{3} b_{\text{eff}} = \frac{4}{3} \times 6.5 = 8.66 = 8.7 \text{ cm}$$

محاسبه جوش ورق پین دار



بند ۴-۲-۹-۲-۱۰

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we}$$

رابطه (۳-۹-۲-۱۰)

$$0.75 \times 0.6 \times 0.42 \times (0.707 \times 20 \times 4d) = 74000 \text{ kg}$$

الکتروود E60 $\rightarrow F_u = 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 10689d = 74000 \rightarrow d = 0.69 \approx 7 \text{ mm}$

طبق جدول ۲-۹-۲-۱۰ حداقل بعد جوش گوشه دو طرفه ۸ میلیمتر

کنترل برش ورق اتصال BRB به ستون

بند ۱-۲-۶-۲-۱۰ ب

$$\phi = 0.9$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$h/t_w \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow 11.6 \leq 71$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{35}{3} = 11.6 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$\phi V_n = 0.6 \times 0.9 \times 2400 \times (35-7) \times 3 \times 1 = 108864 > 74000$$

محاسبه پین BRB

$$D \geq \frac{7}{8} \times 8 = 7 \text{ cm} \text{ (بند ۱۰-۲-۳-۲) پینا } = \frac{7}{8} \times 8 = 7 \text{ cm}$$

بند ۱۰-۲-۳-۳

(۱۰-۲-۹-۵)

$$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} \cdot A_{nb}$$

(۱) پین معمولی

$$0.75 \times 0.45 \times F_u \times A_n = 0.75 \times 0.45 \times 4000 \times \pi \times \frac{7^2}{4} = 51954 < 74000 \text{ غیر قابل قبول}$$

$F_u = 400 \text{ Mpa}$ (جدول ۱۰-۲-۹-۶)

(۲) پین معمولی یا پین پر مقاومت A325

Iso-6.8, $F_y = 480 \text{ Mpa}$, $F_u = 600 \text{ Mpa} \rightarrow$

$$0.75 \times 0.45 \times 6000 \times \pi \times \frac{7^2}{4} = 77930 > 74000$$

محاسبه ورق اتصال تیر به ستون برای 2IPE 160

الف) محاسبه پیچ ۱۰-۲-۳-۳ و رابطه (۱۰-۲-۹-۵)

$$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} \cdot A_{nb} = 0.75 \times 0.45 \times 4000 \times \pi \times \frac{3.4^2}{4} = 6107 \text{ kg}$$

مقاومت هر پیچ برای A307 $d=24 \text{ mm}$ معمولی

جدول ۱۰-۲-۹-۶ و جدول ۱۰-۲-۹-۱۰

نیروی موجود $6107 \times 12 = 73284 > 60000$ عدد پیچ

۱۲ عدد M24 و یا M22 A307

ب (کنترل برش ورق

فرض ابعاد $400 \times 120 \times 10 \text{ mm}$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times (40 - (3 \times 2.6)) \times 1 \times 0.9 = 41731 > 15000 \text{ سهم هر ورق}$$

رابطه (۱۰-۲-۳)

$$h/t_w = 32.2 / 1 < 1.1 \sqrt{\frac{kv \cdot E}{F_y}} \quad GV=1$$

ج) کنترل کشش

$$A_e = U \cdot A_n \quad (3-3-2-10)$$

$$A_e = 0.939 \times (12 - 2.6) = 8.8 < 0.85 A_g$$

$$U = (\text{جدول } 10-2-3-1) \quad U = 1 - \frac{x}{l} \quad x = \frac{9^2}{4(9+12)}$$

$$U = 0.939$$

$$\phi t P_{n1} = 2400 \times 12 \times 1 \times 0.9 = 25920$$

بند (۱۰-۲-۳-۴)

$$\phi t P_{n2} = 3700 \times (12 - 2.6) \times 1 \times 0.75 = 26085$$

$$t P_{n3} = 3700 \times 8.8 \times 1 \times 0.75 = 24420$$

$$\min \phi P_n = 24420 \text{ kg} > 15000$$

ب (طراحی جوش گوشه ورق اتصال :

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times (16 + 16) \times 0.707 \times a \quad \text{رابطه (۱۰-۲-۹-۳)}$$

$$\phi R_n = F \quad \rightarrow 32069 \quad a = 15000 \rightarrow a = 0.46 \cong 5 \text{ mm}$$

$$0.6 F_y t_w > 2 \times 1000 \times 0.46$$

نتایج مدل در نرم افزار *Etabs*

در نهایت مدل قاب مورد آزمایش در نرم افزار *Etabs* مدلسازی و تحلیل شد که نتایج آن برای ستون و مهاربند به صورت جداگانه در ادامه آمده است.

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
GROUND	C2	1	0	COMB1	Buckling-Restrained Braced Frame	2IPE16	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
300.000	1	1.03

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.627	0.302	0.935487	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
40.2	787	1741.4	780.5	19.8	16.2

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
217.7	96.4	248.1	161	6.578	4.404	

Material Properties

E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	α
2100000	2400	1.611	NA

Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-cm)	M _{u22} (kgf-cm)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-cm)
0	-60553.74	0	0	410.93	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
1	1	1

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.852 =	0.852 + 0 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (kgf)	φP_{nc} Capacity (kgf)	φP_{nt} Capacity (kgf)
60553.74	71054.07	86919.61

Moments and Capacities

	M_u Moment (kgf-cm)	φM_n Capacity (kgf-cm)	φM_n No LTBD (kgf-cm)
Major Bending	0	470170.98	470170.98
Minor Bending	0	208133.81	

Shear Design

	V_u Force (kgf)	φV_n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	410.93	21035.88	0.02
Minor Shear	0	25618.62	0

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
GROUND	D1	4	424.264	COMB1	Buckling-Restrained Braced Frame	StarBRB3.1	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
424.264	1	1.03

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
-1.779	-23.361	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_v	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

BRB Section and Material Properties

A_{core} (cm ²)	E (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)	R_y
20	2000000	2400	1

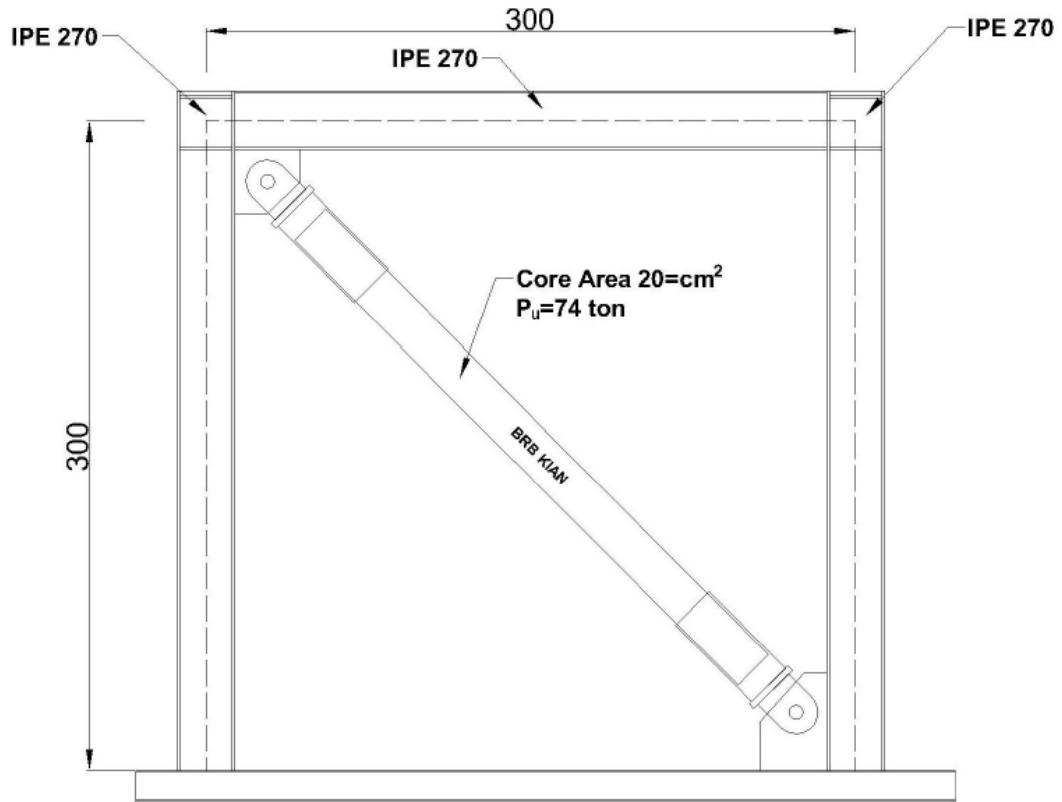
Buckling Restrained Brace Forces and Design Capacities

Location (cm)	P_u (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)	D/C Ratio
424.264	85394.91	43200	43200	1.977

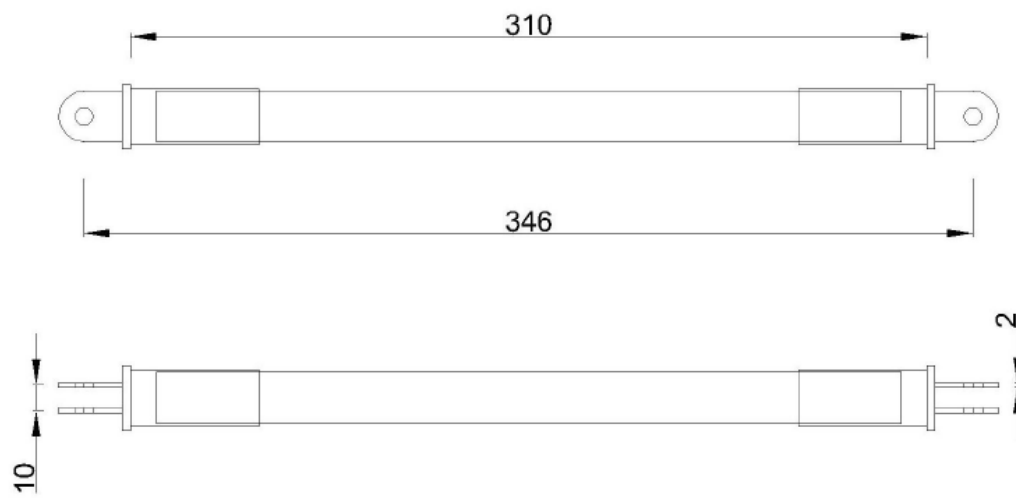
End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
84812	COMB1	85394.91	COMB1

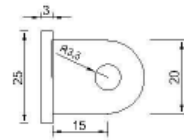
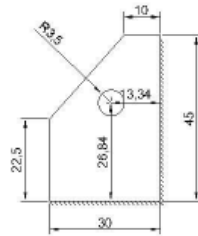
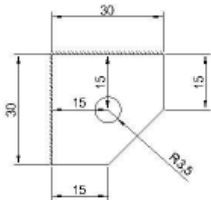
Setup detail:



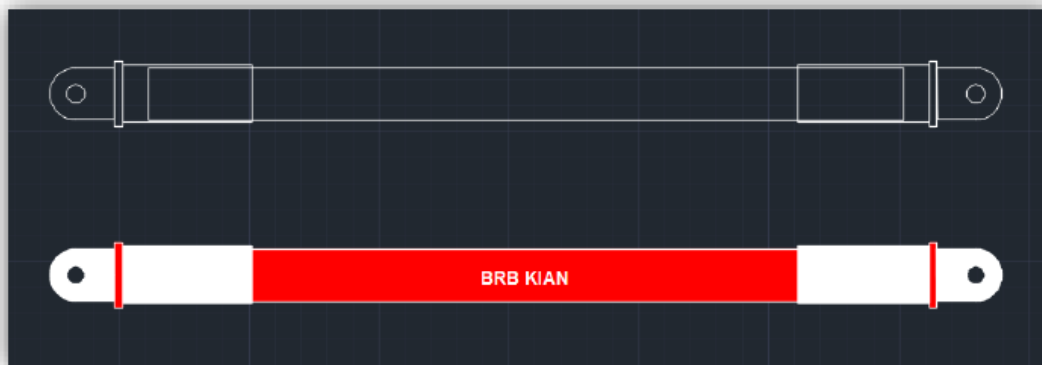
BRB detail:



Gusset and connection detail:



BRB speciman



- ١ ANSI, A.J.I.C., IL, *AISC 341-10 (2010)*. "Seismic provisions for structural steel buildings." American Institute of Steel Construction.
- ٢ Deierlein, G.G., A.M. Reinhorn, and M.R.J.N.s.d.t.b. Willford, *Nonlinear structural analysis for seismic design*. 2 :٤ .١٠٠ p. 1-36.
- ٣ Sabelli, R., S. Mahin, and C.J.E.S. Chang, *Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces*. 2003. **25**(5): p. 655-666.
- ٤ Kim, J. and H.J.E.S. Choi, *Behavior and design of structures with buckling-restrained braces*. 2004. **26**(6): p. 693-706.
- ٥ Xie, Q.J.J.o.c.s.r., *State of the art of buckling-restrained braces in Asia*. 2005. **61**(6): p. 727-748.
- ٦ Kiggins, S. and C.-M.J.E.S. Uang, *Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system* : (١١)٢٨ .٢٠٠٤ . p. 1525-1532.
- ٧ Choi, H. and J.J.E.S. Kim, *Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum*. 2006. **28**(2): p. 304-311.
- ٨ Asgarian, B., H.R. Shokrgozar, and M. Abitorabi. *Effect of Design Loads in Buckling Restrained Braced Frames Performance*. in the *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration. 2008.
- ٩ Chou, C.-C. and S.-Y.J.E.S. Chen, *Subassembly tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces*. 2010. **32**(8): p. 2108-2121.
- ١٠ Black, C., I.D. Aiken, and N. Makris, *Component testing, stability analysis, and characterization of buckling-restrained unbonded braces (TM)*. 2002: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- ١١ Huang, Y., et al., *Seismic performance of moment resistant steel frame with hysteretic damper*. 2000: p. 403-409.
- ١٢ Andrews, B.M., L.A. Fahnestock, and J.J.J.o.C.S.R. Song, *Ductility capacity models for buckling-restrained braces*. 2009. **65**(8-9): p. 1712-1720.
- ١٣ Celik, O.C. and M.J.E.S. Bruneau, *Seismic behavior of bidirectional-resistant ductile end diaphragms with buckling restrained braces in straight steel bridges*. 2009. **31**(2): p. 380-393.

- .۱۴ M. Andrews, B. L. A. Fahnestock, and J. Song, *Ductility capacity models for buckling-restrained braces*. Journal of Constructional Steel Research 65 2009.
- .۱۵ Sahoo, D.R. and S.-H.J.E.S. Chao, *Performance-based plastic design method for buckling-restrained braced frames*. 2010. **32**(9): p. 2950-2958.
- .۱۶ Wigle, V.R. and L.A.J.J.o.C.S.R. Fahnestock, *Buckling-restrained braced frame connection performance*. 2010. **66**(1): p. 65-74.
- .۱۷ Nguyen, A.H., et al., *An Investigation on the Accuracy of Nonlinear Static Procedures for Seismic Evaluation of Buckling-restrained Braced Frames*. 2010. **4**(3): p. 92-98.
- .۱۸ Yu, Y., et al., *Analytical simulations for shaking table tests of a full scale buckling restrained braced frame*. 2011. **14**: p. 2941-2948.
- .۱۹ Zhao, J., B. Wu, and J.J.E.S. Ou, *Effect of brace end rotation on the global buckling behavior of pin-connected buckling-restrained braces with end collars*. 2012. **40**: p. 240-253.
- .۲۰ Hoveidae, N. and B.J.J.o.C.S.R. Rafezy, *Overall buckling behavior of all-steel buckling restrained braces*. 2012. **79**: p. 151-158.
- .۲۱ Gu, Q., et al., *Effect of buckling-restrained brace model parameters on seismic structural response*. 2014. **98**: p. 100-113.
- .۲۲ Jiang, Z., et al., *Influence of design parameters of buckling-restrained brace on its performance*: ۱۰۵ .۲۰۱۵ .p. 139-150.
- .۲۳ Wu, B. and Y.J.J.o.C.S.R. Mei, *Buckling mechanism of steel core of buckling-restrained braces*. 2015. **107**: p. 61-69.
- .۲۴ Guerrero, H., et al., *A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with Buckling-Restrained Braces*. 2016. **123**: p. 141-154.
- .۲۵ Bosco, M., E. Marino, and P.J.J.o.C.S.R. Rossi, *Design of steel frames equipped with BRBs in the framework of Eurocode 8*. 2015. **113**: p. 43-57.
- .۲۶ Metelli, G., G. Bregoli, and F.J.J.o.C.S.R. Genna, *Experimental study on the lateral thrust generated by core buckling in bolted-BRBs*. 2016. **122**: p. 409-420.
- .۲۷ Abou-Elfath, H., M. Ramadan, and F.O.J.A.e.j. Alkanai, *Upgrading the seismic capacity of existing RC buildings using buckling restrained braces*. 2017. **56**(2): p. 251-262.
- .۲۸ Wu, B., et al., *Buckling mechanism and global stability design method of buckling-restrained braces*. 2017. **138**: p. 473-487.

- .۲۹ AlHamaydeh, M., F. Abed, and A.J.J.o.C.S.R. Mustapha, *Key parameters influencing performance and failure modes for BRBs using nonlinear FEA*. 2016. **116**: p. 1-18.
- .۳۰ Guo, Y.-L., et al., *Subassemblage tests and numerical analyses of buckling-restrained braces under pre-compression*. 2017. **138**: p. 473-489.
- .۳۱ Guerrero, H., et al., *Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils*. 2017. **136**: p. 406-419.
- .۳۲ Rahnavard, R., et al., *Investigating modeling approaches of buckling-restrained braces under cyclic loads*. 2018. **8**: p. 476.
- .۳۳ Naghavi, M., et al., *Numerical evaluation of the hysteretic behavior of concentrically braced frames and buckling restrained brace frame systems*. 2018.
- .۳۴ Xie, Q. *Dual system design of steel frames incorporating buckling-restrained braces*. in *Fourth International Conference on Advances in Steel Structures*. 2005. Elsevier.
- .۳۵ Palazzo, G., et al., *A low-tech dissipative buckling restrained brace. Design, analysis, production and testing*. 2009. **31**(9): p. 2152-2161.
- .۳۶ Chou, C.-C. and P.-J.J.J.o.C.S.R. Chen, *Compressive behavior of central gusset plate connections for a buckling-restrained braced frame*. 2009. **65**(5): p. 1138-1148.
- .۳۷ Takeuchi, T., et al., *Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces*. 2010. **66**(2) :p. 139-149.
- .۳۸ López-Almansa, F., J.C. Castro-Medina, and S.J.E.s. Oller, *A numerical model of the structural behavior of buckling-restrained braces*. 2012. **41**: p. 108-117.
- .۳۹ Chou, C.-C., G.-S. Liou, and J.-C.J.J.o.C.S.R. Yu, *Compressive behavior of dual-gusset-plate connections for buckling-restrained braced frames*. 2012. **76**: p. 54-67.
- .۴۰ Takeuchi, T., et al., *Out-of-plane stability of buckling-restrained braces including moment transfer capacity*. 2014. **43**(6): p. 851-869.
- .۴۱ Tabatabaei, S.A.R., S.R. Mirghaderi, and A.J.E.S. Hosseini, *Experimental and numerical developing of reduced length buckling-restrained braces*. 2014. **77**: p. 143-160.
- .۴۲ Jia, M., et al., *Experimental research and cyclic behavior of buckling-restrained braced composite frame*. 2۰۱۴. **2**: p. 90-105.
- .۴۳ Wang, J., et al., *Cyclic experimental and analytical studies of buckling-restrained braces with various gusset connections*. 2018. **163**: p. 38-50.

- .۴۴ Engineers, A.S.o.C. and S.E. Institute. *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. 2014. American Society of Civil Engineers.
- .۴۵ ATC-24, A.T.C.J., *Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures*. 1992.