

اللَّهُمَّ احْمِ الْبَرَّ



دانشگاه آزاد اسلامی واحد ملایر

گروه عمران

عنوان

ارزیابی رفتار غیرار تجاعی سیستم دیوار برشی کوپله بتن مسلح باتیرپیوند فولادی در قاب

خمشی بتنی

پایان نامه ارائه شده به مدیریت تحصیلات تکمیلی به عنوان بخشی از فعالیت های تحصیلی

لازم جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

در رشته عمران

استاد راهنما

جناب دکتر مهدی علیرضایی

استاد مشاور

جناب دکتر مظاهر روزبهانی

نگارش

معصومه حسینی

زمستان ۱۳۹۴

ب

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ارزیابی رفتار غیرارتجاعی سیستم دیوار برشی کوپله بتن مسلح باتیرپیوند فولادی در قاب

خمشی بتنی

توسط

سیدہ معصومہ حسینی

پایان نامه

ارائه شده به مدیریت تحصیلات تکمیلی به عنوان بخشی از فعالیت های لازم جهت اخذ درجه

کارشناسی ارشد

در رشته عمران: گرایش سازه

از

دانشگاه آزاد اسلامی واحد ملایر

ارزیابی و تصویب شده توسط کمیته پایان نامه با نمره.....و درجه.....

دکتر مهدی علیرضایی (استاد راهنما)

دکتر مظاهر روزبهانی (استاد مشاور)

دکتر وحید رستمی (استاد مدعو)



معاونت پژوهش و فناوری

به نام خدا

منور اخلاق پژوهش

بیاری از خداوند جهان و اعتماد به ایند عالم محضر خداست و بهراره ناظر بر افعال انسان و به منظور پاس داشت مقام بلند دانش و پژوهش و نظریه ابست جایگاه دانشگاه در اعملاهی فرهنگ و تمدن بشری مادانشجویان و اعضا هیئت

علمی واحدهای دانشگاه آراو اسلامی متعهد میگردیم اصول زیر را در انجام فعالیتهای پژوهشی مد نظر قرار دسیم

۱. اصل حقیقت جویی: تلاش در راستای پی جویی حقیقت و وفاداری به آن و دوری از هرگونه پنهان سازی حقیقت.
۲. اصل رعایت حقوق: التزام به رعایت کامل حقوق پژوهشگران و پژوهشگران (انسان، حیوان و نبات) و سایر صاحبان حق.
۳. اصل مالکیت مادی و معنوی: تعهد کامل به حقوق مادی و معنوی دانشگاه و کلیه بهکاران پژوهش.
۴. اصل منافع ملی: تعهد به رعایت مصالح ملی و در نظر داشتن پیشبرد و توسعه کشور در کلیه مراحل پژوهش.
۵. اصل رعایت انصاف و امانت: تعهد به اجتناب از هرگونه جانب داری غیر علمی و حفاظت از اموال، تجهیزات و منابع در اختیار.
۶. اصل رازداری: تعهد به صیانت از اسرار و اطلاعات محرمانه افراد، سازمانها و کلیه نمایانهای مرتبط با تحقیق.
۷. اصل احترام: تعهد به رعایت حریم ها و حرمت ها در انجام تحقیقات و رعایت جانب تعد و خودداری از هرگونه حرمت شکنی.
۸. اصل ترویج: تعهد به رواج دانش و اشاعه نتایج تحقیقات و انتقال آن به بهکاران علمی و دانشجویان به غیر از مواردی که منع قانونی دارد.
۹. اصل برنت: التزام به برنت جویی از هرگونه رفتار غیر حرفه ای و اعلام موضع نسبت به کسانی که حوزه علم و پژوهش را به شائبه های غیر علمی می آلائند.



تعهد نامه اصالت رساله یا پایان نامه

اینجانب سیده معصومه حسینی دانش آموخته مقطع کارشناسی ارشد ناپیوسته / دکترای حرفه ای / دکترای تخصصی در رشته عمران -سازه که در تاریخ از پایان نامه/رساله خود تحت عنوان "ارزیابی رفتار غیرارتجاعی سیستم دیوار برشی کوپله بتن مسلح باتیرپیوند فولادی درقاب خمشی بتنی"

با کسب نمره..... و درجهدفاع نموده ام بدینوسیله متعهد می شوم :

۱) این پایان نامه / رساله حاصل تحقیق و پژوهش انجام شده توسط اینجانب بوده و در مواردی که از دستاوردهای علمی و پژوهشی دیگران (اعم از پایان نامه ، کتاب ، مقاله و) استفاده نموده ام، مطابق ضوابط و رویه موجود، نام منبع مورد استفاده و سایر مشخصات آن را در فهرست مربوطه ذکر و درج کرده ام.

۲) این پایان نامه / رساله قبلاً برای دریافت هیچ مدرک تحصیلی (هم سطح، پایین تر یا بالاتر) در سایر دانشگاه ها و موسسات آموزش عالی ارائه نشده است.

۳) چنانچه بعد از فراغت از تحصیل، قصد استفاده و هرگونه بهره برداری اعم از چاپ کتاب، ثبت اختراع و.....از این پایان نامه داشته باشم، از حوزه معاونت پژوهشی واحد مجوزهای مربوطه را اخذ نمایم.

۴) چنانچه در هر مقطع زمانی خلاف موارد فوق ثابت شود، عواقب ناشی از آن را می پذیرم و واحد دانشگاهی مجاز است با اینجانب مطابق ضوابط و مقررات رفتار نموده و در صورت ابطال مدرک تحصیلی ام هیچگونه ادعایی نخواهم داشت.

نام و نام خانوادگی:

تاریخ و امضا:

تقدیر و تشکر

سپاس خدای را که سخنوران، در ستودن او بمانند و شمارندگان، شمردن نعمت های او ندانند و کوشندگان، حق او را گزاردن نتوانند. و سلام و دورد بر محمد و خاندان پاک او، طاهران معصوم، هم آنان که وجودمان وامدار وجودشان است؛ و نفرین پیوسته بر دشمنان ایشان تا روز رستاخیز..... بدون شک جایگاه و منزلت معلم، اجل از آن است که در مقام قدردانی از زحمات بی شائبه ی او، بازبان قاصر و دست ناتوان چیزی بنگاریم. اما از آنجایی که تجلیل از معلم سپاس از انسانی است که هدف و غایت آفرینش را تامین می کند و سلامت امانت هایی را که به دستش سپرده اند، تضمین؛ برحسب وظیفه و از باب " من لم یشکر المنعم من المخلوقین لم یشکر الله عزّ و جلّ: " از استاد با کمالات و شایسته؛ جناب آقای دکتر مهدی علیرضایی که در کمال سعه صدر با حسن خلق و فروتنی از هیچ کمکی در این عرصه بر من دریغ ننمودند و زحمت راهنمایی این رساله را بر عهده گرفتند؛ از استاد محترم جناب آقای دکتر مظاهر روزبهانی، که زحمت مشاوره این رساله را عهده دار شدند و از استاد فرزانه و دلسوز؛ جناب آقای دکتر وحید رستمی که زحمت داوری را متقبل نمودند کمال تشکر و قدردانی را دارم.

نیز از همه ی کسانی که مرا در تهیه و تنظیم این پایان نامه همراهی نمودند خصوصا از فرزندان عزیزم تقدیر و تشکر به عمل می آورم .

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
چکیده.....	۱
مقدمه.....	۲

فصل اول: کلیات

۱-۱ هدف	۵
۱-۱-۱ اهداف کاربردی.....	۵
۱-۲ پیشینه تحقیق.....	۵
۱-۳ سوالهای تحقیق.....	۱۰
۱-۴ ضرورت تحقیق.....	۱۱
۱-۵ روش اجرای تحقیق.....	۱۱
خلاصه فصل اول.....	۱۲

فصل دوم: ادبیات تحقیق

۱-۲ دیوار برشی.....	۱۴
۱-۲-۱ انواع دیوار برشی.....	۱۴
۱-۲-۲ نیروهایی که به دیوار برشی وارد میشوند.....	۱۶
۲-۲ تیرهای همبند در دیوار برشی کوپله.....	۱۶
۱-۲-۲ تیر همبند با آرماتور برشی معمولی.....	۱۶
۲-۲-۲ تیر همبند با آرماتور گذاری قطری.....	۱۶
۲-۲-۳ تیر همبند ساخته شده از بتن الیافی	۱۸
۲-۲-۴ تیر همبند فولادی-بتنی مرکب...../.....	۲۰

۲۱.....	۵-۲-۲ تیر همبند فولادی.....
	کلیات
۲۳.....	رفتار.....
۲۴.....	۳-۲ رفتار سیستم کوپله ،تحلیل و ملاحظات طراحی [۱۰].....
۲۸.....	۱-۳-۲ انتخاب نسبت پیوند.....
۲۹.....	۲-۳-۲ مدل های تحلیل برای دیوار برشی با تیر پیوندفلزی.....
۳۰.....	الف مدل قاب معادل.....
۳۲.....	ب مدل اجزاء محدود.....
۳۲.....	۳-۳-۲ روش های طراحی.....
۳۳.....	۱-۳-۳-۲ مدل دیوار و تیر پیوند.....
۳۴.....	۲-۳-۳-۲ ضریب افزایش مقاومت دیوار وتیر.....
۳۴.....	۳-۳-۳-۲ ترکیب بار طراحی
۳۵.....	۴-۳-۳-۲ محاسبه نیروهای HCWs.....
۳۵.....	۵-۳-۳-۲ معیارهای قابل قبول.....
۳۶.....	۴-۳-۲ فاصله سخت کننده ها.....
۳۸.....	۴-۲ مطالعه آزمایشگاهی وعددی تیر پیوند بتن مسلح تقویت شده با پلیر فولادی. [۴].....
۳۸.....	۱-۴-۲ تشریح نمونه آزمایش
۴۱.....	۲-۴-۲ نحوه انجام آزمایش
۴۳.....	۳-۴-۲ نتایج آزمایش
۴۳.....	۱- مقاومت و شکل پذیری.....
۴۴.....	۲- منحنی بار چرخش قطری.....
۴۶.....	۳- نمودار سختی نمونه ها.....
۴۷.....	۴-الگوی آسیب و ترک.....

۴۷	۵- رفتار پللیت خارجی فولادی.....
۵۰	۶- نیروی توزیع شده در بولتها.....
۵۲	۵-۲ رفتار لرزه ای و طراحی تیرهای پیوند فولادی در دیوار برشی های دو گانه [۹].....
۵۲	۲-۵-۱ مقدمه
۵۴	۲-۵-۲ برنامه آزمایش
۵۴	الف- مشخصات نمونه ها.....
۵۵	ب- مشخصات مصالح.....
۵۷	ج- روش انجام آزمایش
۵۹	۲-۵-۳ نتایج آزمایش
۵۹	۱-الگوی ترک و پاسخ هیستریزیس.....
۶۰	۲-مشخصات سختی نمونه ها.....
۶۱	۳-جذب و استهلاک انرژی.....
۶۳	۲-۵-۴ روش طراحی
۶۳	الف- طراحی طول تیر پیوند برشی.....
۶۶	ب- طراحی طول مدفون تیر

فصل سوم: معرفی نرم افزار و صحت سنجی

۶۸	روش تحلیل مسائل مهندسی
۶۸	انتخاب نرم افزار ABAQUS
۶۹	۳-۱ معرفی کلی نرم افزار.....
۷۰	۳-۲ سیستم المان محدود ABAQUS.....
۷۱	۳-۲-۱ معرفی منوی part
۷۲	۳-۲-۲ تعیین خواص درمنوی property.....
۷۳	۳-۲-۳ مونتاژ کردن قطعات درمنوی Assembly.....

۷۴.....	۴-۲-۳ تعریف نوع و گامهای تحلیل در منوی Step
۷۴.....	۵-۲-۳ مرحله تعریف خواص بر هم کنش Interaction
۷۵.....	۶-۲-۳ مرحله بار گذاری و ایجاد شرایط مرزی Load
۷۸.....	۷-۲-۳ مرحله مش بندی Mesh
۷۸.....	۸-۲-۳ مرحله پردازش مدل Job
۷۸.....	۹-۲-۳ نتایج تحلیل Visualization
۷۸.....	۳-۳ روش ایجاد مدل هندسی دیوار بتنی مورد مطالعه
۸۴.....	۴-۳ توصیف مدل المان محدود دیوار بتنی های مورد مطالعه
۸۶.....	۵-۳ خصوصیات مصالح استفاده شده در دیوار مورد مطالعه
۸۸.....	۶-۳ نتیجه گیری

فصل چهارم مدلسازی دیوار برشی بتنی با تیر پیوند فلزی

۹۳.....	مقدمه
۹۳.....	۱-۴ استفاده از نرم افزار SAP2000 جهت اطمینان از جاری شدن تیر پیوند
۹۵.....	۲-۴ ساخت مدل در محیط نرم افزار ABAQUS و انجام تحلیل پوش اور و مقایسه پیوند بتنی و فلزی
۹۶.....	۳-۴ استفاده از مطالعات مشابه صورت گرفته روی تیر پیوند
۹۸.....	۴-۴ محاسبات مربوط به تیر پیوند و فواصل سخت کننده ها [۲۲]
۹۹.....	۵-۴ ساخت هندسه مدل
۹۹.....	۱-۵-۴ مشخصات مصالح مصرفی
۱۰۰.....	۲-۵-۴ نحوه مدلسازی بتن در ABAQUS
۱۰۱.....	۳-۵-۴ نمودار تنش - کرنش فولاد و میلگرد
۱۰۲.....	۴-۵-۴ مشخصات اجزاء و مقاطع قاب
۱۰۳.....	۶-۴ تحلیل پوش اور نمونه ها
۱۰۳.....	الف- ساخت هندسه مدل

- ب- تغییر شکل فاب تحت اعمال پوش..... ۱۰۴
- ۷-۴ بدست آوردن تغییر مکان تسلیم ۱۰۵
- ۸-۴ استخراج پروتکل بار گذاری [۲۳] ۱۰۶
- ۹-۴ بررسی رفتار لرزه ای نمونه ها ۱۰۷
- ۱-۹-۴ تنش و تغییر شکل نمونه با تیر پیوند یک ونیم متر..... ۱۰۷
- ۲-۹-۴ رسم منحنی های هیستریزیس نمونه ها ۱۰۹
- ۲-۱۰-۴ رسم منحنی های انرژی های داخلی و ورودی در مقابل جابجایی..... ۱۱۵

فصل پنجم: نتیجه گیری و پیشنهادات

- ۱-۵ ارزیابی منحنی های بدست آمده تحت بار گذاری متناوب از فصل چهارم ۱۱۶
- الف- بررسی منحنی پوش اور^۱ برش پایه در مقابل جابجایی قاب..... ۱۱۶
- ب- بررسی منحنی هیستریزیس^۲ برش پایه در مقابل جابجایی قاب ۱۱۶
- ج- بررسی منحنی هیستریزیس برش تیر پیوند در مقابل جابجایی قاب و مقایسه اتلاف انرژی..... ۱۱۶
- د- بررسی مقدار انرژی تلف شده در قاب توسط تیر پیوند از مجموع انرژی وارده به سیستم..... ۱۱۷
- ۲-۵ پیشنهاداتی برای آینده..... ۱۱۸

فهرست تصاویر

- شکل ۱-۲ تیر همبند بتنی با آرماتور برشی قطری [۱۲] ۱۷
- شکل ۲-۲ تیر همبند ساخته شده از بتنهای الیافی [۱۷] ۱۹
- شکل ۳-۲ مقطع تیر همبند مرکب در دیوار برشی کوپله [۱] ۲۱
- شکل ۴-۲ تیر همبند فولادی در دیوار برشی کوپله [۱۴] ۲۲
- شکل ۵-۲ توزیع تنش در دیوار کوپله وتیر همبند [۲۱] ۲۴
- شکل ۶-۲ خمش دو انحنایی در تیر همبند [۲۱] ۲۴
- شکل ۷-۲ تغییر شکل دیوار برشی کوپله تحت اثر بار جانبی [۱۰] ۲۵

- شکل ۸-۲ تاثیر عمل پیوند بر جابجایی بام [۱۰] ۲۶
- شکل ۹-۲ تغییرات جابجایی دیوار برشی کوپله نسبت به تغییرات cr [۱۰] ۲۶
- شکل ۱۰-۲ وزن فولاد و بتن مورد نیاز بصورت تابعی از cr [۱۰] ۲۸
- شکل ۱۱-۲ تصویر شماتیک دیوار برشی کوپله با نسبت های پیوند متفاوت [۱۰] ۲۹
- شکل ۱۲-۲ روشها و اشکالی برای مدل کردن دیوار برشی دو گانه [۱۰] ۳۰
- شکل ۱۳-۲ مدل دیوار برشی کوپله ترکیبی HCW [۱۰] ۳۱
- شکل ۱۴-۲ ابعاد و آرماتورگذاری نمونه CB2,CB3 [۴] ۳۹
- شکل ۱۵-۲ پلنت فولادی و جزییات قرار گیری بولتها [۴] ۴۰
- شکل ۱۶-۲ نحوه قرار گیری گیج ها در نمونه CB3 [۴] ۴۱
- شکل ۱۷-۲ تصویر نحوه آزمایش دیوار کوپله بتنی [۴] ۴۲
- شکل ۱۸-۲ تصویر نحوه آزمایش و بارگذاری دیوار برشی کوپله بتنی [۴] ۴۲
- شکل ۱۹-۲ پاسخ های هیسترتیک بار زاویه دوران [۴] ۴۵
- شکل ۲۰-۲ نمودار اتلاف انرژی [۴] ۴۵
- شکل ۲۱-۲ کاهش سختی نسبت به جابجایی [۴] ۴۶
- شکل ۲۲-۲ مدهای شکست نمونه ها [۴] ۴۸
- شکل ۲۳-۲ نیروهای داخلی مقطع در مقابل زاویه دوران [۴] ۴۹
- شکل ۲۴-۲ مدهای کماتش موضعی پلنت فولادی خارجی در CB2,CB3 [۴] ۵۰
- شکل ۲۵-۲ چندین نوع از تیرهای پیوند با جزییات متفاوت [۹] ۵۳
- شکل ۲۶-۲ رفتار دیوار برشی کوپله دو گانه با چند درجه آزادی [۹] ۵۴
- شکل ۲۷-۲ جزییات تیرهای پیوند و اتصال تیر به دیوار [۹] ۵۶
- شکل ۲۸-۲ مشخصات مصالح بتن و فولاد [۹] ۵۷
- شکل ۲۹-۲ روش آزمایش [۹] ۵۸
- شکل ۳۰-۲ تاریخچه بار گذاری [۹] ۵۸

- شکل ۲-۳۱ منحنی هیستریزیس بار-زاویه دوران [۹]..... ۵۹
- شکل ۲-۳۲ توزیع انرژی ورودی در مقابل بار -زاویه دوران [۹]..... ۶۳
- شکل ۲-۳۴ توزیع تنش در ناحیه اتصال تیر پیوند به دیوار [۹]..... ۶۴
- شکل ۲-۳۵ طول موثر تیر کوپله [۹]..... ۶۶
- شکل ۳-۱۰ انواع المان های مورد استفاده در مدل سه بعدی..... ۷۷
- شکل ۳-۱۱ جزییات دیوار بتنی مورد مطالعه در مقاله مرجع و پروتکل بار گذاری [۸]..... ۷۹
- شکل ۳-۱۲ ایجاد مدل هندسی دیوار بتنی در آباکوس..... ۸۱
- شکل ۳-۱۳ ایجاد مدل هندسی دیوار تیر در آباکوس..... ۸۱
- شکل ۳-۱۴ ایجاد مدل هندسی استاد بولت در آباکوس..... ۸۲
- شکل ۳-۱۵ ایجاد مدل هندسی نمونه ای از آرماتورها..... ۸۲
- شکل ۳-۱۶ مونتاژ مدل هندسی نهایی دیوار بتنی در آباکوس..... ۸۳
- شکل ۳-۱۷ مونتاژ مدل هندسی نهایی دیوار بتنی در آباکوس با جزییات..... ۸۳
- شکل ۳-۱۸ مدل المان محدود نهایی دیوار بتنی در آباکوس..... ۸۵
- شکل ۳-۱۹ مدل المان محدود نهایی دیوار بتنی در آباکوس با جزییات..... ۸۵
- شکل ۳-۲۰ اعمال خصوصیات فولاد در نرم افزار آباکوس..... ۸۶
- شکل ۳-۲۱ اعمال خصوصیات بتن در نرم افزار آباکوس..... ۸۷
- شکل ۳-۲۲ کانتور خرابی ترک خوردگی کششی در مدل..... ۸۸
- شکل ۳-۲۳ کانتور خرابی ناشی از خرد شدگی فشاری..... ۸۸
- شکل ۳-۲۴ مود خرابی مقاله مرجع [۸]..... ۸۹
- شکل ۳-۲۵ کانتور تنش در سازه دیوار بتنی..... ۸۹
- شکل ۳-۲۶ کانتور تنش در بخش های فولادی..... ۹۰
- شکل ۳-۲۷ کانتور تنش در بخش هایی از دیوار بتنی..... ۹۰
- شکل ۳-۲۸ نمودار هیستریزیس ایجاد شده در نرم افزار آباکوس..... ۹۱

- شکل ۳-۲۹ نمودار هیستریزیس مقاله مرجع..... ۹۱
- شکل ۴-۱ تشکیل مفصل خمشی در ابتدا و انتهای تیر پیوند..... ۹۴
- شکل ۴-۲ تشکیل مفاصل برشی در ابتدا و انتهای تیر پیوند..... ۹۴
- شکل ۴-۳ مدلسازی قاب با تیر پیوند فلزی و بتنی ۹۵
- شکل ۴-۴ منحنی پوش اور در حالت اعمال بار متمرکز به قاب ۹۶
- شکل ۴-۵ قاب با تیر پیوند فلزی با و بدون سخت کننده [۷]..... ۹۷
- شکل ۴-۶ منحنی هیستریزیس قاب با تیر پیوند فلزی با و بدون سخت کننده و مقایسه با پیوند بتنی [۷]..... ۹۷
- شکل ۴-۷ منحنی انرژی تلف شده در برابر جابجایی تجمعی [۷]..... ۹۸
- شکل ۴-۸ نمودار رفتار فشاری و کششی بتن [۲۴]..... ۱۰۱
- شکل ۴-۹ نمودار تنش - کرنش فولاد ۱۰۱
- شکل ۴-۱۰ نمودار تنش - کرنش میلگردها..... ۱۰۲
- شکل ۴-۱۱ مدلسازی قاب با تیر پیوند فلزی به طول دو متر ۱۰۳
- شکل ۴-۱۲ مدلسازی قاب با تیر پیوند فلزی به طول یک متر..... ۱۰۳
- شکل ۴-۱۳ تغییر شکل قاب با تیر پیوند دو متری تحت پوش ۱۰۴
- شکل ۴-۱۴ تغییر شکل قاب با تیر پیوند یک متری تحت پوش..... ۱۰۴
- شکل ۴-۱۵ منحنی پوش اور (برش در مقابل جابجایی) تیر پیوند یک و دو متر..... ۱۰۵
- شکل ۴-۱۶ پرو تکل بار گذاری به نقل از [۲۳]. ATC24..... ۱۰۵
- شکل ۴-۱۷ بار گذاری متناوب قاب با طول تیر پیوند دو و نیم متر..... ۱۰۶
- شکل ۴-۱۸ بار گذاری متناوب قاب با طول تیر پیوند نیم متر..... ۱۰۶
- شکل ۴-۱۹ مقادیر جابجایی کلی نمونه یک و نیم متر..... ۱۰۷
- شکل ۴-۲۰ مقادیر تنش ون مایزدیوار نمونه یک و نیم متر..... ۱۰۷
- شکل ۴-۲۱ مقادیر تنش ون مایزتیر رابط نمونه یک و نیم متر..... ۱۰۸
- شکل ۴-۲۲ مقادیر تنش ون مایز آرماتور ها در نمونه یک و نیم متر..... ۱۰۸

شکل ۴-۲۳	مقادیر جابجایی قائم تیر رابط یک ونیم متری.....	۱۰۸
شکل ۴-۲۴	منحنی های هیستریزیس نمونه CB1.....	۱۱۰
شکل ۴-۲۵	منحنی های هیستریزیس نمونه CB2.....	۱۱۱
شکل ۴-۲۶	منحنی های هیستریزیس نمونه CB3.....	۱۱۲
شکل ۴-۲۷	منحنی های هیستریزیس نمونه CB4.....	۱۱۳
شکل ۴-۲۸	منحنی های هیستریزیس نمونه CB5.....	۱۱۴
شکل ۴-۲۹:	منحنی های انرژی ورودی کلی و اتلاف انرژی CB1.....	۱۱۵
شکل ۴-۳۰:	منحنی های انرژی ورودی کلی و اتلاف انرژی CB5.....	۱۱۵
شکل ۴-۳۱:	نمودار میله ای اتلاف انرژی CB5,CB1.....	۱۱۶
شکل ۴-۳۲:	منحنی های اتلاف انرژی در تیر پیوند CB5 و CB1.....	۱۱۶
شکل ۴-۳۳:	منحنی های انرژی ورودی CB5 و CB1.....	۱۱۶

فهرست جداول

جدول ۲-۱	اضرایب ترک خوردگی برای دیوار [۱۰].....	۳۳
جدول ۲-۲	جزئیات تیر پیوند [۴].....	۳۹
جدول ۲-۳	خواص بتن [۴].....	۳۹
جدول ۲-۴	خواص فولاد [۴].....	۳۹
جدول ۲-۵	نتایج آزمایش دیوار کوپله بتن [۴].....	۴۴
جدول ۲-۶	الف نیروی توزیع شده در نمونه CB2 [۴].....	۵۱
جدول ۲-۶	ب نیروی توزیع شده در بولت ها در نمونه CB3 [۴].....	۵۱
جدول ۲-۷	مشخصات نمونه های آزمایش [۹].....	۵۴
جدول ۲-۸	جزئیات نمونه های آزمایش [۹].....	۵۵
جدول ۲-۹	مشخصات بتن و فولاد [۸].....	۵۵

- جدول ۱-۳ خواص آرماتورها [۸] ۸۰
- جدول ۲-۳ خواص بتن [۸] ۸۰
- جدول ۳-۳ جزییات نمونه ها [۸] ۸۰
- جدول ۱-۴ مشخصات مکانیکی آرماتور و فولاد در این تحقیق ۱۰۰
- جدول ۲-۴ مشخصات فشاری بتن در این تحقیق ۱۰۰
- جدول ۳-۴ مشخصات مقاطع و پروفیل و میلگرد مورد استفاده در قاب در این تحقیق ۱۰۲

منابع و مآخذ

چکیده

از آنجا که در بین سیستمهای مختلف مقاوم در برابر نیروهای جانبی، دیوارهای برشی از سختی مناسبی برخوردار هستند، کاربرد و طراحی آنها در سازه های بلند گسترش یافته و نیازهای معماری و تاسیساتی و لزوم منظور نمودن بازشوهایی بصورت مرتب در ارتفاع دیوار برشی، استفاده از دیوارهای برشی کوپله (Coupled shear wall) را بسیار متداول نموده است. در دیوار برشی کوپله، دو دیوار برشی مجزا توسط تیرهای همبند، به هم متصل میشوند. تیر همبند در دیوار برشی کوپله به عنوان خط اول دفاع بوده و همچون فیوز برشی عمل مینماید و اولین مفصل پلاستیک در آن تشکیل میشود، بنابراین رفتار مناسب آن جهت بهبود عملکرد سازه در برابر زلزله دارای اهمیت زیادی میباشد. عمل پیوند با نسبت دهانه به عمق کم باعث کاهش مقاومت برشی میشود و طراحان برای حل این مشکل از آرماتورهای مورب طبق آیین نامه بتن آمریکا (ACI 2005) در مجاورت تیر پیوند استفاده می کنند با توجه به پیچیده و زمان بر بودن ساخت و اجرای آرماتورهای قطری در تیرهای همبند بتنی، استفاده از تیرهای همبند فولادی، فولادی-بتنی (مركب) و تیرهای همبند بتنی ساخته شده از الیاف برشی HPFRCC جایگزین مناسبی برای این تیرها میباشند. تاکنون آزمایشهای متعددی بر روی سیستم دیوار کوپله انجام شده است .

در این پایان نامه ابتدا مراحل محاسباتی دیوار و تیر پیوند ارائه میشود و سپس به بیان چند نمونه آزمایشگاهی که توسط چند محقق انجام شده است می پردازیم، سپس برای صحت مدل های اجزاء محدود یک مدل آزمایشگاهی موجود بر گرفته از مقالات معتبر با نرم افزار ABAQUS مدلسازی شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه میشود. در ادامه با استفاده از مطالعات انجام شده بهبود رفتار سیستم با تیر پیوند نسبت به سیستم بدون تیر پیوند و علاوه بر آن مزایای استفاده از تیر پیوند فولادی نسبت به تیر پیوند بتنی بررسی میشود و در نهایت با مدل سازی تیر پیوند فلزی که در این صورت سیستم به یک سیستم دو گانه (HCW) تبدیل میشود به مقایسه منحنی های هیستریزس از مد برشی تا مد خمشی با افزایش

طول تیر پیوند بر حسب ملاحظات معماری پرداخته میشود و رسیدن به این مطلب که در عملکرد برشی تیر پیوند جذب و اتلاف انرژی بیشتر و منحنی هیستریزیس مطلوب تری به دست خواهد داد هدف ما است.

مقدمه

ایجاد باز شو به صورت ردیف قائم در یک دیوار برشی، دیوار را به دو دیوار موازی تقسیم می کند که توسط تیرهایی در تراز طبقات به هم متصل میشوند چنین دیوارهایی دیواربرشی کوپله نامیده میشود. همانطور که بر تمامی متخصصین امر روشن است در اجرای ساختمان های بتنی قاب خمشی با دیوار برشی عمده مشکل هم در طراحی و هم اجرا احداث باز شو در دیوار برشی است به لحاظ قالب بندی پیچیده و نیاز به آرماتور گذاری های ویژه اگر بتوان با تمهیداتی با دیوار باز شو دار مانند قالب بندی ستون عمل کرد و با قرار دادن صفحات فولادی با بولت در جدار دیوار بعدها تیر پیوند را که جزئی از قاب بتنی است اجرا نمود و یا اینکه همزمان با اجرای دیوار تیر فلزی را ضمن تأمین طول گیرایی مورد نیاز کار نمود، این موضوع صرفه جویی در زمان و هزینه ها خواهد داشت. و نیز با شکل پذیر نمودن سازه تیر پیوند به عنوان فیوز عمل کرده و ضمن پذیرفتن تغییر شکل های زیاد وارد محدوده غیر ارتجاعی شده و در مستهلک نمودن انرژی بسیار مؤثر و ضمناً بعد از وقوع زلزله قابل ترمیم خواهد بود.

با نیروهای جانبی مؤثر بر یک سازه (در اثر باد یا زلزله) به طرق مختلف مقابله می شود که اثر زلزله بر ساختمان ها از سایر اثرات وارد بر آنها کاملاً متفاوت می باشد. ویژگی اثر زلزله در این است که نیروهای ناشی از آن به مراتب شدیدتر و پیچیده تر از سایر نیروهای مؤثر می باشند. عناصر مقاوم در مقابل نیروهای فوق شامل قاب خمشی، دیوار برشی و یا ترکیبی از آن دو می باشند. استفاده از قاب خمشی به عنوان عنصر مقاوم در مقابل نیروهای جانبی بخصوص اگر نیروهای جانبی در اثر زلزله باشند احتیاج به جزئیات خاصی دارد که شکل پذیری کافی قاب را تأمین نماید. این جزئیات از لحاظ اجرایی غالباً

دست و پاگیر بوده و در صورتی می‌توان از اجرای دقیق آن‌ها مطمئن شد که کیفیت اجرا و نظارت در کارگاه خیلی بالا باشد از لحاظ برتری می‌توان گفت که دیوار برشی اقتصادی تر از قاب می‌باشد و تغییر مکان‌ها را کنترل می‌کند ضمن اینکه برای سازه‌های بلند قاب به تنهایی نمی‌تواند در این زمینه جوابگو باشد. دیوارهای برشی دارای بازشو نیز چنانچه به نحو مناسبی طراحی و آرماتورگذاری شده باشند، رفتار شکل پذیر مناسب و خاصیت استهلاک انرژی بالایی دارند که به همین دلیل توصیه می‌شود تا حد امکان از آن‌ها در ساختمان‌ها استفاده شود. این دیوارها در واقع مرکب از دو یا چند دیوار هستند که توسط تیرهای کوپله به یکدیگر متصل شده‌اند و تیرهای کوپله برای مدلسازی کامپیوتری بازشوها در دیوارهای برشی استفاده می‌شود. اندر کنش قائم ناشی از تیرهای اتصالی در دیوار برشی کوپله به ابعاد تیرها و نحوه اتصال آنها بستگی دارد وجود تیرهای اتصالی باعث افزایش سختی جانبی و کاهش تنش در دیوار می‌شود و هرچه سختی تیرها بیشتر باشد سهم نیروی محوری دیوارها در تحمل بارهای جانبی افزایش می‌یابد برای ساده سازی تحلیل میتوان از تیر پیوند صرفنظر کرد و هر دیوار کوپله را مستقل در نظر گرفت که این باعث غیر اقتصادی شدن طرح می‌شود.

فرایند عمده تحقیق را می‌توان احداث دیواری با سختی مورد نیاز مجموعه حتی بیشتر از مجموع سختی دو دیوار بدون تیر پیوند ضمن امکان شکل پذیری زیاد و مستهلک نمودن بیشتر نیروی زلزله و کاهش ممان وارده بر دیوار و در نتیجه کاهش جابجایی نسبی طبقات با امکان تعویض فیوز بعد از وقوع مفصل پلاستیک و خرابی در زلزله نام برد. در این تحقیق به ارزیابی رفتار غیرارتجاعی سیستم دیوار برشی کوپله بتن مسلح با تیر پیوند فولادی در قاب خمشی بتنی در یک قاب یک دهانه از ساختمان مسکونی یک طبقه با استفاده از نرم افزار SAP 2000 جهت اطمینان از جاری شدن مقطع تیر پیوند و سپس بررسی دقیق تحت بارهای رفت و برگشت توسط نرم افزار المان محدود ABAQUS پرداخته شده است.

فصل اول

کلیات تحقیق

۱-۱ هدف:

هدف از انجام این مطالعات ارزیابی رفتار غیر ارتجاعی سیستم دیوار برشی کوپله بتن مسلح با تیر پیوند فولادی در قاب خمشی بتنی با اطمینان از جاری شدن مقطع تیر پیوند با یک تحلیل پوش اور در برنامه SAP2000 و رسم منحنی نیرو در مقابل جابجایی سیستم دیوار برشی کوپله با تیر پیوند فولادی در مقایسه با تیر پیوند بتنی و بدست آوردن تغییر مکان هدف و با استفاده از آن بدست آوردن پروتکل بار گذاری از ATC24 و اعمال این پروتکل و بارگذاری سیکلینگ بر قاب با نرم افزار المان محدود آباکوس و بررسی نتایج در طول تیر پیوند های مختلف می باشد .

۱-۱-۱. اهداف کاربردی

الف. شهرداری ها

ب. مهندسین عمران

ج. دانشگاه ها و مراکز تحقیقاتی

د. سازمان مسکن و نوسازی

۱-۲. پیشینه تحقیق:

مطالعات نیم قرن گذشته بر روی سیستم دیوارهای پیوند نشان می دهد که کارایی سازه به طور زیادی متأثر از مقدار پیوند است. اگر چه اکثر این مطالعات بر روی سیستم بتنی بوده است رفتار و مکانیسم سیستم HCW نیز شبیه سیستم بتنی است. مطالعات و تحقیقات نیم قرن اخیر در مورد دیوار برشی کوپله منجر به استفاده از تیرهای پیوند فولادی به جای تیرهای مرسوم بتنی شده است. مطالعات گذشته در مورد تیر پیوند فولادی در دیوار برشی صورت گرفته مربوط به (Shahroo (1993), Harries(1998,2000)

و (Gong and Shahrooz 2001) و مجموعه ای تحت عنوان پیشنهادهایی برای طراحی لرزه ای AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS STRUCTURAL ENGINEERING INSTITUTE است.

شهرز و گانگ [۱] تحقیقاتی بر روی عملکرد تیر همبند فولادی که درون هسته ی بتنی محصور قرار گرفته انجام دادند. این تحقیقات شامل دو قسمت تحلیلی و آزمایشگاهی بود. در بخش آزمایشگاهی این تحقیقات، تستهایی بر روی تیرهای همبند با مقیاس یک ۰ دوم که به دیوار برشی بتنی متصل شده اند صورت گرفت. نتایج حاصل نشان داد که هسته ی بتنی قرار گرفته در اطراف تیر همبند فولادی میزان سختی تیر را افزایش داده و همچنین از ناپایداری جان و بال تیر همبند جلوگیری مینماید. همچنین نشان دادند که طراحی ناحیه ی قرارگیری تیر همبند مرکب درون دیوار برشی بتنی باید برای تحمل برش ناشی از تیر فولادی و هسته ی بتنی صورت بگیرد زیرا در صورتی که تنها برش حاصل از تیر همبند فولادی (بدون در نظر گرفتن هسته ی بتنی) برای طراحی ناحیه ی اتصال مد نظر قرار گیرد بخش عمده ای از جذب انرژی در ناحیه ی اتصال و با ایجاد تغییر شکلهای غیر ارتجاعی در این ناحیه اتفاق می افتد که در مقایسه با جذب انرژی توسط خود تیر مطلوب نمیباشد

پاولی و همکاران [2] در سال ۲۰۰۲ به بررسی شکل پذیری دیوارهای کوپله پرداخت و به این نتیجه رسید که دیوارهای کوپله محاسن ویژه ای دارند که عبارتند از:

- کنترل تغییر مکان بسیار عالی دارند.
- یک سیستم کوپله قوی، امکان استفاده از دیوارهای لاغر بدون به خطر انداختن حدود مجاز تغییر شکل نسبی طبقات را فراهم می نماید.
- حدود تغییر شکل ها در خلال یک پاسخ شکل پذیر، متأثر از مدهای دینامیکی بالاتر نمی باشد.

• با یک آرماتورگذاری مناسب و کافی، میرایی هیسترتیک بزرگ‌تری نسبت به ساختمان‌های

سنتی با دیوار برشی از خود نشان می‌دهد

وانگ و همکاران [3] در سال (۲۰۰۴) به بررسی تأثیر ارتفاع تیر کوپله و درصد آرماتور برشی آن در آزمایشگاه پرداختند و به این نتیجه رسیدند که تیرهای کوپله با نسبت دهانه به ضخامت کمتر از ۲ شبیه تیرهای عمیق رفتار می‌کنند و در برش دچار شکست می‌شوند. همچنین به این نتیجه رسیدند که تیرهای کوپله با درصد آرماتور برشی کمتر دچار گسیختگی برشی-کششی می‌شوند اما نمونه‌های با آرماتور برشی بیشتر، اغلب دچار گسیختگی لغزشی-برشی می‌شوند و دارای شکستی ترد هستند

R.K.L. Su, Y. Zhu [4] در سال ۲۰۰۵ به بررسی روشی برای تقویت تیرهای پیوند بتنی می‌پردازد در این بررسی ابتدا دیوار برشی با تیر پیوند بتنی و چند نمونه تقویت شده با پلیت فولادی راتحت بارگذاری قرار می‌دهد و در انتها نتایج را با هم مقایسه میکند. در نتیجه این آزمایش تیرهای پیوند با رفتار برشی برای بهسازی و مقاوم سازی نسبت به تیرهای بار رفتار خمشی مناسب تر هستند.

در مطالعه مربوط [5] Wan-Shin Park, Hyun-Do Yun در سال ۲۰۰۵ و همچنین مربوط به Park Wan-Shin, Yun Hyun-Do [6] در سال ۲۰۰۶ به بررسی مقاومت برشی اتصال بین تیر پیوند فولادی و دیوار برشی بتنی می‌پردازد. در این مطالعه با توجه به آزمایشهای انجام گرفته بر روی نمونه های آزمایش وبدست آوردن توزیع تنش در اتصال وبا توجه به توزیع تنش فرض شده در ناحیه اتصال به محاسبه طول مهارى مورد نیاز می پردازد. در محاسبه طول مهارى میزان مشارکت آرماتورهای موجود در اتصال نیز مورد بررسی قرار میگیرد. و نتیجه گیری میشود که در یک طول تیر پیوند یکسان و طول فرورفتگی ثابت تیر در دیوار وجود استاد بولت ها و خاموتها ی دورگیری استاد بولت ظرفیت اتصال و جذب انرژی در آنرا هریک پانزده درصد بالا میبرد. وباعث افزایش سختی سکانتی میشود.

MAHMOOD HOSSEINI^{1a}, HOSSEIN SADEGHI² AND SEIDALI HABIBY²[7] در سال

۲۰۱۱ به بررسی و مقایسه رفتار تیر پیوند بتنی و فولادی با و بدون سخت کننده در دیوار برشی کوپله تحت بار سایکلینگ پرداختند و به این نتیجه رسیدند که با فولادی نمودن تیر پیوند ظرفیت جذب انرژی تیر در تغییر شکل یکسان تا سه برابر افزایش می یابد اما وجود سخت کننده برشی در تیر پیوند فولادی تا ده در صد جذب انرژی را بالا می برد.

در مطالعه Wan-Shin Park , Hyun-Do Yun [8] در سال ۲۰۰۵ و همچنین Wan-Shin Park, Hyun-

Do Yun [9] در سال ۲۰۰۶ به بررسی رفتار و طراحی تیرهای پیوند فولادی پرداخته شده است. در این موارد نیز چند نمونه با مشخصات متفاوت تحت آزمایش قرار گرفته اند و با توجه به نتایج و ملاحظات طراحی و فرض توزیع تنش در ناحیه اتصال از روی تنش واقعی طول مهاری مورد نیاز بدست می آید.

حجازی و رئیسی [15] در سال ۱۳۹۳ به بررسی محاسبه ضریب رفتار برای سازه های قاب خمشی بتنی با دیوار برشی جفت و تیرهای مزدوج فلزی و مقایسه آن با سازه های قاب خمشی بتنی با دیوار برشی پرداختند. نتایج این بررسی نشان داد که در سازه هایی که در دیوارهای برشی آن ها از تیر مزدوج فلزی استفاده می شود و ملزومات طراحی این تیرها رعایت می شود، همواره سازه رفتار بهتری به لحاظ توزیع نیروهای ناشی از زلزله در اعضا خود نشان می دهد؛ به گونه ای که ترتیب سختی و نرمی اعضا در تسلیم های پلاستیک رعایت شده و تیرهای مزدوج فلزی نقش عضو (یا حلقه) ضعیف را پذیرفته و اولویت سختی به ترتیب برای تیرها و ستون ها و در آخر دیوارهای برشی، افزایش می یابد. این رویکرد برای مدل طراحی ۵ طبقه نشان داده شد برای سازه هایی با ارتفاع کمتر مؤثرتر است.

صفاری و قهرمانی [16] در سال ۱۳۸۱ به این نتیجه رسیدند که افزایش ارتفاع تیر کوپله باعث افزایش مقاومت نهایی می گردد اما در صورتیکه ارتفاع تیر کوپله بیش از حدود ۳۳٪ ارتفاع طبقه گردد، تأثیر زیادی در مقاومت نهایی دیوار ندارد و شکل پذیری را نیز کاهش می دهد.

ایمان امیری سواد رودباری [17] در سال ۱۳۹۰ با بررسی آزمایشگاهی و عددی رفتار برشی و خمشی تیرهای کوپله بتنی ساخته شده با بتنهای الیافی توانمند HPFRCC در دیوار برشی کوپله، به نتایج زیر دست یافت.

افزایش ۱۵٪ مقاومت نهایی در نمونه ساخته شده با بتن الیافی نسبت به نمونه ساخته شده با بتن معمولی. افزایش مقاومت برشی و خمشی در نمونه ساخته شده با بتن الیافی نسبت به نمونه ساخته شده با بتن معمولی. امکان کاهش ۳۰٪ میزان آرماتورهای قطری در نمونه ساخته شده با بتن الیافی نسبت به نمونه ساخته شده با بتن معمولی. افزایش میزان جذب انرژی در نمونه ساخته شده با بتن الیافی نسبت به نمونه ساخته شده با بتن معمولی.

سامان امیری سواد رودباری، خسرو برگی ایمان امیری سواد رودباری [18] در سال ۱۳۹۲ به این نتیجه رسیدند که تیر همبند فولادی، فولادی-بتنی (مرکب) و تیر همبند ساخته شده با بتنهای الیافی توانمند باعث افزایش قابلیت شکل پذیری و جذب انرژی در سازه های بتن آرمه میشوند. نقطه ای که تیر همبند فولادی در درون دیوار ثابت میماند، در درون دیوار و به فاصله ی تقریبی یک سوم طول قرارگیری تیر در دیوار از وجه خارجی دیوار برشی قرار دارد. هسته ی بتنی قرار گرفته در اطراف تیر همبند فولادی میزان سختی تیر را افزایش داده و همچنین از ناپایداری جان و بال تیر همبند جلوگیری مینماید. در تیرهای همبند ساخته شده با بتنهای الیافی توانمند، میتوان به میزان ۳۰٪ از آرماتورهای قطری کاست. جهت دستیابی به تغییر شکل های بالاتر مورد نیاز، آرماتورهای قطری در تیرهای همبند ساخته شده با الیاف HPFRCC مورد نیاز می باشد ولی می توان تنگ های مربوطه (خاموت های مارپیچ آرماتورهای قطری) را حذف نمود

ناصر شابختی، علی حشمتی سعادت [19] در سال ۱۳۸۷ به نتیجه رسیدند که میزان آرماتور طولی بکار رفته در دیوارها خصوصا در سازه های مرتفع، تاثیر مهمی بر مقاومت و شکل پذیری آنها دارد،

بنحویکه دیوارهای با درصد آرماتور کمتر با افزایش برش پایه، سریعاً دچار شکست کششی در تراز پی و طبقات پایین می شوند ولی در دیوارهای با درصد آرماتور بیشتر، پایه هابخوبی در مقابل کشش مقاومت می کنند تا اینکه تیرهای کوپله دچار شکست می شوند. افزایش بار قائم روی دیوارها موجب می شود که پایه های دیوار در هنگام زمین لرزه، دیرتر به حد جاری شدن برسند و این امر عملکرد غیرخطی دیوار را بهبود می بخشد.

ضعف اصلی در دیوارهایی که آرماتور طولی مناسبی دارند در تیرهای کوپله است که غالباً دچار شکست برشی - لغزشی می شوند و افزایش بیش از حد آرماتور برشی تاثیر قابل توجهی بر مقاومت برشی آنها نمی گذارد و موجب ترد شکنی نیز می شود. چنانچه دیوارهای برشی دارای باز شو به نحوی طراحی شوند که تیرهای کوپله قبل از دیوارها جاری شوند، این تیرها نه تنها نقطه ضعف دیوارها نیستند بلکه در مقابل بارهای جانبی بزرگ، به منزله فیوز عمل می کنند و قبل از آنکه دیوار که وظیفه انتقال بار جانبی و قائم را دارد صدمه قابل توجهی ببیند می شکنند، که این خود موجب استهلاک انرژی زیاد و شکل پذیری بالاتر در حرکات رفت و برگشتی در طی زلزله می شود که ویژگی بسیار مطلوبی در رفتار سازه است.

۱-۳. سؤال های تحقیق:

۱. این امر باعث بهبود رفتار سازه خواهد شد یا خیر؟
۲. قاب را اقتصادی تر خواهد نمود یا خیر و تأثیر در کل سازه به چه شکل خواهد بود؟
۳. احتمال ترک خوردگی در دیوار را تقویت خواهد نمود یا خیر؟
۴. بر سختی و تغییر شکل و میزان باربری قاب تا چه حد تأثیر گذار خواهد بود؟
۵. منحنی نیروی برشی در مقابل جابجایی در مقایسه با تیر پیوند بتنی با همین ابعاد به بالا شیفست پیدا خواهد کرد یا خیر؟
۶. می توان با استفاده از پوش اور حاصل ضریب رفتار را بدست آورد؟

۷. به لحاظ قالب بندی تا چه اندازه صرفه جویی در هزینه و زمان و چه میزان از مشکلات اجرایی می‌کاهد؟
۸. بعد از وقوع خرابی در تیر پیوند تاجچه حدروی قابلیت تعویض آن می‌توان برنامه ریزی نمود؟
۹. طول مهار تیر چه میزان خواهد بود؟
۱۰. اتصال تیر با دیوار از مفصلی تاخمش کامل بر رفتار دیوار برشی چه تاثیری خواهد داشت؟
۱۱. عمق تیر فلزی در مقایسه با تیر پیوند بتنی چگونه تغییر می‌نماید؟
۱۲. آیا شکل مقطع فلزی در عملکرد مؤثر است یا خیر؟

۴-۱. ضرورت تحقیق:

فرآیند عمده تحقیق را می‌توان احداث دیواری با سختی مورد نیاز مجموعه بر اساس ملاحظات معماری ضمن امکان شکل پذیری زیاد و مستهلک نمودن بیشتر نیروی زلزله و کاهش ممان وارده بر دیوار و در نتیجه کاهش جابجایی نسبی طبقات با امکان تعویض فیوز بعد از وقوع مفصل پلاستیک و خرابی در زلزله نام برد.

۵-۱. روش اجرای تحقیق

در این مطالعه ابتدا روش های طراحی سیستم مد نظر قرار گرفته است و روش های طراحی و همچنین ملاحظات طراحی (RECOMMENDATIONS FOR SEISMIC DESIGN OF WALL) (HYBRID COUPLED AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS) به نقل از (STRUCTURAL ENGINEERING INSTITUTE) ارائه شده است سپس دو مدل آزمایشگاهی که یکی با عنوان مطالعه آزمایشگاهی و عددی تیر پیوند بتن مسلح تقویت شده با پلیت های خارجی است که یک روش برای مقاوم سازی تیرهای پیوند بتنی است ارائه شده است. در ادامه یک مدل آزمایشگاهی دیگر تحت عنوان رفتار لرزه ای و طراحی تیرهای پیوند فولادی در دیوار برشی های پیوند ترکیبی ارائه شده است.

در فصل سوم به معرفی نرم افزار و بررسی صحت مدل سازی عددی توسط نرم افزار با استناد به مقاله مرجع [8] با یک دیوار برشی کوپله بتنی و تیر پیوند فولادی تحت بارگذاری متناوب^۱ پرداخته شد و بعد از آن نتایج بدست آمده از مدل سازی با برنامه آباکوس (ABAQUSE) با نتایج آزمایشگاهی قیاس شد.

بعد از بررسی صحت مدل سازی، با آنالیز استاتیکی غیرخطی یا تحلیل پوش اور توسط نرم افزار SAP 2000 روی دیوار برشی کوپله با مشخصات اجرایی عمومی به انتخاب مقطع تیر پیوند تحت یک پوش دو درصد ارتفاع یا شش سانتی متر و اطمینان از جاری شدن مقطع تحت آنالیز پوش اور میپردازیم.

در مرحله بعد نمونه دیوار برشی کوپله با تیر پیوند فولادی که نتایج آزمایشگاهی آن موجود بود و مدل سازی نیز شده بود و با نرم افزار SAP2000 از جاری شدن تیر پیوند آن اطمینان حاصل شده بود را مجدد با نرم افزار ABAQUS این بار ۴٪ ارتفاع یعنی ۱۲ سانتی متر پوش میدهیم و بعد از دو خطه کردن منحنی پوش به استخراج تنش تسلیم و از آنجا از ATC24 پروتکل بار گذاری استخراج و به ازای طولهای متفاوت تیر پیوند از مد برشی تاخمش در ۵ نمونه سازه را تحت بار سایکلینگ در فصل چهارم قرار داده و به رسم نمودارهای لازم و مقایسه و بررسی نتایج در فصل پنجم میپردازیم.

استفاده از منابع تحلیل و طراحی عمرانی با بهره گیری از نرم افزار EATABS و SAP2000 با تکیه بر نرم افزار المان محدود ABAQUS و سایر برنامه ها و نرم افزارهای جانبی جهت تایپ و ترسیم از خانواده OFFICE را میتوان مختصراً روش اجرای تحقیق معرفی نمود.

خلاصه فصل:

در این فصل به بررسی و معرفی پیشینه تحقیق، اهمیت و ضرورت انجام تحقیق، هدف از اجرای تحقیق و در کل به کلیات اجرای تحقیق پرداخته شده است.

فصل دوم

ادبیات تحقیق

مقدمه

در فصل دوم به بررسی ادبیات تحقیق که شامل تعاریف، مفهوم متغیرها، مسائل و مشکلات اجرای هر کدام از متغیرها در اجرای طرح و اجرای سازه‌های فلزی و بتنی پرداخته می‌شود.

۱-۲. دیوار برشی

با نیروهای جانبی مؤثر بر یک سازه (در اثر باد یا زلزله) به طرق مختلف مقابله می‌شود که اثر زلزله بر ساختمان‌ها از سایر اثرات وارد بر آن‌ها کاملاً متفاوت می‌باشد. ویژگی اثر زلزله در این است که نیروهای ناشی از آن به مراتب شدیدتر و پیچیده‌تر از سایر نیروهای مؤثر می‌باشند. عناصر مقاوم در مقابل نیروهای فوق شامل قاب خمشی، دیوار برشی و یا ترکیبی از آن دو می‌باشند. استفاده از قاب خمشی به عنوان عنصر مقاوم در مقابل نیروهای جانبی بخصوص اگر نیروهای جانبی در اثر زلزله باشند احتیاج به جزئیات خاصی دارد که شکل پذیری کافی قاب را تأمین نماید. این جزئیات از لحاظ اجرایی غالباً دست و پاگیر بوده و در صورتی می‌توان از اجرای دقیق آن‌ها مطمئن شد که کیفیت اجرا و نظارت در کارگاه خیلی بالا باشد از لحاظ برتری می‌توان گفت که دیوار برشی اقتصادی‌تر از قاب می‌باشد و تغییر مکان‌ها را کنترل می‌کند در حالی که برای سازه‌های بلند قاب به تنهایی نمی‌تواند در این زمینه جوابگو باشد.

۱-۱-۲. انواع دیوار برشی

الف. دیوارهای برشی فولادی: بعضی مواقع ورقهای فولادی به عنوان دیوارهای برشی بکار می‌روند. برای جلوگیری از کمانش موضعی چنین دیوارهای برشی فولادی لازم است از تقویت کننده‌های قائم و افقی استفاده شود.

ب. دیوارهای برشی مرکب: دیوارهای برشی مرکب شامل: ورق‌های تقویت شده فولادی مدفون در بتن مسلح، خرپاهای ورق فولادی مدفون در داخل دیوار بتن مسلح و دیوارهای مرکب ممکن دیگر، که تماماً با یک قاب فولادی و یا با یک قاب مرکب توأم هستند می‌شود.

ج. دیوارهای برشی مصالح بنایی: از دیر زمان در ساختمان‌های مصالح بنایی از دیوارهای مصالح بنایی توپر غیر مسلح استفاده می‌شده است ولی روشن شده است که این دیوارها از نقطه نظر مقاومت در مقابل زلزله ضعف دارند و لذا اکنون به جای آن‌ها از دیوارهای برشی مسلح نظیر دیوارهای با آجر تو خالی و پر شده با دوغاب استفاده می‌شود.

د. دیوارهای برشی بتن مسلح: نوع دیگری از دیوارهای برشی، دیوارهای برشی بتن مسلح است که در این مقاله به آن می‌پردازیم. یکی از مطمئن‌ترین روش‌ها برای مقابله با نیروهای جانبی استفاده از دیوار برشی بتن مسلح است. دیوار برشی به عنوان یک ستون طره بزرگ و مقاوم در برابر نیروهای لرزه ای عمل می‌کند و یک عضو ضروری برای سازه‌های بتن مسلح بلند و یک عضو مناسب برای سازه‌های متوسط و کوتاه می‌باشد. دو نوع دیوار برشی بتن مسلح وجود دارد:

الف: دیوار برشی در جا

در دیوار برشی در جا به منظور حفظ یکنواختی و پیوستگی میلگردهای دیوار، به قاب محیطی قلاب می‌شوند.

ب: دیوار برشی پیش ساخته

در دیوارهای برشی پیش ساخته یکنواختی و پیوستگی با تهیه کلیه‌های دوزنقه شکل در طول لبه‌های پانل و یا از طریق اتصال پانل‌ها به قاب توسط میخ‌های فولادی صورت می‌گیرد. تأثیر شکل دیوار: تعبیه بال در دیوارها برای پایداری و شکل پذیری سازه بسیار مفید می‌باشد.

۲-۱-۲. نیروهایی که به دیوارهای برشی وارد می‌شوند

۱- نیروی برشی متغیر که مقدار آن در پایه حداکثر می‌باشد.

۲- لنگر خمشی متغیر که مقدار آن مجدداً در پای دیوار حداکثر است و ایجاد کشش در یک لبه (لبه

نزدیک به نیروها) و فشار در لبه متقابل می‌نماید با توجه به امکان عوض شدن جهت نیروی باد یا

زلزله در ساختمان، کشش باید در هر دو لبه دیوار در نظر گرفته شود

۳- نیروی محوری فشاری ناشی از وزن طبقات که روی دیوار برشی تکیه دارد.

توجه: در صورتی که ارتفاع دیوار برشی کم باشد، غالباً نیروی برشی حاکم بر طراحی آن خواهد بود

لیکن اگر ارتفاع دیوار برشی زیاد باشد لنگر خمشی حاکم بر طراحی آن خواهد بود. به هر حال دیوار

باید برای هر دو نیروی فوق کنترل و در مقابل آن‌ها مسلح گردد.

۲-۲. تیرهای همبند در دیوار برشی کوپله

با توجه به مزیت‌های سیستم باربر جانبی دیوار برشی کوپله، امروزه استفاده از این سیستم در طراحی‌های

عملی رو به افزایش است که منجر به انجام تحقیقات گسترده‌ی تحلیلی و آزمایشگاهی در این زمینه

گردیده است. در گذشته چندین نوع از تیرهای همبند توسط محققین مورد بررسی قرار گرفته است.

در میان انواع تیر همبند تست شده، تیرهای همبند بتنی، فولادی- بتنی (مرکب) و فولادی بیش از

سایر انواع تیر مورد تحقیق قرار گرفته است. در اغلب موارد عملی استفاده از سیستم باربر جانبی

دیوار برشی کوپله، تیرهای همبند یکی از پنج نوع ذکر شده می‌باشد.

۲-۲-۱- تیر همبند بتنی با آرماتورهای برشی معمولی

تا دهه ۱۹۷۰ میلادی، در ساخت و اجرای تیرهای همبند مورد استفاده قرار می‌گرفتند ولی با توجه به

ضعف در برابر شکست-های برشی- لغزشی استفاده از این تیرها منسوخ شده است.

۲-۲-۲- تیر همبند بتنی با آرماتورگذاری قطری

تیر همبند بتنی با آرماتورگذاری قطری در واقع تیری بتنی است که به صورت ویژه جزئیات بندی شده است. این تیر از بتن محصور تشکیل یافته که دو گروه از آرماتورهای قطری به صورت متقارن در آن جای گرفته است. در شکل ۱-۲ نمایی از تیر همبند بتنی با آرماتورهای برشی قطری نمایش داده شده است. هر گروه از آرماتورهای قطری باید حداقل دارای ۴ آرماتور گوشه باشند و جهت تامین محصورشدگی بتن قرار گرفته در بین این آرماتورها، باید آرماتورهای عرضی کافی در امتداد آرماتورهای قطری قرار داده شود. آغاز تحقیقات بر روی تیر همبند بتنی با آرماتورهای برشی قطری به دهه ی ۱۹۷۰ میلادی باز میگردد. تیر همبند بتنی با آرماتورگذاری قطری در مقایسه با تیر همبند بتنی با آرماتورهای برشی معمولی خصوصیات شکل پذیری و جذب انرژی بسیار مطلوبتری دارد. استفاده از هسته های قطری (آرماتورهای قطری و بتن محصور بین آرماتورها) از پدیده لغزش تیر همبند در محل اتصال به دیوار برشی جلوگیری میکند [۱۱ و ۱۲]



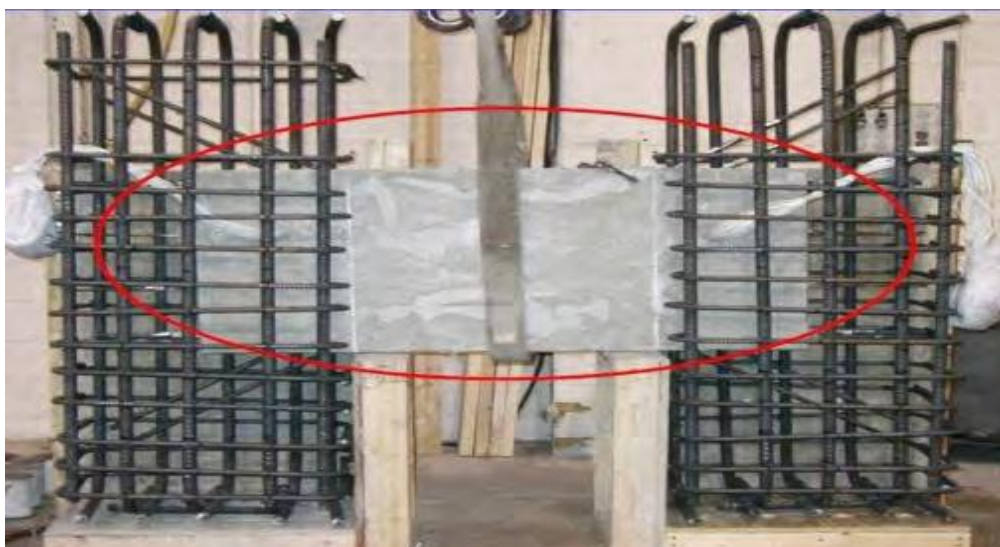
شکل ۱-۲ تیر همبند بتنی با آرماتورهای برشی قطری [۱۲]

تیرهای همبند با نسبت دهانه به ضخامت کمتر از ۲ شبیه تیرهای عمیق رفتار میکنند و در برش دچار شکست میشوند. تیرهای همبند با درصد آرماتور برشی کمتر دچار گسیختگی برشی-کششی میشوند اما نمونه های با آرماتور برشی بیشتر، اغلب دچار گسیختگی لغزشی- برشی می شوند و دارای شکستی ترد هستند. [۳]

افزایش ارتفاع تیر همبند باعث افزایش مقاومت نهایی میگردد اما در صورتیکه ارتفاع تیر همبند بیش از حدود ۳۳٪ ارتفاع طبقه گردد، تاثیر زیادی در مقاومت نهایی دیوار ندارد و شکلپذیری را نیز کاهش میدهد. [۱۶] تیر همبند بتنی با آرماتورهای برشی قطری جهت عملکرد مناسب به جزییاتبندی دقیق و تقریباً سختگیرانه های نیازمنداست. ضوابط ویژه جهت جزییات بندی تیر همبند بتنی در ناحیه اتصال به دیوار برشی و نیز نیاز به آرماتورگذاری متراکم عرضی در امتداد آرماتورهای طولی قطری اجرای این نوع از تیرهای همبند را با چالش رو برو ساخته است. اجرای جزییات بندی آرماتورگذاری در تیر همبند بتنی منجر به طراحی تیرهای همبند بتنی با مقاطعی عمیق گردیده است که اجرای آن در بسیاری از سازه ها به دلایل معماری و ... امکا نپذیر نمیباشد. به دلیل معایب ذکر شده، تیر همبند فولادی، فولادی - بتنی (مركب) و تیر همبند بتنی ساخته شده از الیاف HPFRCC جایگزین مناسبی برای تیرهای همبند بتنی مطرح میگردند.

۲-۳- تیرهای همبند ساخته شده از بتن های الیافی توانمند

استفاده از بتن های الیافی با توجه به اینکه باعث افزایش مقاومت برشی و افزایش شکل پذیری تیر همبند می شود، می تواند یکی از مصالح مناسب جهت کاربرد در سازه های بلند باشد. در شکل ۲-۲ نمونه آزمایشگاهی از تیر همبند ساخته شده از بتنهای الیافی نمایش داده شده است.



شکل ۲-۲ نمونه آزمایشگاهی از تیر همبند ساخته شده از بتنهای الیافی [۱۷]

بررسی رفتار تیر همبند در دیوارهای برشی کوپله با مصالح شکل پذیر توسط کنبالات و همکارانش [۱۳] مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج حاصل از انجام آزمایشات حاکی از آن است که آرماتورهای قطری جهت دستیابی به تغییر شکل های بالاتر مورد نیازی باشد و می توان تنگ های مربوطه (خاموت های مارپیچ آرماتورهای قطری) را حذف نمود. این نتایج همچنین نشان می دهد که به دلیل استفاده از مصالح شکل پذیر، آرماتورهای قطری به مقدار ۵۰٪ کاهش و مقاومت برشی به بیش از $0.8\sqrt{F}$ افزایش می یابد.

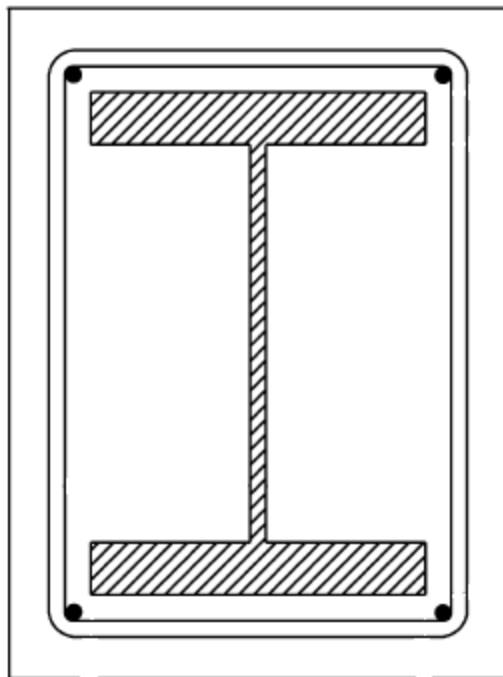
ایمان امیری [۱۷] با انجام آزمایشات بر روی تیر همبند ساخته شده از الیاف HPFRCC به نتایج زیر دست یافت:

- ۱- افزایش ۵٪ مقاومت نهایی در نمونه ساخته شده بابتن الیافی نسبت به نمونه ساخته شده با بتن معمولی
- ۲- افزایش مقاومت برشی و خمشی در نمونه ساخته شده با بتن الیافی نسبت به نمونه با بتن معمولی
- ۳- امکان کاهش ۳۰٪ آرماتورهای قطری در نمونه ساخته شده بابتن الیافی نسبت به نمونه با بتن معمولی
- ۴- افزایش میزان جذب انرژی نمونه ساخته شده بابتن الیافی نسبت به نمونه ساخته شده بابتن معمولی

۲-۲-۴- تیرهای همبند فولادی-بتنی (مرکب) [1]

این تیرها از محصور شدن تیر همبند فولادی در بتن تشکیل میشوند که شامل آرماتورهای طولی در گوشه و میان مقطع می-باشند که توسط آرماتورهای عرضی دورپیچ شده‌اند. تیر همبند مرکب باید طوری طراحی شود که قبل از انهدام دیوارها تسلیم‌شوند تا بتوانند انرژی زیادی را جذب نمایند. تحقیقات اندکی بر روی رفتار اینگونه از تیرهای همبند صورت گرفته است. در شکل ۲-۳ مقطع تیر همبند مرکب در دیوار برشی کوپله نمایش داده شده است.

شهرز و گانگ تحقیقاتی بر روی عملکرد تیر همبند فولادی که درون هسته ی بتنی محصور قرار گرفته انجام دادند. این تحقیقات شامل دو قسمت تحلیلی و آزمایشگاهی بود. در بخش آزمایشگاهی این تحقیقات، تستهایی بر روی تیرهای همبند با مقیاس یک + دوم که به دیوار برشی بتنی متصل شده اند صورت گرفت. نتایج حاصل نشان داد که هسته ی بتنی قرار گرفته در اطراف تیر همبند فولادی میزان سختی تیر را افزایش داده و همچنین از ناپایداری جان و بال تیر همبند جلوگیری مینماید. همچنین نشان دادند که طراحی ناحیه ی قرارگیری تیر همبند مرکب درون دیوار برشی بتنی باید برای تحمل برش ناشی از تیر فولادی و هسته ی بتنی صورت بگیرد زیرا در صورتی که تنها برش حاصل از تیر همبند فولادی (بدون در نظر گرفتن هسته ی بتنی) برای طراحی ناحیه ی اتصال مدنظر قرار گیرد بخش عمدهای از جذب انرژی در ناحیه ی اتصال و با ایجاد تغییر شکلهای غیرارتجاعی در این ناحیه اتفاق میافتد که در مقایسه با جذب انرژی توسط خود تیر مطلوب نمیباشد [1]



شکل ۲-۳ مقطع تیر همبند مرکب در دیوار برشی کوپله [1]

۲-۲-۵- تیرهای همبند فولادی

دیوار برشی کوپله با تیر همبند فولادی (شکل ۲-۴) از روشهای جدید در طرح و اجرای دیوار برشی کوپله است که باعث افزایش قابلیت شکلپذیری و جذب انرژی در سازه های بتن آرمه میشود، به طوریکه اگر تیر همبند فلزی با ضوابط صحیح طراحی و اجرا شود، قادر خواهد بود که همانند تیر همبند بادیهای واگرا جذب انرژی داشته باشد که در مقایسه با سیستمهای کوپله بتنی از کارایی بسیار بالاتری برخوردار است. مزیت دیگر سیستم کوپله جدید، سادگی و کیفیت بالای اجرایی میباشد و بدین ترتیب مشکلات اجرایی تیرهای همبند بتنی با فولاد قطری در آن وجود ندارد. از دیگر مزایای تیر همبند فولادی نسبت به تیر همبند بتنی با آرماتورگذاری قطری، ظرفیت خمشی آن میباشد، زیرا آرماتورهای قطری در تیر همبند با حاکمیت خمشی تاثیر چندانی ندارد [۲۱].

چنانچه تیر همبند بر اساس تسلیم برشی طراحی گردد، در مقایسه با تیرهای همبند طراحی شده براساس تسلیم خمشی، توانایی جذب انرژی بسیار بیشتر و نیز رفتار هیستریزیس پایدارتری خواهد داشت. در این تحقیقات همچنین نشان داده شد که در صورت وجود آرماتورهای کمکی انتقال و نیز آرماتورهای افقی در ناحیه ی قرارگیری تیر همبند درون دیوار، نقطه ای که تیر همبند فولادی در درون دیوار ثابت میماند، در درون دیوار و به فاصله تقریبی یک پنجم یا یک ششم طول قرارگیری تیر در دیوار از وجه خارجی دیوار برشی قرار دارد [۱۴]

تحقیقات شهروز و همکارانش [1] نشان داد که خصوصیات شکلپذیری و جذب انرژی تیر همبند فولادی در برابر بارگذاری رفت و برگشتی بسیار مطلوب است. در این تحقیقات، تستهای آزمایشگاهی بر روی تیر همبند متصل به دیوار برشی بتنی مسلح صورت گرفت. در این آزمایشها دیوار برشی دارای ناحیه ی مرزی بوده و محل اتصال تیر همبند فولادی به دیوار برشی که درون ناحیه ی مرزی دیوار قرار گرفته است به صورت ویژه توسط آرماتورهای قائم و نیز آرماتورهای عرضی جزییات بندی گردیده است. در این تحقیقات نشان داده شد که نقطه ای که تیر همبند فولادی در درون دیوار ثابت میماند، در درون دیوار و به فاصله ی تقریبی یک سوم طول قرارگیری تیر در دیوار از وجه خارجی دیوار برشی قرار دارد.

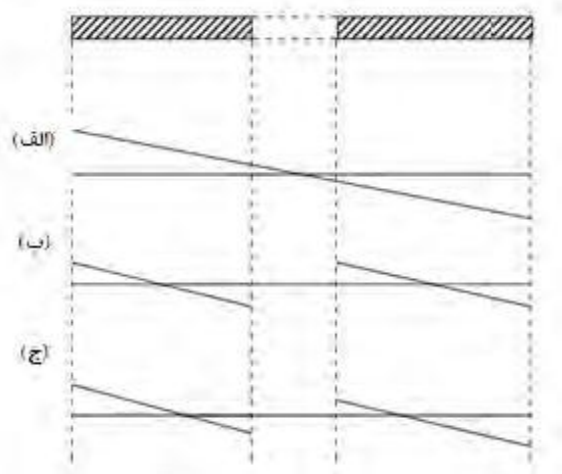


شکل ۲-۴ تیر همبند فولادی در دیوار برشی کوپله [۱۴]

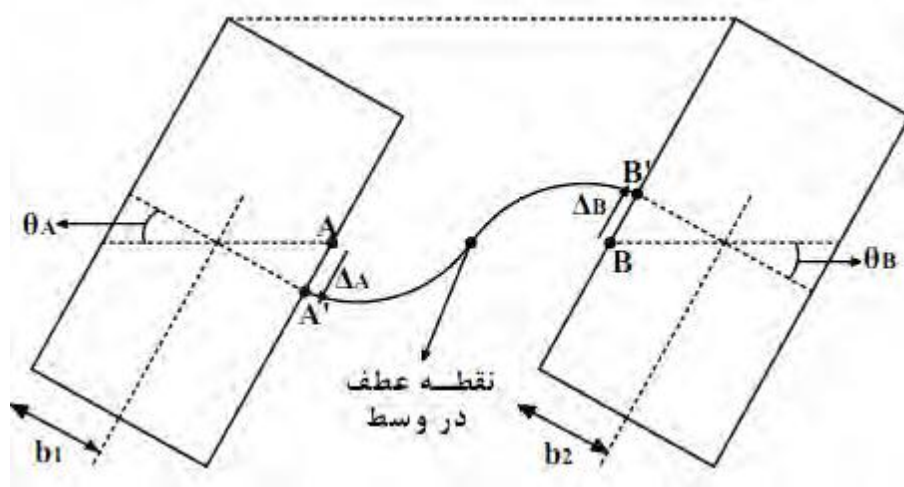
کلیات رفتار

چنانچه دو دیوار برشی واقع در یک صفحه، توسط اعضایی با اتصالات مفصلی به هم متصل شوند، ممانهای اعمالی بر آنها توسط هر یک از دیوارها و به نسبت سختی خمشی آنها تحمل میگردد. اما چنانچه دیوارها توسط تیرهای صلب به یکدیگر متصل شوند، تشکیل یک مجموعه مرکب را میدهند و ممان اعمالی توسط هر دو دیوار با خمش حول محور مرکزی مجموعه تحمل خواهد شد؛ بنابراین تنشهای خمشی به صورت خطی در طول مجموعه مرکب توزیع میگردد. در شکل ۲-۵ توزیع تنش در حالات مختلف نمایش داده شده است. در شرایط کاربردی، دیوارها توسط تیرهای انعطاف پذیر که حالتی بین مفصل و صلب را دارا است، به هم متصل میشوند. هر چه تیرها سختتر باشند، رفتار سازه به رفتار طره مرکب نزدیکتر خواهد بود.

زمانیکه دیوارها تحت اثر بار جانبی قرار میگیرند، انتهای تیرهای اتصالی دچار چرخش و تغییر مکان قائم شده و خمش دوانحنایی خواهند یافت و بدین وسیله، ممانهای دیوار را تحمل میکنند. در شکل ۲-۶ خمش دو انحنایی در تیر همبند نمایش داده شده است. رفتار خمشی دیوارها، در تیرهای اتصالی برش ایجاد نموده و بنابراین تیرها، ممانهایی مخالف ممانهای خارجی اعمالی را بر هر دیوار وارد میکنند. برشها نیز در دیوارها نیروی محوری ایجاد مینمایند. بنابراین ممانهای ناشی از بار جانبی در هر تراز از سازه، توسط مجموع ممانهای خمشی دیوارها در همان تراز و ممان ناشی از نیروی محوری تحمل میشود. با افزایش اولین نیروی زلزله خط اول دفاع که تیر همبند میباشد، با تشکیل فیوز برشی از دور خارج خواهد شد. در این حالت خط دوم دفاع که همان دیوارهای برشی مجزا می باشند وارد عمل شده و در مقابل بار اعمالی تا لحظه تشکیل مفصل خمشی در پای هر دیوار مقاومت خواهند کرد [۲۱]



شکل ۲-۵ توزیع تنش در حالات مختلف: الف-مجموعه دیوارها توپر فرض می شود. ب-دو دیوار مستقل باشند. ج-واقعیت [۲۱]



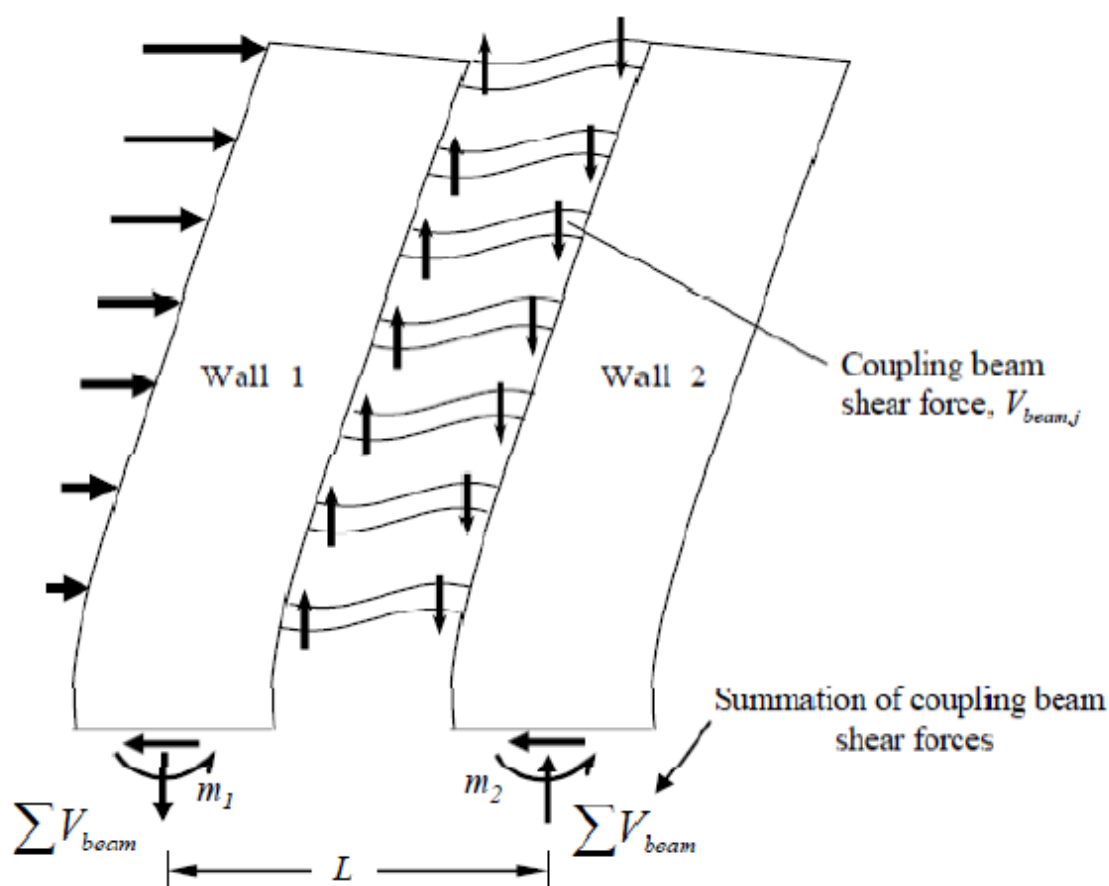
شکل ۲-۶ خمش دو انحنایی در تیر همبند [۲۱]

۲-۳. رفتار سیستم کوپله ، تحلیل^۱ و ملاحظات طراحی [۱۰]

مطالعات نیم قرن گذشته بر روی سیستم دیوارهای باتیر پیوند نشان می دهد که کارایی سازه به طور زیادی متأثر از نسبت پیوند است. اگر چه اکثر این مطالعات بر روی سیستم بتنی بوده است رفتار و

مکانیسم سیستم HCW نیز شبیه سیستم بتنی است. شکل ۷-۲ تغییر شکل سیستم دیوار کوبله را تحت اثر بار جانبی نشان می‌دهد که سبب واژگونی OTM می‌شود. در پاسخ به بار اعمالی در تیر پیوند J ممان انتهایی و متناظر با آن برش V تولید می‌شود. برای سیستم با دیوار، نسبت پیوند بصورت معادله (۱) بدست می‌آید که در آن $\sum V_{beam,j}$ جمع برش تیرهای پیوند که در گوشه یک دیوار اثر می‌کنند، است. L بازوی بین مراکز دیوارهاست و M_i ممان واژگونی است که توسط دیوار I تحمل می‌شود

$$CR = \frac{L \sum V_{beam}}{L \sum V_{beam} + \sum M_i} = \frac{L \sum V_{beam}}{OTM} \quad \text{رابطه (۱-۲)}$$



شکل ۷-۲: تغییر شکل دیوار برشی کوبله تحت اثر بار جانبی [۱۰]

اگر $CR=0$ باشد در انتها ی تیر پیوند ممان وجود ندارد. (تیرها وجود ندارد یا اتصال مفصلی است) و بنابراین هیچ عمل پیوندی بین آنها وجود ندارد اگر $CR=50\%$ باشد عمل پیوند نیمی از ممان واژگونی را تحمل

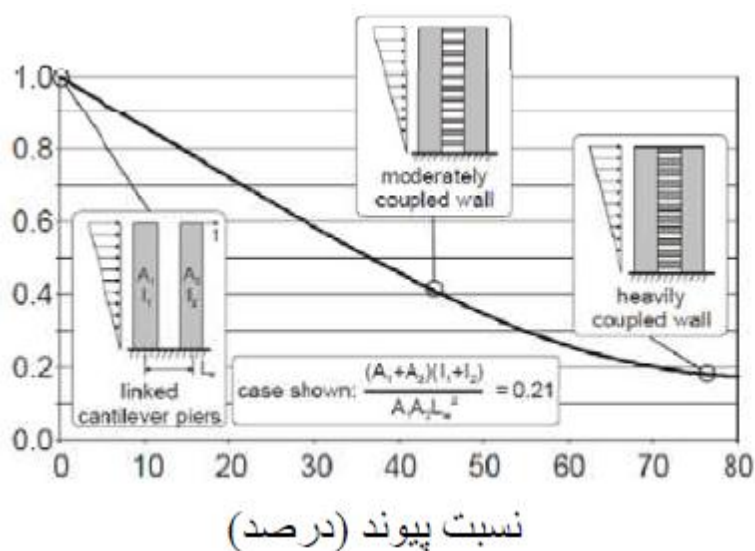
میکنند و نصف باقیمانده OTM بوسیله ی عکس العمل دیوار ها منفرد تحمل می شود. m_2, m_1 در

شکل ۲-۷) اگر $CR = 10\%$ باشد از لحاظ تنوری دو دیوار بصورت یک دیوار منفرد عمل می کند.

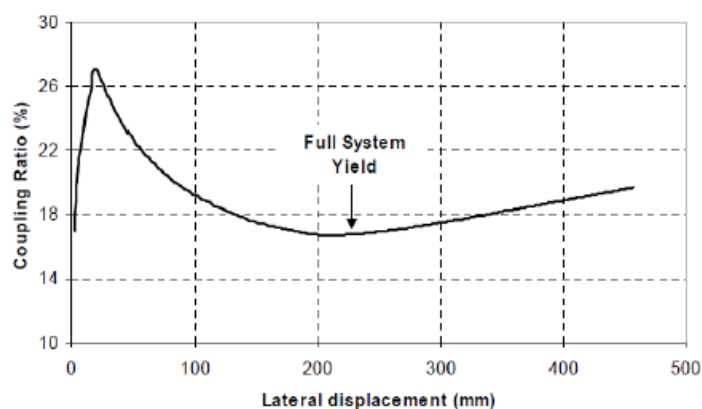
به طوری که قبلا نیز اشاره شد سازه پیوند شده به طور زیادی سخت تر از مجموع سختی دو دیوار

منفرد است. شکل ۲-۸ تاثیرات مفید بودن پیوند را برای دو دیوار که تحت اثر جانبی مثلثی هست نشان

می دهد. در این شکل تغییر مکان بام از آنالیز الاستیک بدست می آید.



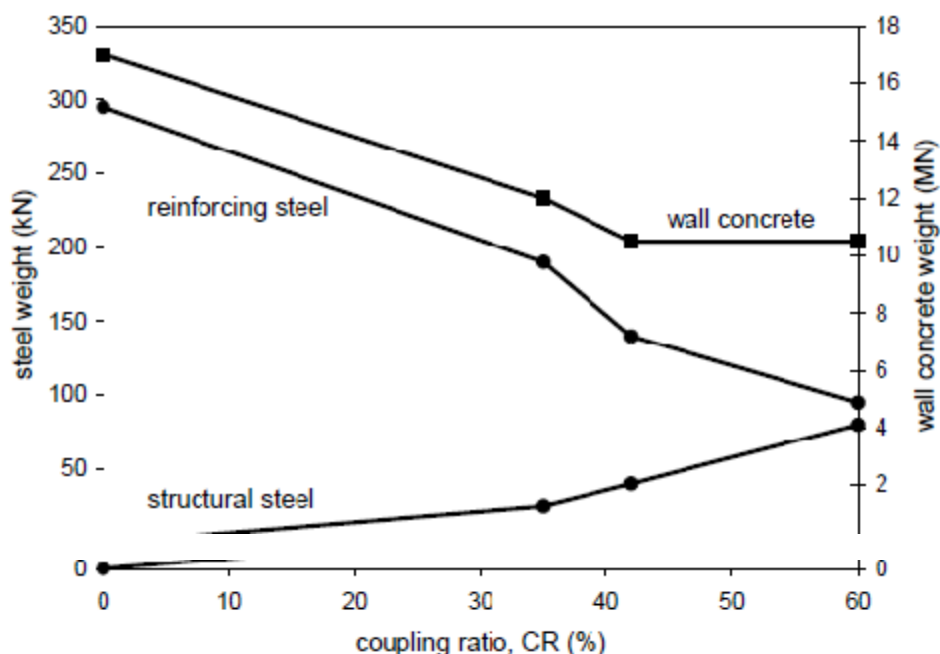
شکل ۲-۸: تاثیر عمل پیوند بر جابجایی بام [۱۰]



شکل ۲-۹: تغییرات جابجایی جانبی دیوار برشی کوپله نسبت به تغییرات CR [۱۰]

شکل ۲-۹ نشان دهنده تاثیر پیوند بر روی کاهش تغییر مکان جانبی می باشد. در نمونه ۱۲ طبقه مقدار CR با افزایش بار جانبی به مقدار ماکزیمم به حدود ۲۷٪ می رسد. این مقدار اوج منطبق با شروع تسلیم تیر پیوند است. مقدار CR زمانی مینیمم است که هر دو دیوار در پایه ی خود به تسلیم برسند. بعد از نقطه می نیم CR به طور آهسته دوباره زیاد می شود زیرا سخت شدگی تیر های پیوند سریع تر از دیوار ها است. نیروی محوری فشاری در دیوار باعث کاهش شکل پذیری دیوار و باعث شکست ناشی از خرد شدگی زود رس میشود. به طور مشابه بار اعمالی ممکن است کاهش یابد یا راستای آن تغییر کند به طور بار کششی که این هم تاثیر مخربی بر روی ظرفیت برشی دیوار و همین طور باعث ضربه زدن به طراحی پی سازه می شود. نهایتاً این تنش محوری باعث افتهای قابل ملاحظه ای در رفتار دیوار می شود. بنابر این رفتار اندر کنش محوری، برشی و خمشی پارامتر مهمی در طراحی و آنالیز سیستم های HCW است.

مطالعه ای که بر روی یک سیستم ۱۲ طبقه برای تاثیر CR انجام شدنشان داد که سیستم با نسبت پیوند بالا ($CR = 60\%$) ترک خوردگی وسیعی در قسمت های بالای دیوار و خرد شدگی زودرس دیوار در مقایسه با سیستم با نسبت پیوند کمتر باعث میشود. و در حالتی که $CR = 0$ باشد رفتار ضعیفی از سیستم بدون تیر پیوند مانند چرخش زیاد در پای دیوار، دیررفت طبقه، تغییر شکل برشی و انحراف بعلاوه خرد شدگی در نواحی مفاصل پلاستیک دیده میشود. سیستم با نسبت پیوند ۳۰٪ تا ۴۵٪ خصوصاً از نقطه نظر اقتصادی که نیاز مند آرماتور و بتن کمتر است بهینه میباشد. شکل ۲-۱۰ نشان دهنده مقدار بتن و فولاد مورد نیاز برای طراحی با توجه به درصد پیوند است. در این مطالعه جزییات تیر پیوند در تمام طبقات یکسان در نظر گرفته شده است.

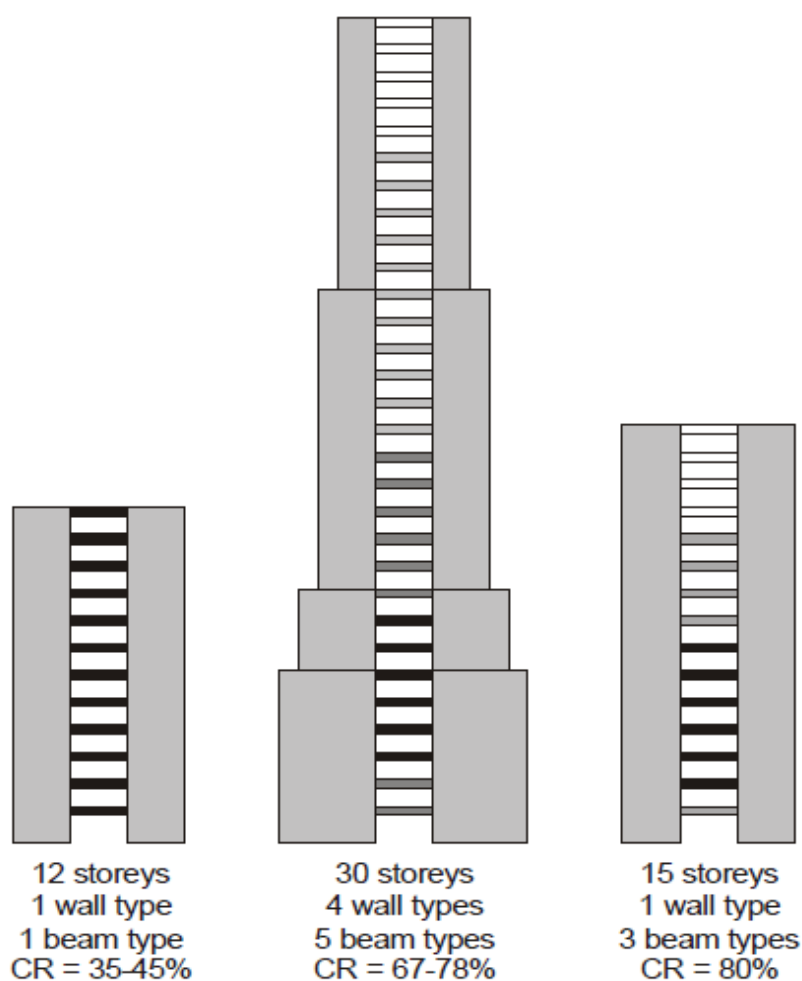


شکل ۲-۱۰: وزن فولاد و بتن مورد نیاز بصورت تابعی از CR برای یک سازه ۱۲ طبقه HCW [۱۰]

۲-۳-۱- انتخاب نسبت پیوند:

انتخاب نسبت پیوند بستگی زیادی به قضاوت مهندسی و تجربه طراح دارد. یک نمونه از CR کم که معمولاً در طراحی در نظر گرفته نمی شود، میتواند به آسانی بوسیله دال بین دیوارها بدست آید معمولاً فرض میشود که دال هیچ مقاومتی در برابر نیروهای جانبی ندارد، برای اتصال دال به دیوار باید دتایل مناسبی در نظر گرفته شود برای اینکه شکل پذیری لازم را داشته باشد. از سوی دیگر مقادیر CR بالا باعث شکل پذیری مورد نیاز زیادی در تیر پیوند بتنی میشود. CR بالا باعث کاهش ممان در دیوارهای می شود و اجازه می دهد که مقطع دیوارها کوچکتر شود، با این حال CR بالا باعث افزایش نیروی محوری و در نتیجه کشش و UPLIFT میشود. بعلاوه نیروی محوری فشاری باعث کاهش شکل پذیری دیوار میشود. ترکیب این آثار نشان می دهد که CR بالا باعث غیر عملی شدن طرح میشود. در شکل ۲-۱۱ تصویر شماتیکی از ظرفیت تیر و دیوار بر اساس CR نشان داده شده است.

اگرچه ACI-318 در فصل ۱ این شرط را تحمیل نکرده است اما FEMA 356(2000) و همچنین بر مبنای SEAOC(1999) ممانعت می کند از اینکه بار محوری فشاری بزرگتر از ۳۵ درصد ظرفیت محوری دیوار شود (FEMA356(2000)، همچنین ظرفیت تغییر شکل دیوار را بر مبنای مقدار بار محوری و برش موجود محدود می کند.

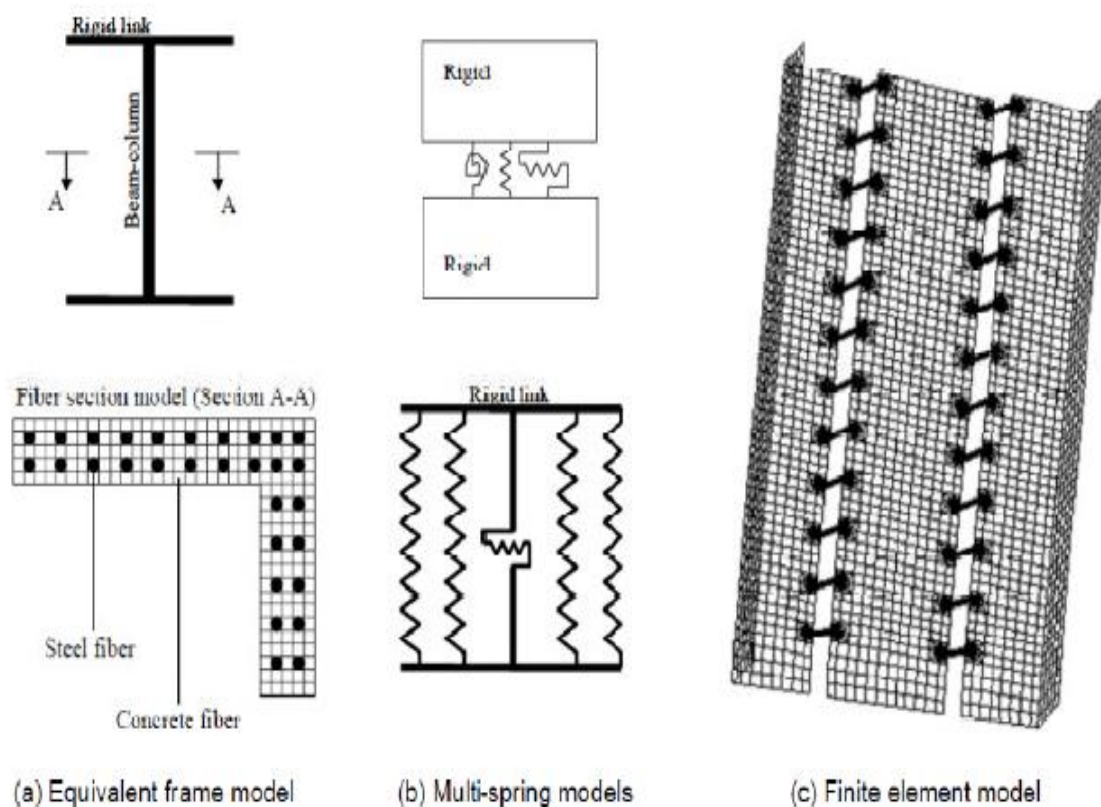


شکل ۲-۱۱: تصویر شماتیک دیوار برشی کوپله با نسبت‌های پیوند متفاوت [۱۰]

۲-۳-۲-مدل های تحلیل^۱ برای دیوار برشی با تیر پیوند فلزی [HCW]

چندین نوع از تحلیل های خطی و غیر خطی بر روی دیوار برشی انجام شده است. این مدل ها به سه دسته تقسیم میشوند.

۱-مدل قاب معادل ۲-مدلسازی فنر ۳-مدل اجزای محدود



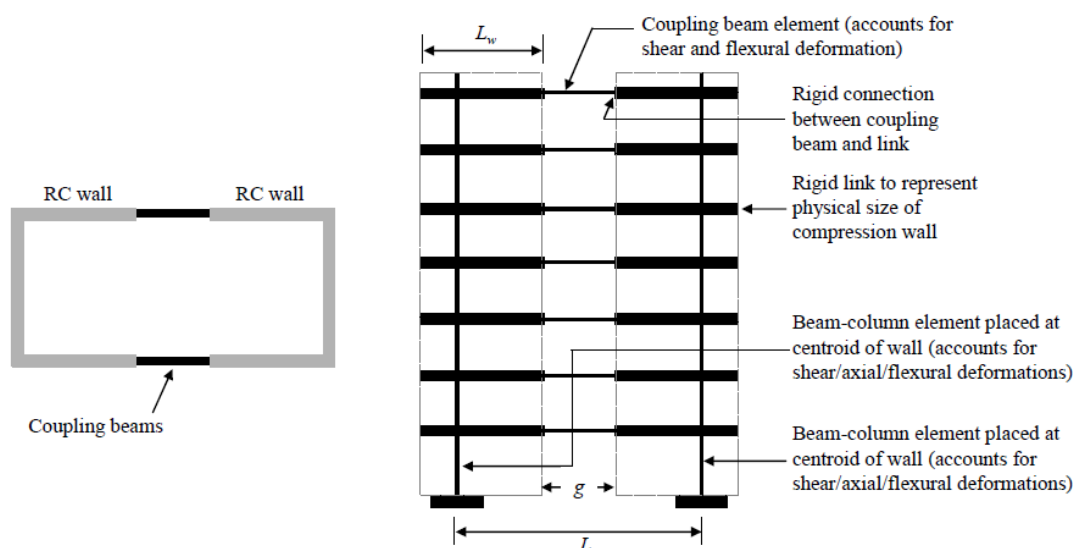
شکل ۲-۱۲: روشها و اشکالی برای مدل کردن دیوار برشی (HCWs) [۱۰]

الف : مدل قاب معادل

برای استفاده از این مدل چند قید وجود دارد.

برای آنالیز خطی:المان هایی که استفاده می شوند باید برای خمش و سختی برشی برای هر دو المان تیر و دیوار در نظر گرفته شوند.

برای آنالیز غیر خطی: المان باید دقیقاً نمایانگر سختی و مقاومت برشی و خمشی به علاوه ظرفیت تغییر شکل در اعضا در نظر گرفته شده است. و همچنین روابط اندرکنش بار محوری-ممان (P-M) باید برای المان ها تعریف شده باشد و بتوان تاثیر این اندرکنش را در نظر گرفت. مدل ها همچنین باید نمایانگر رفتار غیر متقارن شکل دیوار با سختی متفاوت، مقاومت و ظرفیت تغییر شکل در راستاهای متفاوت (روابط اندرکنش غیر متقارن P-M) باشند. برای مدل های غیر خطی با بار گذاری متناوب^۱، مدل همچنین باید نشانگر افت مقاومت و سختی در بارگذاری معکوس باشد. دو روش معمول برای مدل رفتار مقطع عرضی عبارتند از: مدل مقطع بر آیند و مدل فیبر مقطع. روش مدل مقطع بر آیند تعریف مقطع را به طور ضمنی در ترم های ممان - انحنا، بار محوری - کرنش محوری، و غیره انجام میدهد. در روش فیبر مقطع، مقطع به تعدادی فیبر تجزیه می شود که این نواحی لازم نیست هم اندازه باشند و تنش بر روی مقطع انتگرال گیری می شود تا نیرو یا ممان بدست آید. برای بالهای دیوار، عرض موثر بال باید برای آنالیز مقاطع تعیین شود. شکل ۲-۱۳ یک مدل جایگزینی برای HCWs را نشان میدهد. در این مدل از المان های تیرستون برای تیر پیوند دیوار استفاده شده است. یک رابط صلب نیز برای نشان دادن ابعاد دیوار ها استفاده شده است.



شکل ۲-۱۳: مدل دیوار برشی کوپله تر کیبی (HCW) [۱۰]

ب: مدل اجزاء محدود

مدل اجزاء محدود باید با توجه به این نکات ایجاد شود که المان شل^۱ برای مدل اجزاء دیوار مناسب هستند. مدل با المان سولید^۲ وقتی که تنش ها در حالت سه بعدی و توزیع تنش و کرنش مورد نیاز باشد استفاده میشود.

آنالیز خطی: مدول یانگ موثر باید برای در نظر گرفتن تاثیرات ترک خوردگی در نظر گرفته شود آنالیز غیر خطی: باید رفتار غیر خطی بتن در کشش و فشار در نظر گرفته شود. مدل آرماتورها و فولاد باید در حالت تک محوره و سه محوره در نظر گرفته شود به علاوه نتایج هر مدل تئوری زمانی قابل قبول است که نتایج تئوری با نتایج آزمایشی تطابق داشته باشد.

۲-۳-۳- روش های طراحی

روش های طراحی بر مبنای تحلیل^۱ خطی الاستیک:

هر دو روش تحلیل^۱ تحت بار جانبی معادل و آنالیز طیفی برای این سیستم مناسب است. آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی پیشنهاد نمیشود. برای کارایی لرزه ای سیستم HCW در طبقه بندی دیوار ویژه ترکیبی با المان های فولادی در FEMA-356(2000) قرار می گیرد. و از FEMA مقدار $R = 6$ و $Cd = 5$ و $\Omega = 2/5$ اگر سیستم HCW برای مقاومت در برابر بار جانبی با سیستم قاب صلب کار کند این ساختمان از هر دو سیستم بهره میگیرد. در این حالت بار جانبی توسط قاب و سیستم HCW تحمل میشود. با فرض اینکه سختی سیستم HCW نسبت به قاب زیاد باشد بیشتر بار جانبی توسط HCW تحمل می شود. و قاب خمشی باید ۲۵٪ بار جانبی را تحمل کند در این حالت $R = 7$ و $Cd = 6$ و $\Omega = 2/5$ می شود.

1-Shell

2-Solid

3-Analyies

۲-۳-۳-۱- مدل دیوار و مدل تیر پیوند

پیشنهادهایی برای کاهش مشخصات مقطع برای در نظر گرفتن ترک خوردگی و کاهش سختی شده است.

جدول ۲-۱ ضرایب ترک خوردگی برای دیوار [۱۰]

Member	ACI 318	CSA A23.3	NZS 3101 ¹
compression wall in flexure	$0.70EI_g$ (uncracked)	$0.80EI_g$	$0.45EI_g$
tension wall in flexure	$0.35EI_g$ (cracked)	$0.50EI_g$	$0.25EI_g$
compression wall axial	$1.00EA_g$	$1.00EA_g^2$	$0.80EA_g$
tension wall axial	$0.35EA_g$ (inferred)	$0.50EA_g^2$	$0.50EA_g$

بر مبنای نتایج آزمایشگاهی نقطه ثابت موثر در تیر فولادی در حدود $L/3$ طول دیوار از وجه دیوار ثابت است به این ترتیب، دهانه خالص موثر g ، جایگزین تیر پیوند میشود که در شکل ۲-۱۳ آمده است.

$$g = g_{clear} + 0.6 L_e \quad \text{رابطه (۲-۲)}$$

این معادله با این فرض بدست می آید که دیوارها بالمان ستون که در مرکز دیوار قرار دارد به صورتی که در شکل ۲-۱۳ آمده است مدل شده و خواص خمشی و برشی تیر پیوند فولادی نیز در نظر گرفته شده است در طی طراحی اولیه طول مدفون تیر پیوند در معادله نیست و سختی موثر تر پیوند فولادی به ۶۰٪ مقدار اولیه کاهش می یابد. طول موثر نیز توسط کاور زیاد میشود برای در نظر گرفتن خردشدگی وجه دال در نظر گرفته میشود.

$$g = g_{clear} + 2c \quad \text{رابطه (۲-۳)}$$

۲-۳-۳-۲- ضریب افزایش مقاومت دیوار و تیر

برای تضمین از اینکه مکانیسم تسلیم در تیر پیوند قبل از دیوار اتفاق بیفتد، دیوار باید قوی تر از تیر پیوند طراحی شود. برای رسیدن به این رفتار ضریب برش اسمی تیرهای پیوند V_n بصورت مجموع ظرفیت برشی تیرهای پیوند V_f ضریب برش طراحی تیرهای پیوند است.

$$\alpha = \frac{\sum V_n}{\sum V_f} \quad \text{رابطه (۲-۴)}$$

این فاکتور شامل افزایش مقاومت مورد نیاز تیر برای اثرات پیچشی نیز میباشد. در کاربرد ضریب افزایش مقاومت دیوار فرض میشود که دیوارها ظرفیت کافی برای پایداری نیروهای همراه با همه تیرهای پیوند در سازه را برای رسیدن به ظرفیت اسمی دارند. بار محوری فشاری به ۳۵ درصد ظرفیت محوری کلی محدود میشود که باید با استفاده از روش های طراحی رایج نیز کنترل گردد.

مراحل طراحی:

۲-۳-۳-۳- ترکیب بار طراحی

ترکیب بار $1.2DL + 0.5LL$ وقتی که اثرات زلزله نیز وارد شود در ترکیب بار ضریب 0.9 به DL اعمال میشود. تاثیرات زلزله و بار ثقیلی نباید از مدل های جداگانه ترکیب شود اصل جمع آثار برای آنالیز غیر خطی مجاز نیست.

ویژگی های مدل برای آنالیز استاتیکی غیر خطی:

$$P = 1.2DL + 0.5LL + |\sum V_n| \quad \text{رابطه (۲-۵) نیروی محوری در دیوار فشاری}$$

$$P = 0.9DL - |\sum V_n| \quad \text{رابطه (۲-۶) نیروی محوری در دیوار کششی}$$

۲-۳-۳-۴- محاسبه نیروهای HCWs

گام ۱: انتخاب نسبت پیوند (CR) مناسب: اگر که ابعاد دیوارها معلوم است که به گام ۲ میرویم اگر معلوم نیست باید ابعاد اولیه انتخاب شود.

گام ۲: تعیین ممان واژگونی OTM از آنالیز نیروهای جانبی معادل:

گام ۳: محاسبه ممان واژگونی (مجموع نیروهای تیر پیوند) برای استفاده در گام ۱ و L فاصل بین مراکز دیوارها میباشد.

$$\sum_{i=1}^n V = CR \cdot \frac{OTM}{L} \quad \text{رابطه (۲-۷)}$$

گام ۴: توزیع برش قائم تیر پیوند، مقدار برش که از گام ۳ بدست می آید در تیرهای پیوند که به طور

$$\sum_{i=1}^N Vb / N \quad \text{رابطه (۲-۸)}$$

گام ۵: کنترل دریافت تقاضا: حدود تغییر شکل از روش های معقول یا بر مبنای FEMA-45-(2003) بدست

می آید. برای مثال بر مبنای روش های موجود مقدار دریافت نهایی برای دیوارها برای ایمنی جانی برابر

۰/۰۷ درصد است. برای بدست آوردن هر خیز باید یک مدل الاستیک ساخته شود و مشخصات مناسب

آنالیز مدل HCW انتخاب شود. مشخصات موثر اعضا مانند جدول ۲-۱ فرض می شود. اگر مقدار خیز

مناسب نبود بوسیله افزایش ابعاد دیوار یا تیر پیوند مقدار خیز به مقدار مجاز آن رسانده میشود. اگر نسبت

پیوند عوض شود باید گام ۲ کنترل شود.

گام ۶: توزیع نیرو در سیستم: برای محاسبه توزیع نیرو در سیستم، روش طراحی ظرفیت بصورت بادبندهای

برون محور است برای بدست آوردن توزیع نیرو در مدل پیشنهاد می شود که قیود انتهایی تیرهای پیوند

آزاد شود و نیروهای انتهایی تیرهای پیوند به دیوارها اعمال شود. نیروی برش تیر پیوند V_i و ممان m_i که

باید بر هر سطح نوار دوشود عبارتند از:

$$V = V_{beam\ i} \quad \gg \quad m_i = g V_{beam} / 2 \quad \text{رابطه (۲-۹)}$$

۲-۳-۵- معیارهای قابل قبول

در تیر پیوند انتظار می‌رود که پاسخ‌ها مشابه پاسخ تیرهای پیوند برشی در بادبندهای برون محور باشد. معیارهای قابل قبول برای پیوند برشی در FEMA-356 جدول ۵-۵ و ۵-۶ بر مبنای زاویه چرخش پلاستیک پیشنهاد می‌شود. برای استفاده کردن از ضوابط تیرهای پیوند برای تیر پیوند طول موثر تیر باید از معادله ۲ استفاده شود. مقاومت اسمی تیر پیوند باید از FEMA-356 بدست آید.

$$P = 1.2DL + 0.5LL + \left| \sum 1.1R_y V_n \right| \quad \text{رابطه (۲-۱۰) برای دیوارهای تحت فشار}$$

$$\frac{(AS - A'S)F_y + p}{twlwfrc} \leq 0.35 \quad \text{رابطه (۲-۱۱) برای اطمینان از پایداری محوری دیوار تحت فشار}$$

$$p = 0.9DL - \left| \sum 1.1R_y V_n \right| \quad \text{رابطه (۲-۱۲) برای دیوار تحت کشش}$$

ضوابط تیرهای پیوند فولادی مشابه بادبندهای برون محور است.

باتوجه به ضوابط AISC زاویه دوران θ_w برای رفتار برشی و خمشی به ترتیب برابر 0.008 و 0.003 می‌باشد

$$L_{eff} = \left(\frac{L_e}{5} + \frac{L_{clear}}{2} \right) * 2 \quad \text{رابطه (۲-۱۳)}$$

$$\theta_p = \theta_{pw} \frac{L}{L_{eff}} \quad \text{رابطه (۲-۱۴) } L \text{ فاصله مرکز به مرکز دیوار کوپله}$$

۲-۳-۴) فاصله سخت کننده ها

فاصله سخت کننده ها طبق روابط زیر بدست می آید.

$$\alpha_p = \pm 0.09 \text{ rad} \quad \alpha = 72.5 t_w - d/2 \quad \text{رابطه (۲-۱۵)}$$

$$\alpha_p = \pm 0.06 \text{ rad} \quad \alpha = 95 t_w - d/2 \quad \text{رابطه (۲-۱۶)}$$

که در این رابطه α فاصله بین سخت کننده های جان می‌باشد. استفاده از سخت کننده ها علاوه بر جلوگیری از کمانش موضعی جان به این دلیل است که بتوان از مقاومت پس از کمانش جان نیز استفاده کرد. در تیرهای پیوند با عمق کمتر از ۶۰ سانتی متر می‌توان در یک طرف تیر از سخت کننده استفاده نمود.

اگر $e \leq \frac{1.6mp}{V_p}$ باشد در این تیر برش حاکم است و تسلیم به صورت برشی خواهد بود

اگر $e \geq \frac{2.6mp}{V_p}$ باشد در این تیر خمش حاکم است و تسلیم به صورت خمشی خواهد بود و برش موجود $2Mp/e$

اگر $1.6Mp/V_p \leq e \leq 2.6mp/V_p$ اندر کنش بین خمش و برش وجود دارد.

که $m_p = ZF_y$ است که Z اساس پلاستیک و M_p ظرفیت خمشی تیر است و $V_p = 0.55dt_w F_y$ برای یک مقطع I شکل است. لنگرهای انتهایی تیر پیوند باید به $1.2Mp$ محدود شوند تا از کرنش های خمشی مخرب یا خرابی بال پیوند در نقطه اتصال به ستون جلوگیری شود برای اینکه حالت برش حاکم باشد مقدار Z مورد نیاز از معادله زیر بدست می آید. و مقطع باید طوری انتخاب شود که ممان مقاوم M_s ، بزرگتر از ممان معادل برای کرنش سخت شدگی در برش باشد.

$$Z_{req} = M_s / (\theta_b F_y) \quad \text{رابطه (۲-۱۷)}$$

$$M_s = L_{ff} \frac{V_p}{2} = \{ (L_{clear} + 2L_e / 5) / 2 \} * 1.35 V_p \quad \text{رابطه (۲-۱۸)}$$

$$V_n = 0.60 F_y (h - 2t_f) t_w \quad \text{رابطه (۲-۱۹)}$$

که h ارتفاع کلی مقطع و t_f ضخامت بال تیر پیوند t_w ضخامت جان تیر است. ضریب $1/35$ برای تعریف کرنش سخت شدگی جان تیر پیوند در نظر گرفته می شود. در تعیین Z_{req} باید از جان صرف نظر شود چون در برش باید تسلیم شود.

برای اطمینان از عدم کمانش موضعی بال و جان باید روابط زیر برقرار باشد.

$$h/t_w \leq 3.05 \sqrt{\left(\frac{E_s}{F_y} \right)} \quad \text{رابطه (۲-۲۰)}$$

$$b/t_f \leq 0.31 \sqrt{\left(\frac{E_s}{F_y} \right)} \quad \text{رابطه (۲-۲۱)}$$

سخت کننده های میانی در ناحیه مدفون تیر پیوند در طول معادل برای نقاط ثابت موثر از وجه دیوار باید تعبیه گردد. این سخت کننده ها برای تضمین اینکه در جان خزش رخ ندهد قرار داده می شوند و اگر طول مدفون کم باشد سبب خرد شدگی کاور خواهد شد.

بر طبق آیین نامه IBC2000 مقدار چرخش پلاستیک را برای رفتار برشی ۹٪ رادیان معرفی می کند.

برای تیر های پیوند برشی اگر دستیابی به دوران نهایی ۹٪ رادیان مورد نظر باشد فاصله سخت کننده ها نباید بیش از $\{30t_w-d/5\}$ و اگر دستیابی به دوران ۳٪ رادیان مورد نظر باشد فاصله سخت کننده ها نباید بیش از $\{52t_w-d/5\}$ باشد.

در تیر های پیوند با طول بزرگتر از $2.6M_p/V_p$ و کوچکتر از $5M_p/V_p$ در فاصله $1.5b_f$ از هر انتها یک سخت کننده قائم جان قرار میگیرد. برای پیوند بین حالت برش و خمش باید ضوابط مربوط به سخت کننده ها در دو حالت برقرار باشد.

برای تیرهای پیوند با طول بیش از $5M_p/V_p$ نیازی به سخت کننده قائم جان نمی باشد.

$$e \leq 1.6m_p/V_p \begin{cases} V_{ult} = 1.5V_p \\ Mult = e * V_{ult}/2 \end{cases} \quad \text{رابطه (۲-۲۲)}$$

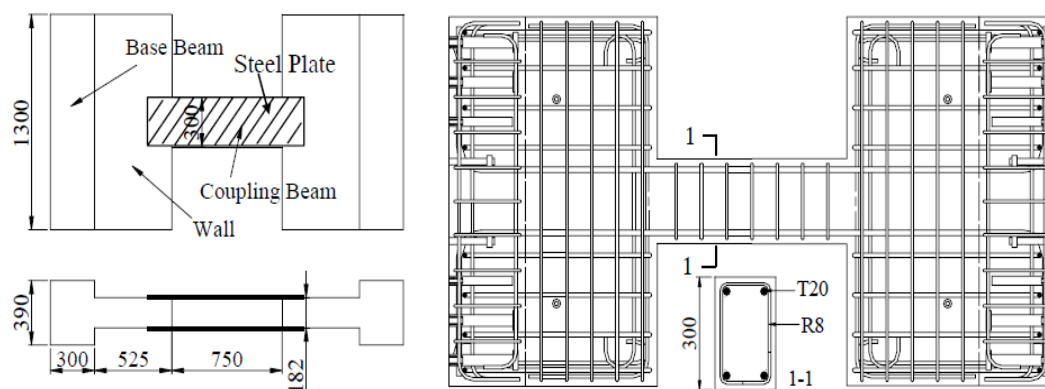
$$e \geq 2.6m_p/V_p \begin{cases} Mult = 1.5m_p \\ V_{ult} = 2Mult/e \end{cases} \quad \text{رابطه (۲-۲۳)}$$

۴-۲. مطالعه آزمایشگاهی و عددی تیرهای پیوند بتن مسلح تقویت شده با پللیت فولادی [۴]

۴-۲-۱- تشریح نمونه آزمایش

سه نمونه از تیرهای پیوند با ابعاد یکسان و جزییات آرماتورهای یکسان اما با شکل های مختلف اتصال آزمایش شده است. نمونه اول CB1 با جزییات آرماتورگذاری مرسوم بعنوان نمونه کنترل و دو تیردیگر

(CB2,CB3) با تقویت بوسیله پلیت فولادی مهار شده با ضخامت متفاوت طبق جدول ۲-۲ آزمایش شد. ابعاد و آرماتورگذاری نمونه CB2,CB3 در شکل ۲-۱۴ دیده می شود و خواص مواد در جدول ۲-۳ آمده است.



شکل ۲-۱۴: ابعاد و آرماتورگذاری نمونه CB2,CB3 [۴]

جدول ۲-۲: جزییات تیر پیوند [۴]

Beam	Span-Depth Ratio	Plate Thickness	Plate Thickness
CB1	2.5	N/A	N/A
CB2	2.5	3mm	At Ends and Span of the Plate
CB3	2.5	6mm	At Ends of the Plate

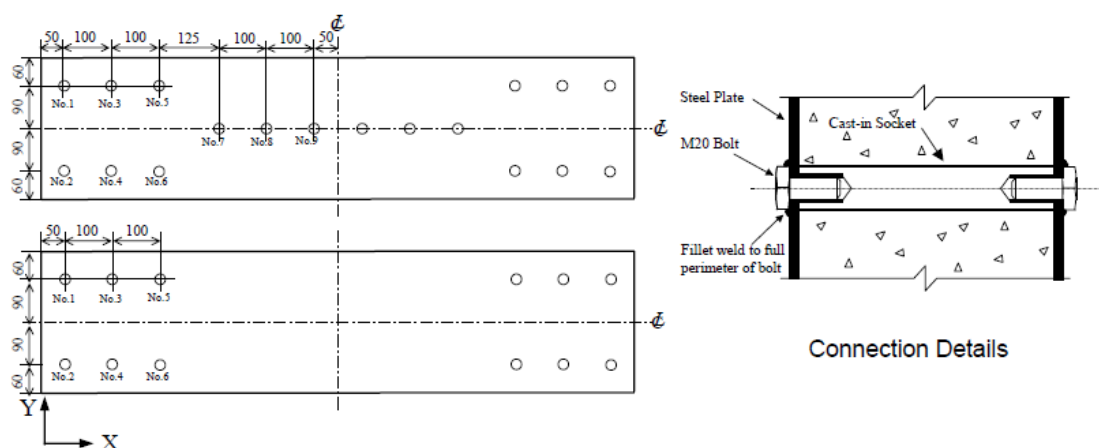
جدول ۲-۳: خواص بتن [۴]

Concrete	نمونه	F_{cu}	F'_{cu}
	CB1	50.2	43.9
	CB2	49.1	42.8
	CB3	44.3	42.6

جدول ۲-۴: خواص فولاد [۴]

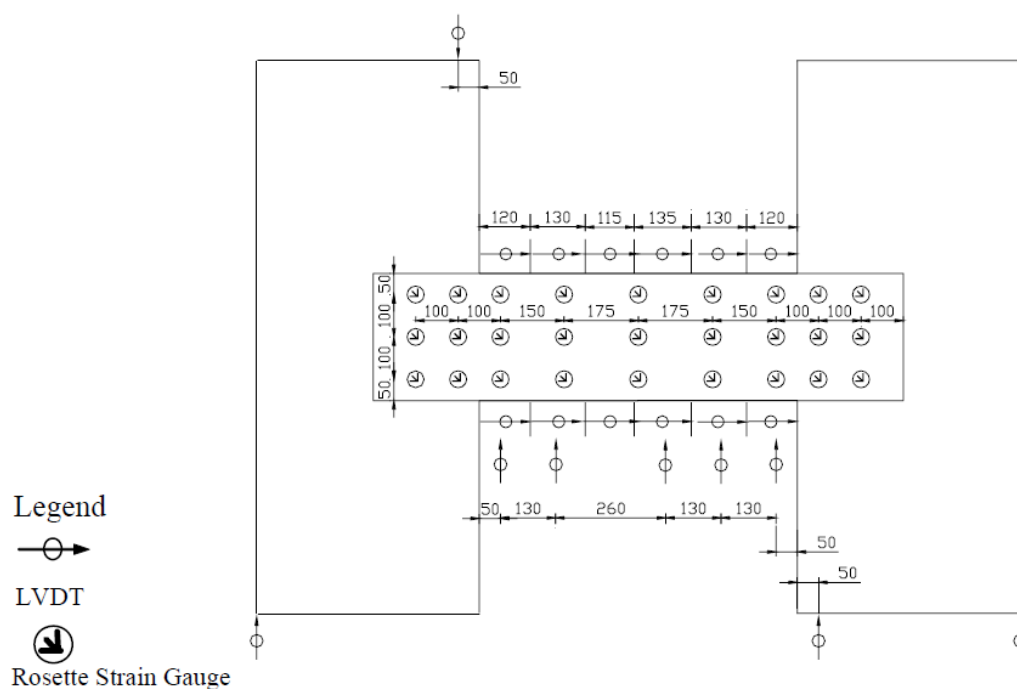
	نمره میلگرد و پلیت	F_y	Young's modulus
Steel Bar	R8	462.7	212000
	T10	571.0	211000
	T12	529.3	207000
	T16	549.2	210000
	T20	504.1	203000
Steel Plate	3mm	342.0	185000
	6mm	354.3	193000

طراحی نمونه کنترل، CB1 براساس اطمینان از شکست برشی قبل از شکست خمشی انجام شده است. برای دو نمونه (CB2, CB3) که با پلیتهای فولادی با پیچ های مهاری مهار شده اند بوشن مهاری قبل از بتن ریزی اختصاص یافته است. همه پلیت های فولادی 1250mm طول و 300mm عمق دارند. محل قرار گیری پیچ های مهاری در هر دو نمونه در شکل ۲-۱۵ نشان داده شده است بعد از عمل آوردن بتن، پلیتهای خارجی با بوشن هایی که ۸/۸ دور چرخانده می شوند، ثابت می شوند و قطر پیچ ها هم 2cm است و قطر سوراخ 22mm کمی بیشتر از قطر پیچ است، تا اینکه خطاهای ساخت را پوشش دهد.



شکل ۲-۱۵: پلیت فولادی و جزئیات قرار گیری بولتها [۴]

همه پیچ ها با یک گشتاور پیچشی 100N.M بسته می شوند. سپس برای جلوگیری از هرگونه لغزش پیچها به پلیت جوش می شوند. گج های الکترونیکی برای بررسی کرنش بعلاوه تنش داخلی و توزیع نیرو به آرماتورها و پلیتهای متصل می شوند. مبدل تغییر مکان خطی (LVDT) برای ثبت انحناء تیر پیوند استفاده شده است. در شکل ۲-۱۶ نحوه قرار گیری LVDT و گج ها در نمونه CB3 نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۶: نحوه قرارگیری گیج ها در نمونه CB3 [۴]

۲-۴-۲- نحوه انجام آزمایش

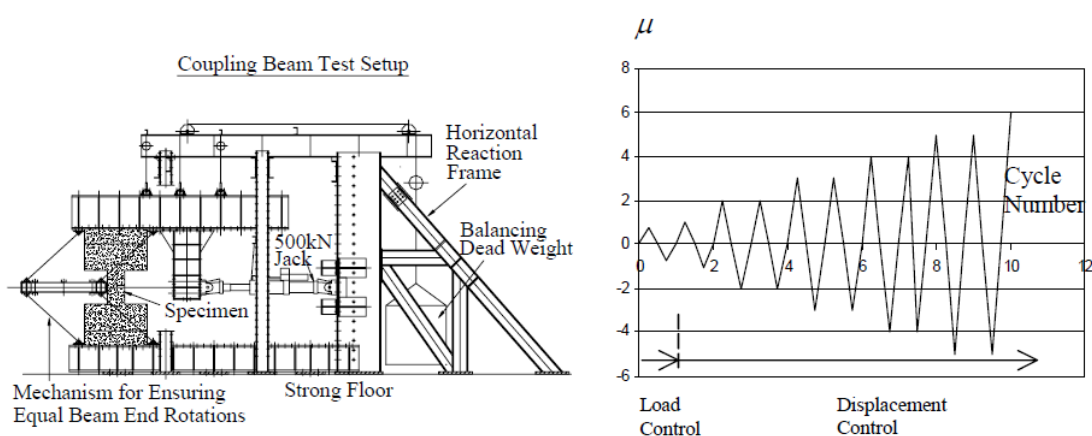
شکل های ۲-۱۷ و ۲-۱۸ نحوه آزمایش و بار گذاری را نشان می دهد. تیر پیوند تحت نیروی برشی ثابت در طول دهانه و یک تغییر ممان خمشی به صورت خطی در وسط دهانه قرار می گیرد. و برای شبیه سازی مکان واقعی پایه های دیوار در دو انتهای تیر پیوند مکانیسمی در نظر گرفته شده است. بارگذاری متناوب معکوس ابتدا بر هر نمونه بصورت کنترل شده تا ۷۵٪ ظرفیت برشی تئوری وارد شد. سیکل های بعدی تغییر مکان طوری کنترل شده است که نمونه تحت تغییر مکان برای ضریب شکل پذیری اسمی (μ_n) ۱ در سیکل اول قرار گرفته است.

چرخش تیر (θ) بصورت بصورت دیفرانسیل تغییر مکان بین دو انتهای تیر در راستای بار گذاری تقسیم بر طول خالص دهانه (l) تعریف می شود، که با استفاده از تغییر مکان های اندازه گیری شده توسط LVDIS محاسبه می شود. چرخش تسایم (θ_{yn}) در $\mu_n=1$ با استفاده از مقدار متوسط متناظر با بار گذاری

مثبت و منفی در ۷۵٪ ظرفیت برشی تئوری در زاویه تسلیم واقعی (θ_y) بدست می آید در شکل ۲-۱۷ جزئیات آزمایش دیده می شود.



شکل ۲-۱۷ تصویر نحوه آزمایش دیوار برشی کوپله بتنی [۴]



شکل ۲-۱۸: تصویر نحوه آزمایش و بار گذاری دیوار برشی کوپله بتنی [۴]

۲-۴-۳- نتایج آزمایش

۱- مقاومت و شکل پذیری

کار این نمونه با توجه به اطلاعات LVDT و کرنش های اندازه گیری و بوسیله آسیب های مشاهده شده و الگوی ترک ارزیابی می شود. جدول ۲-۵ جمع بندی نتایج آزمایش هر سه نمونه را نشان می دهد. پلیت های متصل شده باعث افزایش ظرفیت نهایی و شکل پذیری تیرهای نمونه CB2, CB3 میشود. برش نهایی Vu^* و زاویه چرخش قطری نهایی اندازه گیری شده (θu) برای نمونه CB2 به ترتیب ۳۷ و ۲۳ درصد افزایش مییابد و برای نمونه CB3 به ترتیب ۷۰ و ۶۲ درصد افزایش می یابد. ضریب شکل پذیری اسمی ماکزیمم که بصورت چرخش نهایی تقسیم بر چرخش تسلیم $\mu_n = \frac{(\theta u)}{(\theta_{yn})}$ تعریف می شوند، برای نمونه CB1 و CB2، CB3 به ترتیب معادل ۵/۱ و ۶/۲ است. ضریب شکل پذیری ماکزیمم که بصورت چرخش نهایی تقسیم بر چرخش اسمی تسلیم بدست آمده از آزمایش $\mu = \frac{(\theta u)}{(\theta y)}$ برای نمونه CB1 و CB2 و CB3 به ترتیب برابر ۳/۸ و ۳/۷ و ۳/۷ میباشد.

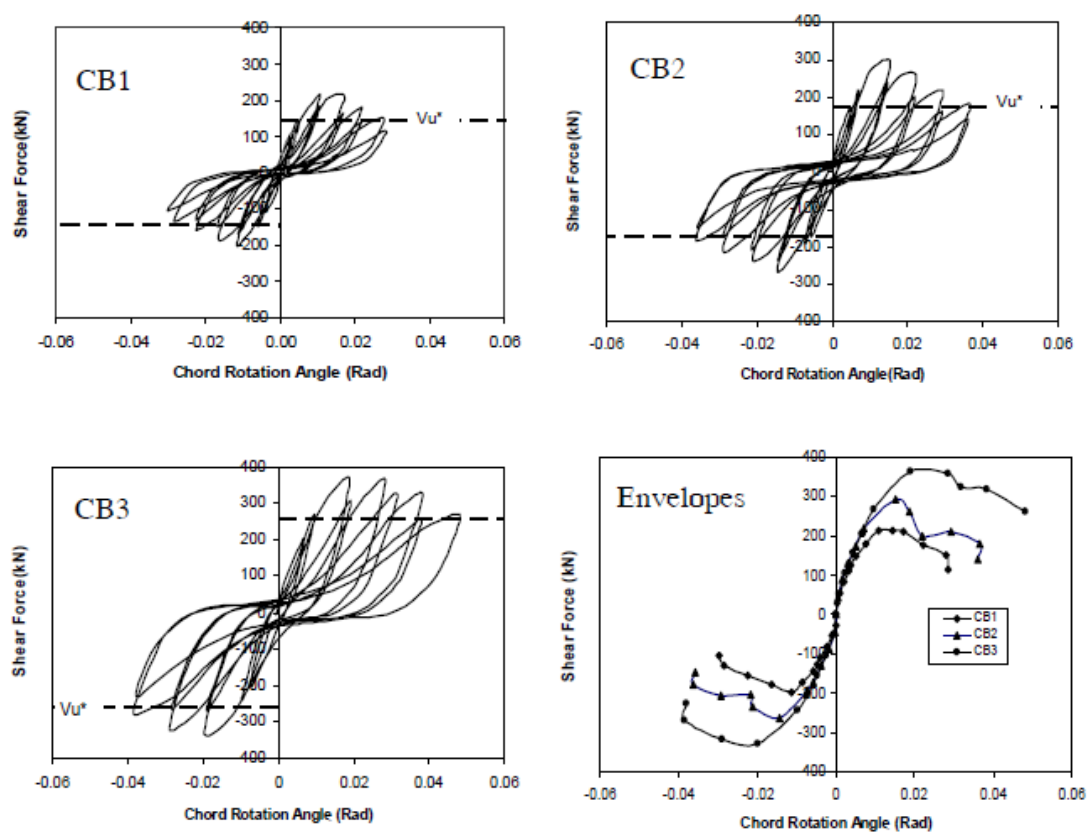
پلیت های متصل شده به مقدار کمی شکل پذیری تیر پیوند را کاهش می دهند. زیرا چسباندن پلیت فولادی شکل پذیر به تیرها باعث افزایش (θy) که کمی بیشتر از زاویه چرخش نهایی اندازه گیری شده (θu) است، میشود. شکل پذیری بصورت $\mu = \frac{(\theta u)}{(\theta y)}$ تعریف میشود بنابراین بوسیله اضافه کردن پلیت شکل پذیری کاهش می یابد. علاوه بر این اتصال ورق باعث افزایش سختی و ظرفیت تغییر شکل تیر میشود. تغییر شکل زیاد باعث خردشدگی بتن در فشار و منجر به شکست نهایی بتن میشود.

جدول ۵-۲: نتایج آزمایش دیوار برشی کوپله بتنی [۴]

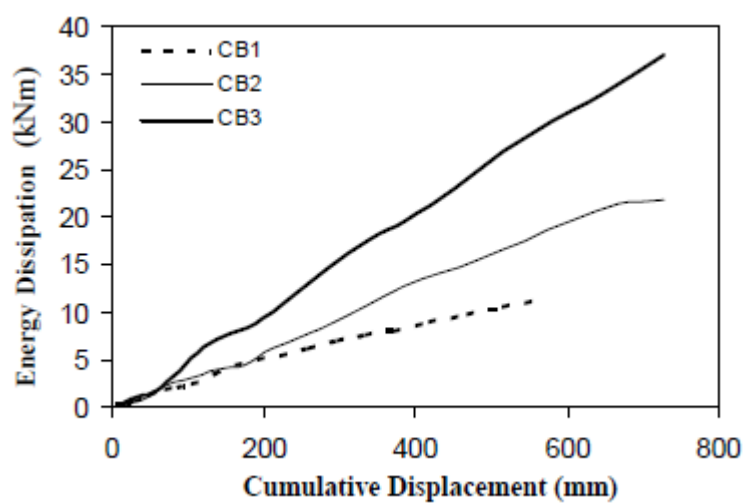
Specimen	V_u^* (kN)	V_{max} (kN)	V_{max} / V_u	θ_{jn} (rad)	θ_y (rad)	θ_u (rad)	μ_n	μ
CB1	151	213	1.4	0.0048	0.0078	0.0297	6.2	4.0
CB2	232	291	1.3	0.0072	0.0095	0.0365	5.1	3.8
CB3	274	363	1.3	0.0095	0.0129	0.0482	5.1	3.7

۲- منحنی بار-چرخش زاویه ای

شکل ۱۹-۲ نیروی برشی اعمال شده در مقابل زاویه چرخش را برای همه نمونه ها نشان می‌دهد. در شکل دیده می‌شود که سختی خمشی همه تیرهای پیوند تقویت شده با پلیت در مقایسه با نمونه کنترل افزایش می‌یابد منحنی نیروی برشی - چرخش قطری نمونه CB1 نشان دهنده Pinching خصوصاً در دامنه تغییر مکان های بزرگ است. که این Pinching باعث کاهش سریع سختی منحنی و کم شدن اتلاف انرژی می‌شود. منحنی برش - چرخش قطری در نمونه CB2 و CB3 مشابه هستند و Pinching کمتری دارند. هر دو نمونه نسبت به نمونه CB1 ظرفیت اتلاف انرژی و حلقه های هیستر تیک پایدارتری دارند.



شکل ۲-۱۹ پاسخهای هیسترتیک بار-زاویه دوران [۴]

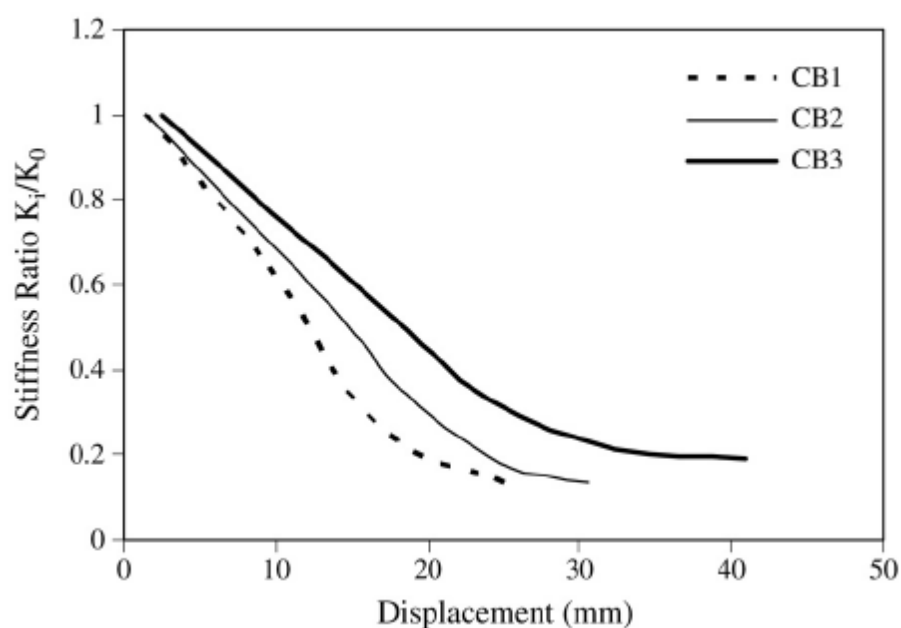


شکل ۲-۲۰ اتلاف انرژی [۴]

مقایسه اتلاف انرژی در CB2 و Cb3 نشان می‌دهد که در بین دو نمونه، تیر تقویت شده با پلیت ضخیم‌تر اتلاف انرژی بهتری دارد که دلیل آن این است که پلیت فولادی شکل پذیر بهتر تغییر شکل نشان می‌دهد و بهتر انرژی جذب میکند. در تغییر شکل های پلاستیک نتایج نشان می‌دهد که ورق های خارجی متصل شده می تواند بطور زیادی رفتار غیر الاستیک را در ترم هایی چون اتلاف انرژی بالا و کاهش افت مقاومت تیر پیوند بهبود ببخشد. کاهش سختی همه نمونه ها آزمایش شده در شکل ۲-۱۸ آمده است در این شکل سختی اولیه K_0 بصورت نیروی برشی نهایی تقسیم بر تغییر مکان تسلیم فرضی است.

۳- دیاگرام سختی نمونه ها

سختی اولیه K_0 برای CB1 و CB2 و CB3 به ترتیب برابر $37.46, 40.82, 30.6 \text{ kn/mm}$ است اگرچه CB3 با ورق ضخیم تری تقویت شده است. سختی اولیه کمتری از CB2 دارد که ناشی از پارگی ناقص جوش اتصالات در CB3 است. با توجه به شکل ۲-۲۱ دیده می شود که تیرهای پیوند تقویت شده CB2 و CB3 در صد افت سختی کمتری و ظرفیت تغییر شکل بیشتری نسبت به تیر پیوند بتنی CB1 دارد.



شکل ۲-۲۱: کاهش سختی نسبت به جابجایی [۴]

۴-الگوی آسیب و ترک

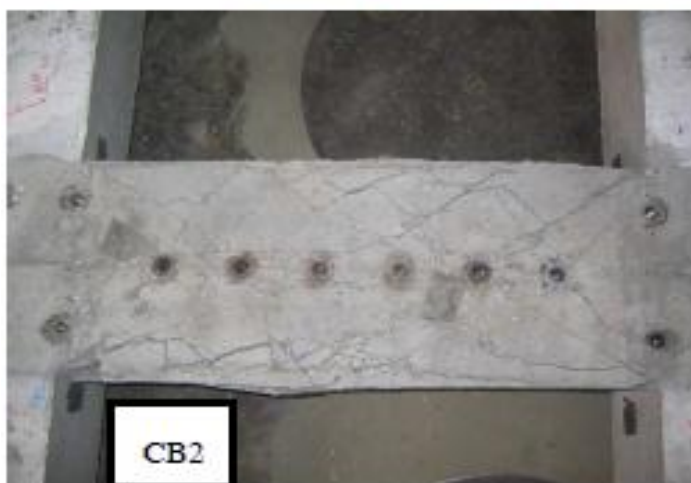
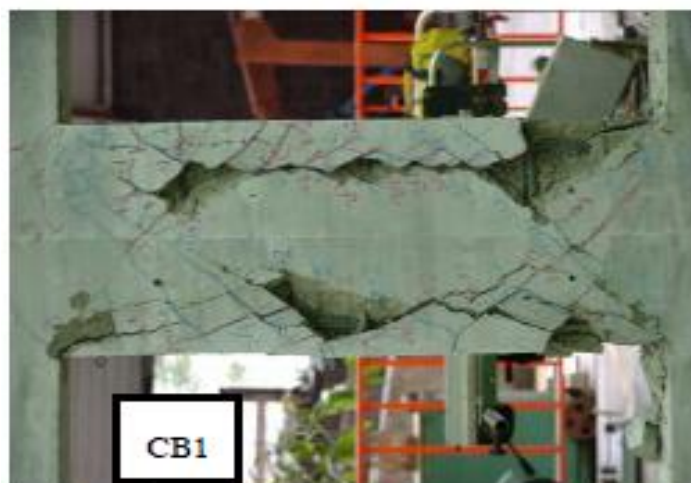
الگوی ترک در همه پایه های دیوار در همه نمونه ها مشابه بود. در شکل ۲-۲۲ الگوهای ترک در گسیختگی همه تیرهای پیوند نشان داده شده است. مفاصل پلاستیک مجاور اتصال تیر به دیوار و خردشدگی بتن در امتداد آرماتورهای طولی را می توان در نمونه CB1 مشاهده نمود. مدهای آسیب بصورت شکست خمشی برشی طبقه بندی می شود. برای نمونه CB2 ترکها در امتداد دهانه تیر پیوند پراکنده شده اند و مفصل پلاستیک مهمی مشاهده نمی شود.

نحوه قرار گیری مهارها (BOLT) در تیر پیوند میتواند با روشهای طراحی بهینه گروه بولت مورد مطالعه قرار گیرد. مفصل پلاستیک شکل گرفته در انتهای تیر مشاهده می شود. پلایت فولادی ضخیم تر (6mm) می تواند موثر باشد و کمانش پلایت را کم کند بطوریکه باعث افزایش در ضریب شکل پذیری شود. پوشش بتن برای آرماتورهای اصلی تیر بتدریج تخریب می شود که ناشی از افزایش نیروی فشاری در طول تیر است. خردشدگی های بتن تحت فشار منجر به گسیختگی نهایی تیر می شود.

۵- رفتار پلایت فولادی خارجی

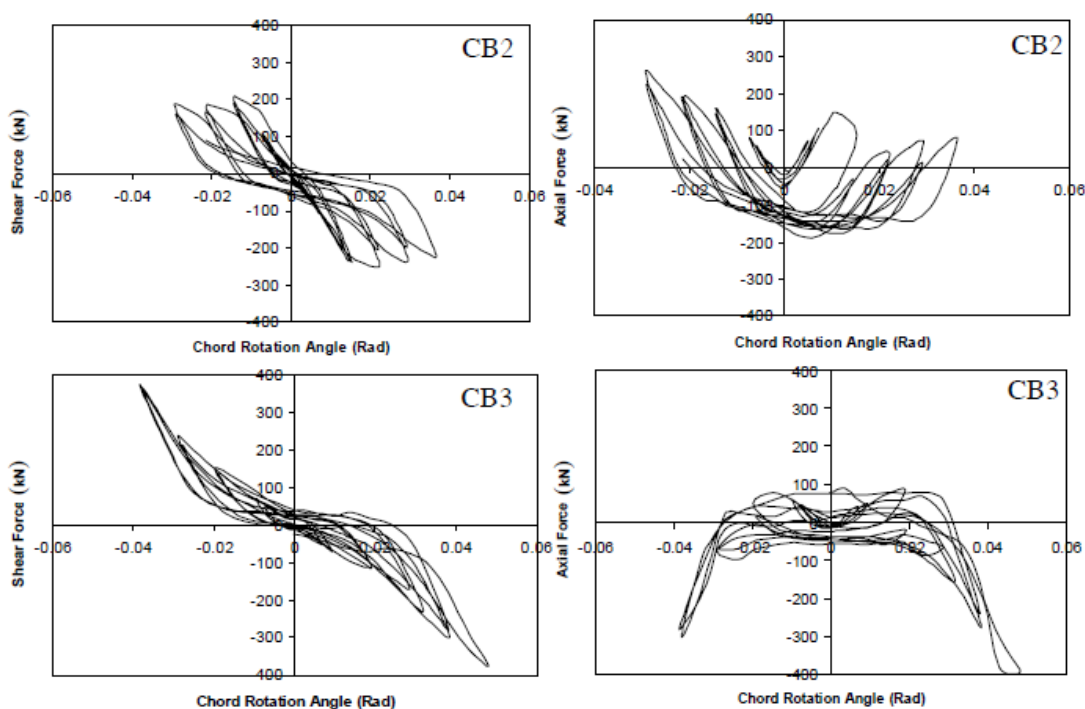
تنش و کرنش و نیروهای داخلی پلایت های خارجی فولادی را می توان بوسیله آنالیز اطلاعات بدست آمده از گلبزرگ کرنش گیج های متصل شده به سطح پلایت به علاوه بصورت مشاهدات تغییر شکل های بزرگ مشاهده کرد. کرنش محوری و برشی در پلایت فولادی ابتدا با اندازه گیری کرنش بدست می آید. سپس بوسیله فرض تغییرات خطی کرنش بین گیج های کرنش و روابط تنش-کرنش نیروهای داخلی هر مقطع می تواند محاسبه شود.

شکل ۲-۲۳ تغییرات برشی و نیروی محوری در وسط دهانه در پلایت فولادی را نشان میدهد. نتایج نشان میدهد که پلایتهای فولادی برای CB2 و CB3 نیروی برشی بیشتری جذب می کنند که در نتیجه آن



شکل ۲-۲۲: مدهای شکست نمونه ها [۴]

چرخش تیز افزایش می یابد. پلایت تقریباً همه نیروی برش را وقتی که ضریب شکل پذیری اسمی بیشتر از ۳ است تحمل میکند. برای CB2 مقاومت برشی پلایت فولادی بعد از ضریب شکل پذیری ۲+ به ماکزیمم مقدار میرسد که این به علت تسلیم موضعی و کمانش پلایت فولادی است و ظرفیت باربری را محدود میکند.



شکل ۲-۲۳: نیروهای داخلی مقطع - زاویه دوران [۴]

به علت طولیل بودن تیر بتنی، تحت بارهای تناوبی نیروی کششی در پلایت فولادی وقتی که به نقاط ماکزیمم بارگذاری (در سیکل منفی یا مثبت) میرسد افزایش پیدا می کند.

بعد از ضریب شکل پذیری ۲+ تشکیل مفاصل پلاستیک دائمی رخ میدهد و در پلایت انبساط بوجود می آید. سازگاری کرنش بین بتن آرمه و پلایت فولادی منجر به افزایش فشار در پلایت فولادی و تولید کشش در بتن آرمه می شود.

انرژی اتلاف شده بوسیله پلیت فولادی CB3 کمتر از CB2 است. در طی آزمایش در پلیت فولادی ترکیبی از خمش، برش و نیروی محوری ایجاد می شود. وقتی که بار اعمال شده بیشتر از حد بحرانی شود نیروی فشاری قطری ایجاد شده سبب کمانش موضعی در ورق می شود. این پدیده برای تیر پیوند تقویت شده با پلیت فولادی در اثر بارهای متناوب یک حالت بحرانی است.



CB2

CB3

شکل ۲-۲۴: مدهای کمانش موضعی پلیت فولادی خارجی در CB2 و CB3 [۴]

کمانش موضعی پلیت فولادی در نزدیکی اتصال تیر به دیوار رخ میدهد. همانطور که پلیت فولادی نازکتر که در نمونه CB2 استفاده شده است در مقایسه با CB3 کمانش های موضعی جدی تری در CB2 رخ میدهد. به علاوه بولتها که در طول دهانه تیر CB2 قرار گرفته اند کمانش را کنترل می کنند. علیرغم کمانش در پلیت فولادی کاهش زیادی در مقاومت CB2، CB3 پدید نمی آید که این به علت نیروی فشاری است که بوسیله پلیت فولادی به بتن بعد از کمانش پلیت منتقل می شود.

۶- نیروی توزیع شده در بولتها

بر مبنای کرنش اندازه گیری شده از گیج های گلبرگ کرنش متصل شده به سطح پلیت و روابط تنش-کرنش فولاد، تنش داخلی در مقاطع عرضی پلیت فولادی محاسبه میشود. نیروی بولتها از ارزیابی بوسیله

در نظر گرفتن تعادل نیروبر روی پیکره آزاد جسم از سمت چپ تا سمت راست پلایت بدست آمده است. جدول ۶-۲ الف نیروی توزیع شده بولتها در بار نهایی در نمونه CB2 را نشان میدهد.

۶-۲ الف نیروی توزیع شده در بولتها در نمونه CB2 [۴]

No. Force(kN)	Bolt1	Bolt2	Bolt3	Bolt4	Bolt5	Bolt6	Bolt7	Bolt8	Bolt9
X-Direction	-21.1	-21.1	10.0	10.0	30.1	30.1	-17.4	-7.2	-6.9
Y-Direction	33.6	3.5	8.1	-12.2	-5.7	20.8	-3.4	12.5	-3.8

۶-۲ ب نیروی توزیع شده در بولتها در نمونه CB3 [۴]

No. Force(kN)	Bolt1	Bolt2	Bolt3	Bolt4	Bolt5	Bolt6
X-Direction	-14.2	-14.3	-23.2	-23.2	-21.3	-21.3
Y-Direction	35.5	-25.5	5.9	23.4	3.2	28.6

نیروی بولتها در دهانه نمونه (بولت ۷ تا ۹) CB2 خیلی کوچکتر از نیروی بولت مهار دیوار (بولت ۱ و ۶) است. نیروی بولتهای داخلی مهار دیوار (بولت ۳ و ۴) نسبتاً کم است. همچنین نتایج نشان میدهد بولتهای قسمتهای خارجی گروه و بولتهای موجود در دهانه تیر تاثیر کم بر روی نیروی منتقل شده بین پلایت فولادی و بتن دارد. با این حال اهمیت بولتهای در دهانه تیر در جلوگیری از کمناش پلایت است.

جدول ۶-۲ ب نیروی توزیع شده بین بولتهای نمونه CB3 را نشان می دهد. مشاهده می شود که نیروی بولتها در محلهای داخلی خیلی کمتر از نیروهای بولتهایی هستند که در گوشه قرار دارند. ماکزیمم نیروی برش بوسیله بولتها ۴۰ kN است که خیلی کمتر از ظرفیت برش ۹۱ kN همه بولتها است. بر مبنای مشاهدات تجربی، بیشترین تاثیر نحوه قرار گیری بولتها در گروه بولتها برای چهار بولت گوشه در مهار دیوار است.

۲-۵. رفتار لرزه ای و طراحی تیرهای پیوند فولادی در دیوار برشی های پیوند دوگانه [۹]

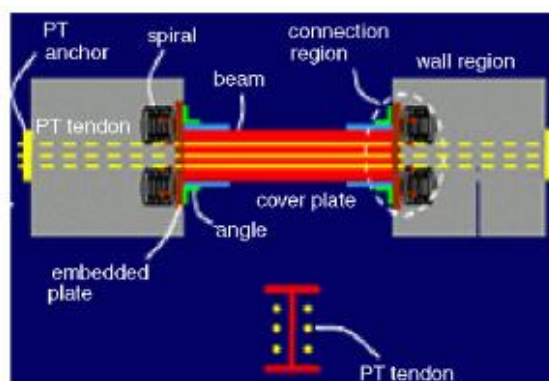
۲-۵-۱: مقدمه

در ساختمان های چند طبقه بتن آرمه دیوار برشی پیوند دوگانه می تواند باعث فراهم آوردن سیستم سازه ای موثر برای مقاومت در برابر بارهای افقی ناشی از باد یا زلزله گردند. در دهه گذشته برنامه های آزمایش متعددی برای اندر کنش بین تیر پیوند فولادی و دیوار برشی بتنی انجام گرفته است. آزمایش مشروح در دانشگاه Cincinnati مورد بررسی قرار گرفت. در مورد پاسخ های تیر پیوند فولادی و رفتار کلی سیستم دیوار برشی دو گانه آزمایش بر روی سیستم دیوار برشی دو گانه در دانشگاه mcgill, montreal منجر به یک نظریه در مورد طراحی این سیستم شد. مطالعه تجربی تیرهای پیوند کامپوزیت بتن و فولاد در دانشگاه Tsinghua در Beijing برای بررسی تاثیر محدود کردن تیر پیوند در تسلیم برشی انجام شد. این مطالعه تجربی مقدماتی در ارتباط با رفتار چرخه ای غیر الاستیک تیر پیوند فولادی با سیستم دیوار برشی پیوند استاما به طور عمیق به بررسی مقاومت اتصال نپرداخته است. یک مطالعه تجربی در Chungnum در دانشگاه Daejeon نیز برای بررسی رفتار لرزه ای تیر پیوند فولادی در دیوار برش های دوگانه پرداخت. بر مبنای مشاهدات مطالعات تجربی، چندین نوع از تیرهای پیوند با جزییات متفاوت به طوریکه در شکل ۲-۲۵ نشان داده شده است مورد بررسی قرار گرفت تعدادی از مطالعات قبلی نیز برای بررسی رفتار لرزه ای تیرهای پیوند فولادی در دیوار برش های دوگانه متمرکز شده بود. با این حال روش طراحی این تیرها با جزییات اتصال و در نظر گرفتن گل میخ و خاموتهای افقی مورد بررسی قرار نگرفته است.

در مطالعه موجود رفتار لرزه ای تیر های پیوند فولادی و مکانیسم های شکست و پاسخ های هیستریزیس، مقاومت، سختی، طول مدفون موثر و مشخصه های اتلاف انرژی به علاوه روش طراحی لرزه ای ارائه می شود



(a)



(b)



(c)



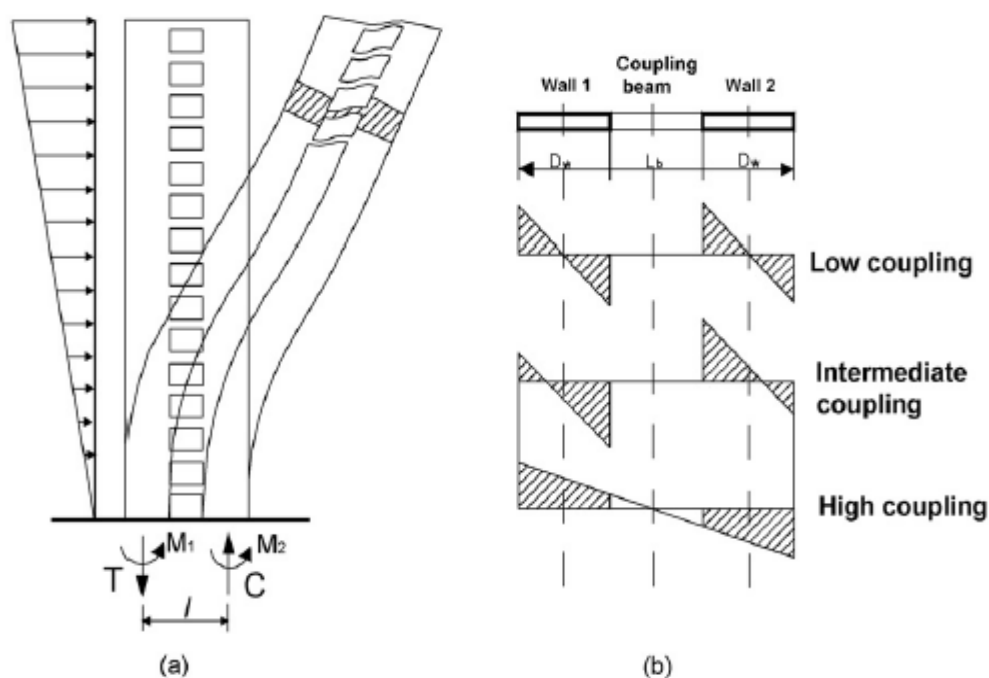
(d)



Coupling beams: (a) concrete coupling beam (Harries et al., 2005), (b) PS coupling beam (Kurama and Shen, 2004), (c) composite coupling beam (Su and Zhu, 2005), (d) shear plate coupling beam (Fortney et al., 2006), (e) fuse coupling beam (Shahrooz and Fortney, 2005) and (f) HPRCCs coupling beam (Yun et al)

شکل ۲-۲۵ چندین نوع از تیرهای پیوند با جزییات متفاوت [۹]

تسلیم زودرس جان در دهانه آزاد تیر پیوند فولادی قبل از آنکه شکست بتن اتفاق بیفتد نزدیک به وجه دیوار برشی رخ میدهد. نمونه FCF دهانه آزادی به طول 1200mm دارد که به صورت تیر پیوند با حالت خمش بحرانی طراحی میشود.



شکل ۲-۲۶ رفتار دیوار برشی کوبله دوگانه با چند درجه آزادی [۹]

۲-۵-۲: برنامه آزمایش

سازه شامل ۵ دیوار برشی بتن آرمه می باشد که بصورت هسته مرکزی به هم متصل هستند سیستم سقف دال می باشد و سیستم سازه ای قاب فولادی است برش و ممان طراحی در طبقه ۳۷ از همه طبقات بیشتر است. به همین دلیل تیرهای پیوند در این طبقه اهمیت زیادی دارند.

الف: مشخصات نمونه ها

ابعاد کلی دیوار و تیر پیوند فولادی استفاده شده در شکل ۲-۲۷ جمع بندی شده است. متغیرهای آزمایش و جزییات مورد استفاده در این مطالعه در جدول ۲-۷ و ۲-۸ آمده است.

Test variables										
Detail	Specimen name	h (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	l_{clear} (mm)	l_e (mm)	l/h	Loading history	Predicted failure mode ^a
	SBVRF	350	175	7	11	800	300	3.43	C	CF
	SCF	244	175	7	11	600	300	3.43	C	SCF
	FCF	244	175	7	11	1200	300	3.43	C	FCF

^a CF, connection failure; FCF, flexural critical failure; SCF, shear critical failure.

جدول ۲-۷ مشخصات نمونه های آزمایش [۹]

Details of test specimens

Specimens	Item					Remark
	Stud bolts	Horizontal ties	Wall reinforcements		Eccentricity of vertical load e (mm)	
			In wall	In connections		
SBVRT	12- ϕ 19	4-HD10	HD13@230	HD13@230	+150	Connection failure $l/(M_n/V_n) = 1.8$
SCF	12- ϕ 19	4-HD10	HD13@230	HD13@230	+150	Shear critical $l/(M_n/V_n) = 1.4$
FCF	12- ϕ 19	4-HD10	HD13@230	HD19@100	+150	Flexure critical $l/(M_n/V_n) = 2.8$

جدول ۲-۸ جزئیات نمونه های آزمایش [۹]

ب: مشخصات مصالح

Average concrete compressive strengths

Compressive strength (MPa)	Ultimate strain (μ)	Slump (mm)	Elastic modulus (GPa)	Poisson's ratio
30.0	2340	150	26.2	0.11

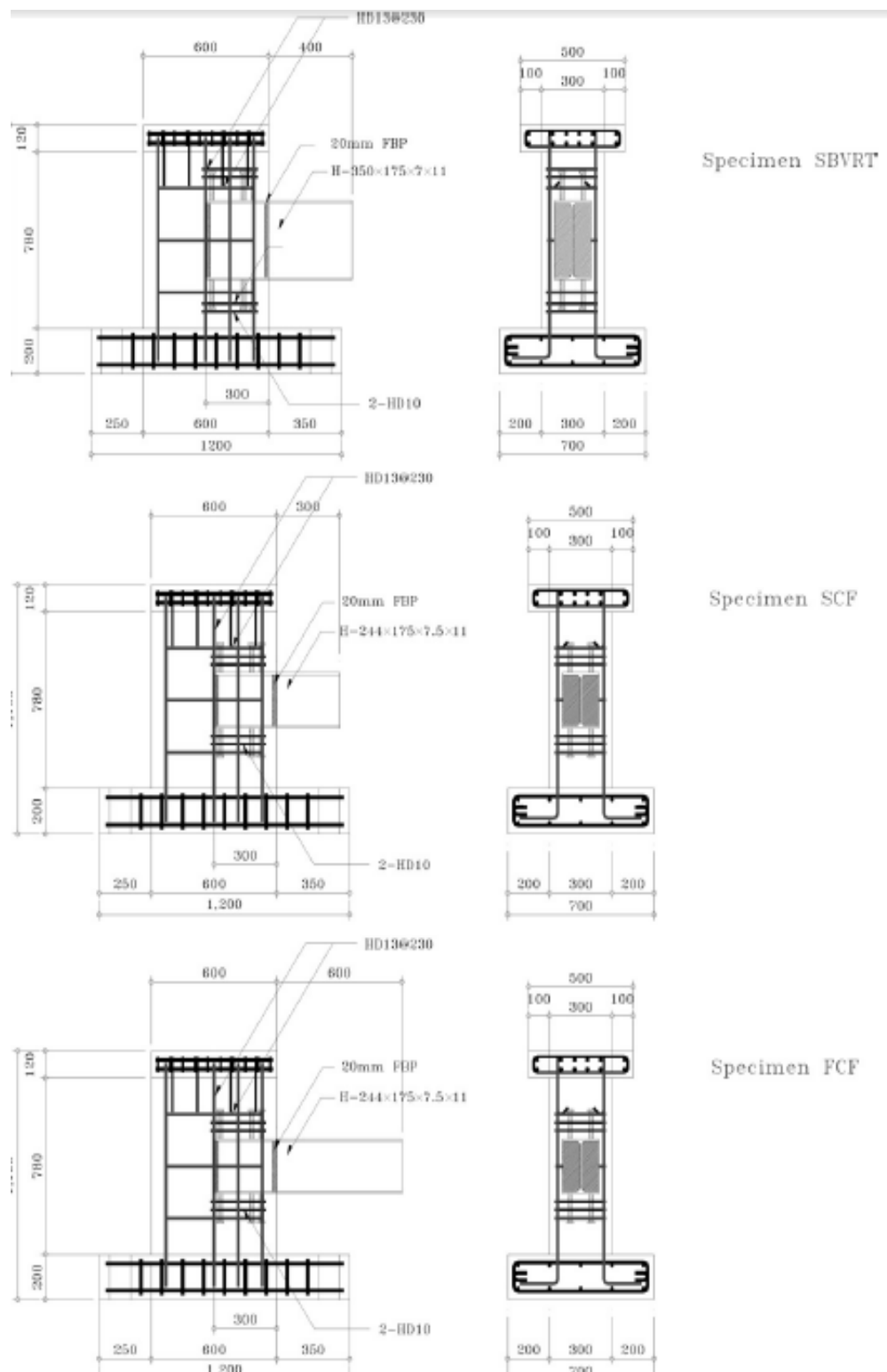
At the time of testing.

Mechanical properties of steel

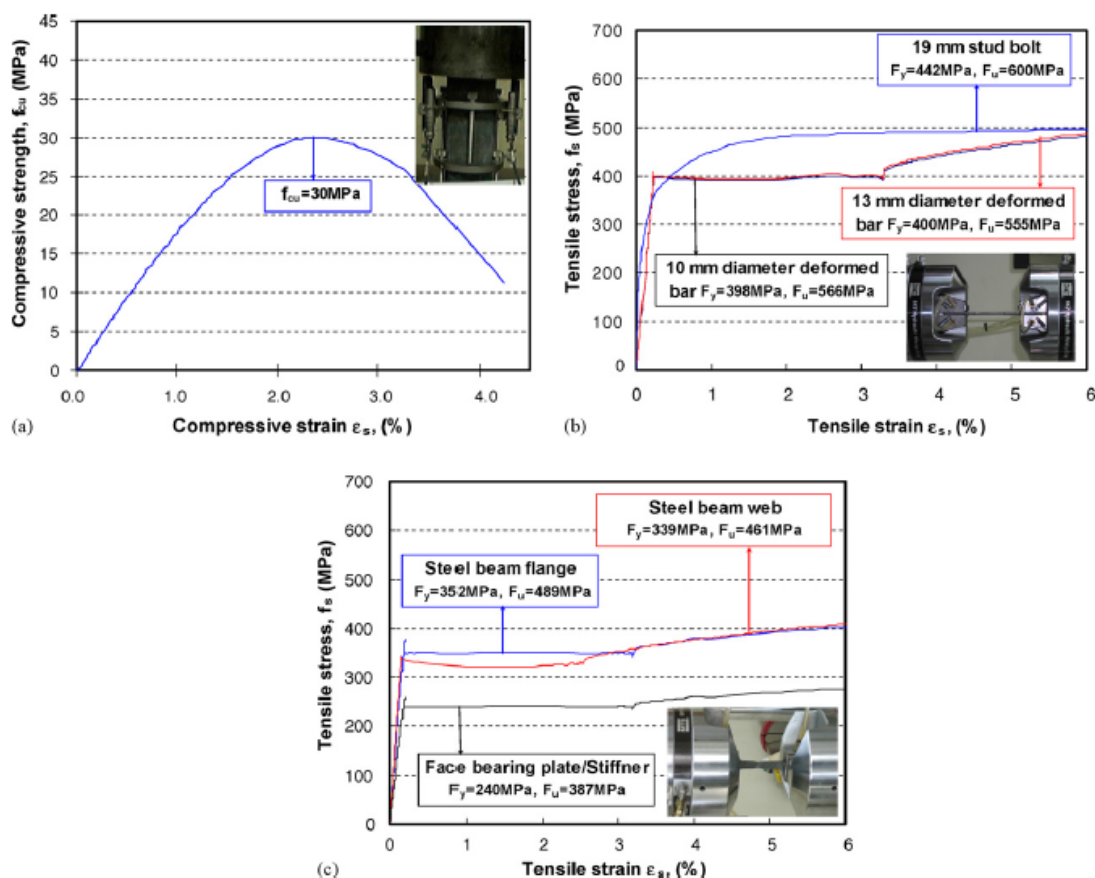
Type		Item			
		Yield strength f_y (MPa)	Yield strain $\epsilon_y (\times 10^{-6})$	Elastic modulus E_s (GPa)	Ultimate strength f_{su} (MPa)
Reinforcement	10 mm diameter deformed bar	398	2325	171.2	566
	13 mm diameter deformed bar	400	2533	157.9	555
Steel	Beam flange	339	1682	201.2	461
	Beam web	352	1827	192.7	489
Stud bolts	19 mm diameter deformed bar	362	1701	215.8	449

جدول ۲-۹: مشخصات فولاد و بتن [۸]

مقاومت ۲۸ روزه بتن 30Mpa بری هر سه نمونه مدنظر قرار می گیرد. ماکزیمم بعد سنگدانه ها 15mm برای اطمینان از تراکم خوب بتن است. در نمونه آزمایش اسلامپ بتن 150mm است. برای هر نمونه یک نمونه استوانه ای برای اندازه گیری مقاومت تهیه شد. مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری با استفاده از روش های شرح داده شده در ASTM انجام شد. قطر آرماتورهای افقی و قائم 13mm هستند. آزمایش کشش بر روی همه ابعاد نمونه با توجه استاندارد ASTM، A370 برای تعیین تنش تسلیم و تنش نهایی فولاد انجام شد.



شکل ۲-۲۷: جزییات تیرهای پیوند و اتصال تیر به دیوار [۹]

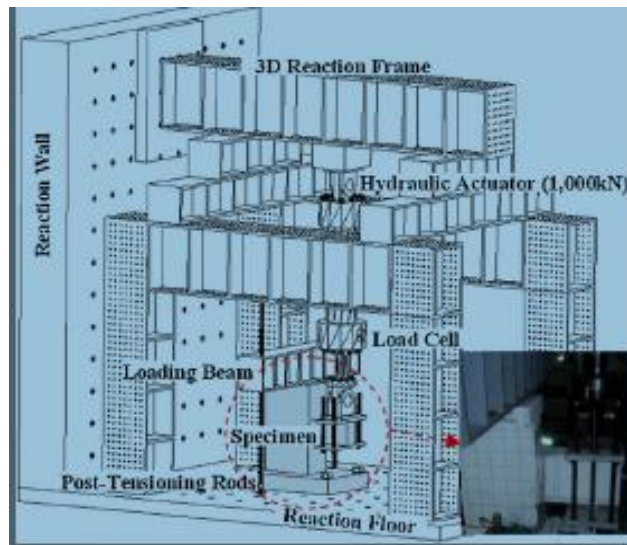


Material properties of concrete and steel: (a) concrete, (b) reinforcing steel, (c) steel coupling beam flange, web and FBP/Stiffener

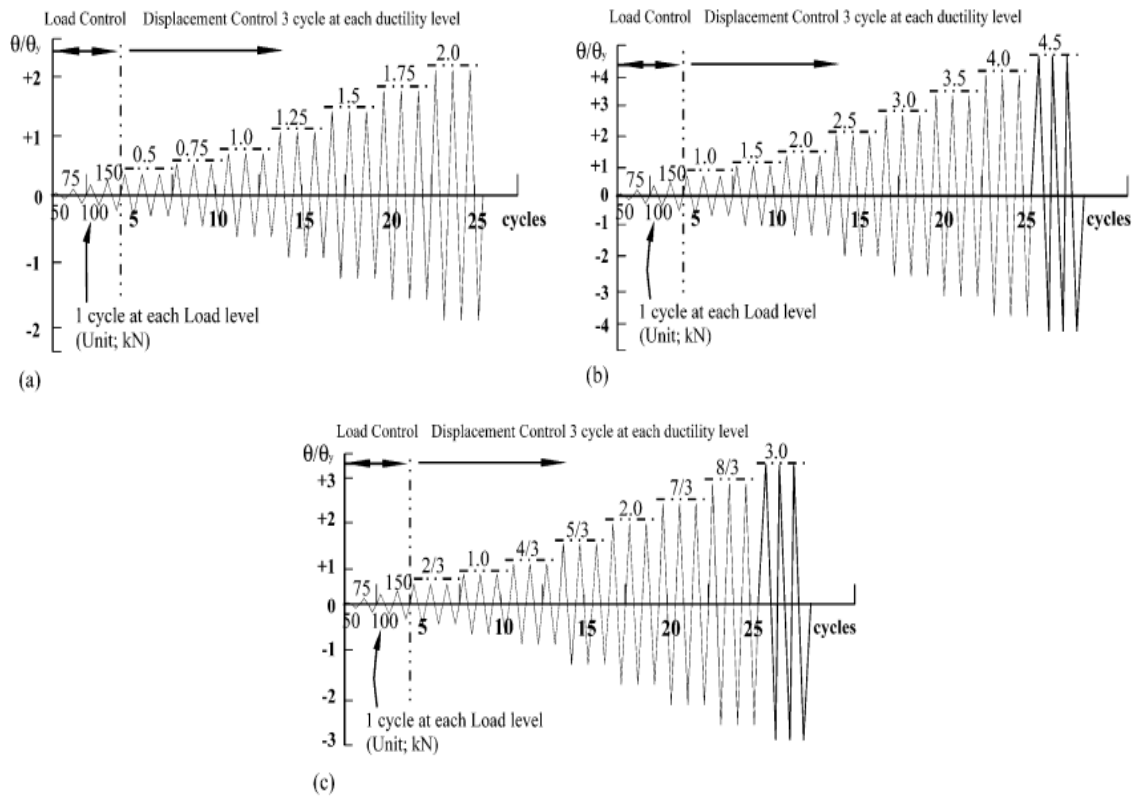
شکل ۲-۲۸: مشخصات مصالح بتن و فولاد [۹]

ج: روش آزمایش

یک دیاگرام شماتیک از آزمایش در شکل ۲-۲۹ آمده است. بار گذاری نمونه توسط ۲ محرک کنترل شونده که یک جک هیدرولیکی ۱۰۰۰kn برای اعمال بار به دیوار و جک هیدرولیکی ۲۰۰۰kn برای اعمال بار به تیر پیوند فولادی بکار گرفته می شود هر دو محرک توسط کامپیوتر کنترل می شوند. جابجایی همه نمونه ها برای تغییر مکان های مشابه با افزایش تدریجی دامنه کنترل خواهد شد. جابجایی های طبقه در طول تست در شکل ۲-۳۰ نشان داده شده است θ_y نشان دهنده زاویه چرخش متناظر با جابجایی حد تسلیم تیر پیوند است. اطلاعاتی که از بار گذاری جکهای هیدرو لیکی بدست می آیند شامل: خیز و زاویه دوران تیر پیوند، کرنش بتن در ناحیه مدفون و کرنش بال و جان تیر فولادی است.



شکل ۲-۲۹: روش آزمایش [۹]



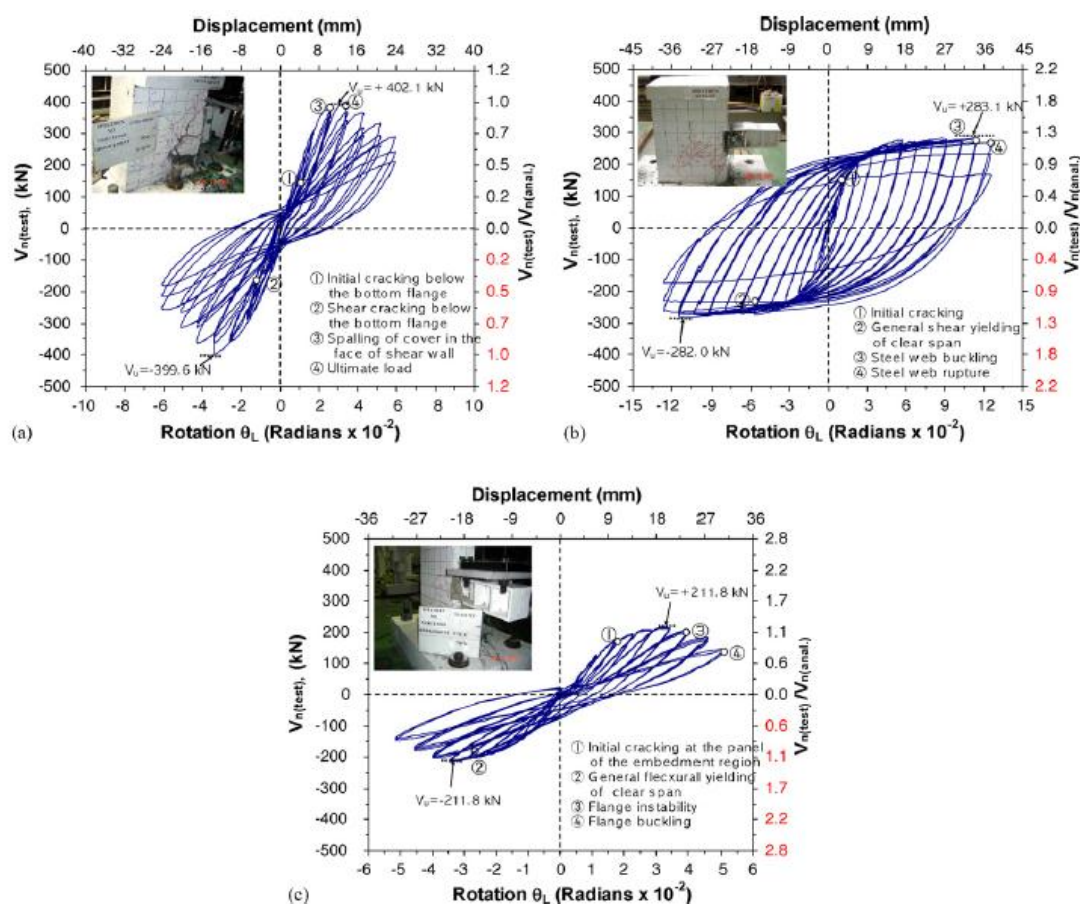
Displacement history: (a) load history 1 (Specimen SBVRT), (b) load history 2 (Specimen SCF), (c) load history 3 (Specimen FCF)

شکل ۲-۳۰: تاریخچه بار گذاری [۹]

۲-۵-۳- نتایج آزمایش

۱- الگوی ترک و پاسخ هیسترتیک

الگوی ترک و پاسخ های هیستریزیس نمونه های FCF، SCF، SBVRT در شکل ۲-۳۱ آمده است.



Load-rotational angle hysteretic loops: (a) Specimen SBVRT, (b) Specimen SCF, (c) Specimen FCF.

شکل ۲-۳۱: منحنی هیستریزیس بار-زاویه دوران [۹]

نمونه SBVRT ابتدا ترک های قائم در سطح تماس بتن و بال تیر فولادی در بالا و پایین بال با زاویه چرخش 0.017 رادیان مشاهده میشود. ترکهای مایل در سطح تماس بال و بتن با زاویه حدود 0.019 رادیان در سطح داخلی دیوار ادامه می یابند. شکست بتن در امتداد بالا و پایین تیر پیوند در جلوی ناحیه فشار ابتدا با زاویه 0.043 رادیان مشاهده می شود که در شکل ۲-۳۱a نشان داده شده است.

نمونه SCF چندین کمانش جان در دهانه خالص تیر پیوند فولادی که منجر به شکست شده است در شکل ۲-۳۱ نشان داده شده است.

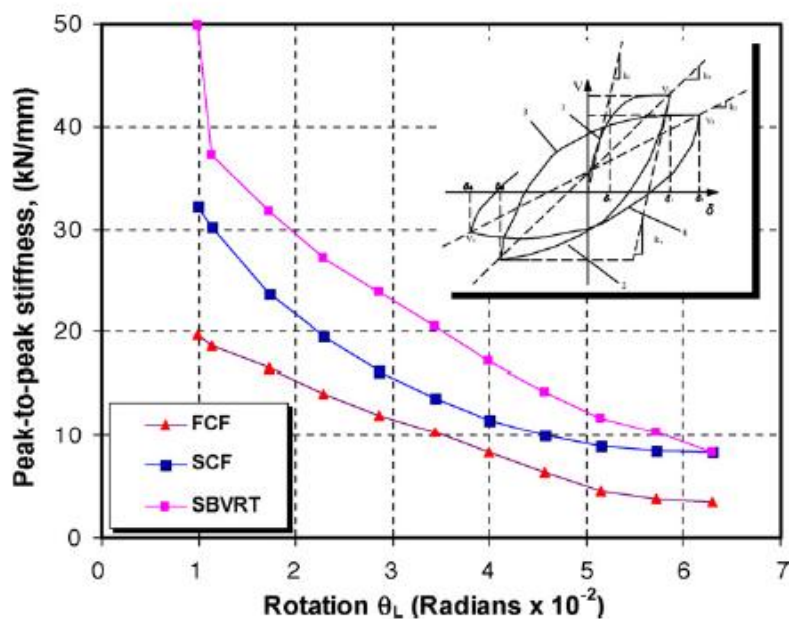
طول دهانه آزاد نمونه FCF، 1200mm است که بر اساس رفتار خمشی تیر پیوند طراحی خواهد شد. پاسخ نمونه FCF به طور قابل توجهی صلبیت کمتری از نمونه SCF دارد. مفاصل خمشی در نواحی دور از ممان ماکزیمم رخ میدهد به طوریکه در شکل ۲-۳۱ نشان داده شده است با مشاهده مدهای شکست وقتیکه درجه خسارت سازه ها را در نظر می گیریم پیوند برشی برای بهسازی و احیا کردن معقولتر است.

۲- مشخصات سختی نمونه ها

شکل ۲-۳۲ افت سختی را در مقابل زاویه دوران نشان میدهد. Peak اولیه سختی نمونه FCF، SCF، SBVRT در بین 19.81 و 49.82KN قرار دارد اما در زاویه دوران 0.063 رادیان مقدار سختی همه نمونه ها مشابه به هم هستند. و بین 3.51-6.29KN قرار دارد.

برای زاویه دوران 0.014 رادیان افت منحنی نمونه FCF، SCF، SBVRT ۷/۷۴، ۹/۹۳، ۳/۹۴٪ منحنی اولیه به ترتیب میباشد. افت منحنی کلی نیز همچنین برای نمونه FCF در مقایسه با SBVRT و SCF کمتر است. در مقایسه با نتایج آزمایش قبلی نسبت افت سختی در تیر پیوند برش بحرانی دهانه آزاد کوتاهتری نسبت به تیر با حالت خمش بحرانی دارد.

بر مبنای سه نتیجه آزمایش موثرترین نقطه ثابت تیر پیوند فولادی با میلگرد های فرعی در گوشه دیوار با طول مدفون حدود $\frac{1}{6}$ تا $\frac{1}{5}$ طول می باشد. که این مقدار خیلی کمتر از $\frac{le}{4} - \frac{le}{3}$ که در آزمایش های قبلی یافت شده بوده است. برای افزایش درجه صلب تیر پیوند فولادی در وجه دیوار وجود میلگرد های فرعی می توانند مفید باشند



شکل ۳۲-۲ افت سختی را در مقابل زاویه دوران [۹]

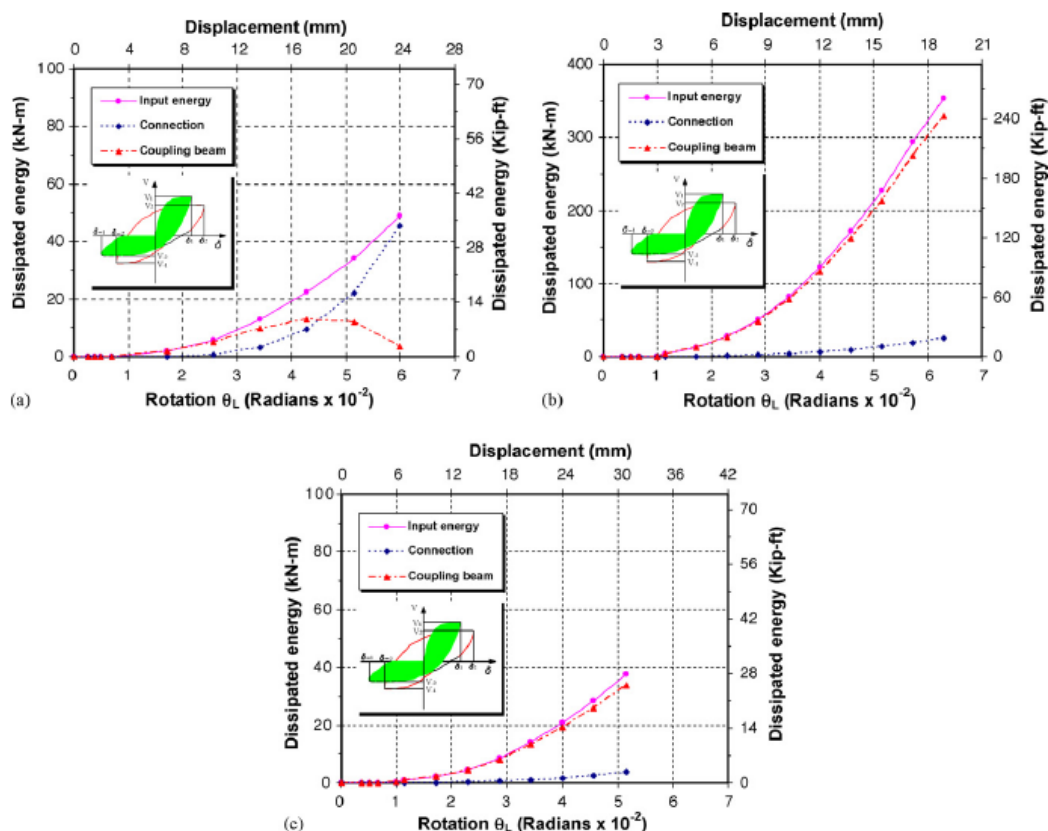
۳- جذب و استهلاک انرژی

مشخصه های جذب انرژی یک عضو اهمیت زیادی بر روی کارایی لرزه ای عضو دارد. پاسخ های هیستر تیک تیر پیوند فولادی متأثر از تسلیم تیر در بیرون از دیوار برشی و پلاستیک شدن در ناحیه اتصال (تسلیم تیر در نواحی مدفون و شکست بتن در اطراف اتصال) است.

شکل ۳۳-۲ توزیع انرژی ورودی را در مقابل زاویه دوران نشان می دهد، انرژی نهایی ورودی برای نمونه های FCF, SCF, SBVRT غالباً بوسیله عمل غیر الاستیک در نواحی اتصالات تلف خواهد شد. برای زاویه چرخش در حدود 0.043 بیشتر انرژی ورودی برای نمونه SBVRT غالباً بوسیله تیر پیوند که در شکل ۳۳-۲ نشان داده شده است تلف می شود، به طوری که در شکل ۳۳-۲ نشان داده شده است. انرژی تلف شده بوسیله اتصال تیر پیوند-دیوار بیشتر از اتلاف انرژی بوسیله تیر پیوند بعد از رسیدن

زاویه چرخش حدود 0.0515 رادیان است. فراتر از زاویه چرخش حدود 0.0515 رادیان آسیب های زیاد در اتصال تیر پیوند به دیوار پدید خواهد آمد.

برای نمونه SBVRT انرژی جذب شده بوسیله اتصال 45/29 KN در طی آزمایش بود و بیشتر انرژی ورودی غالباً توسط اتصال جذب می شود. برای نمونه SCF انرژی جذب شده بوسیله تیر پیوند فولادی به طور زیادی بیشتر از انرژی جذب شده توسط اتصال است به طوری که در شکل ۲-۳۳ نشان داده شده برای نمونه SCF انرژی جذب شده بوسیله تیر پیوند فولادی در زاویه چرخش حدود 0.0629 رادیان برابر 329/97 KN است که حدود ۱۳ برابر انرژی جذب شده توسط اتصال است. وجود گل میخ و bearing plate و خاموتها در نواحی اتصال به طور مشهودی مشخصات اتلاف انرژی را بهبود می بخشد. برای نمونه FCF مشخصات انرژی جذب شده مشابه نمونه SCF است. انرژی جذب شده توسط تیر پیوند در زاویه چرخش در زاویه چرخش 0.0515 رادیان برابر 33.67KN است.



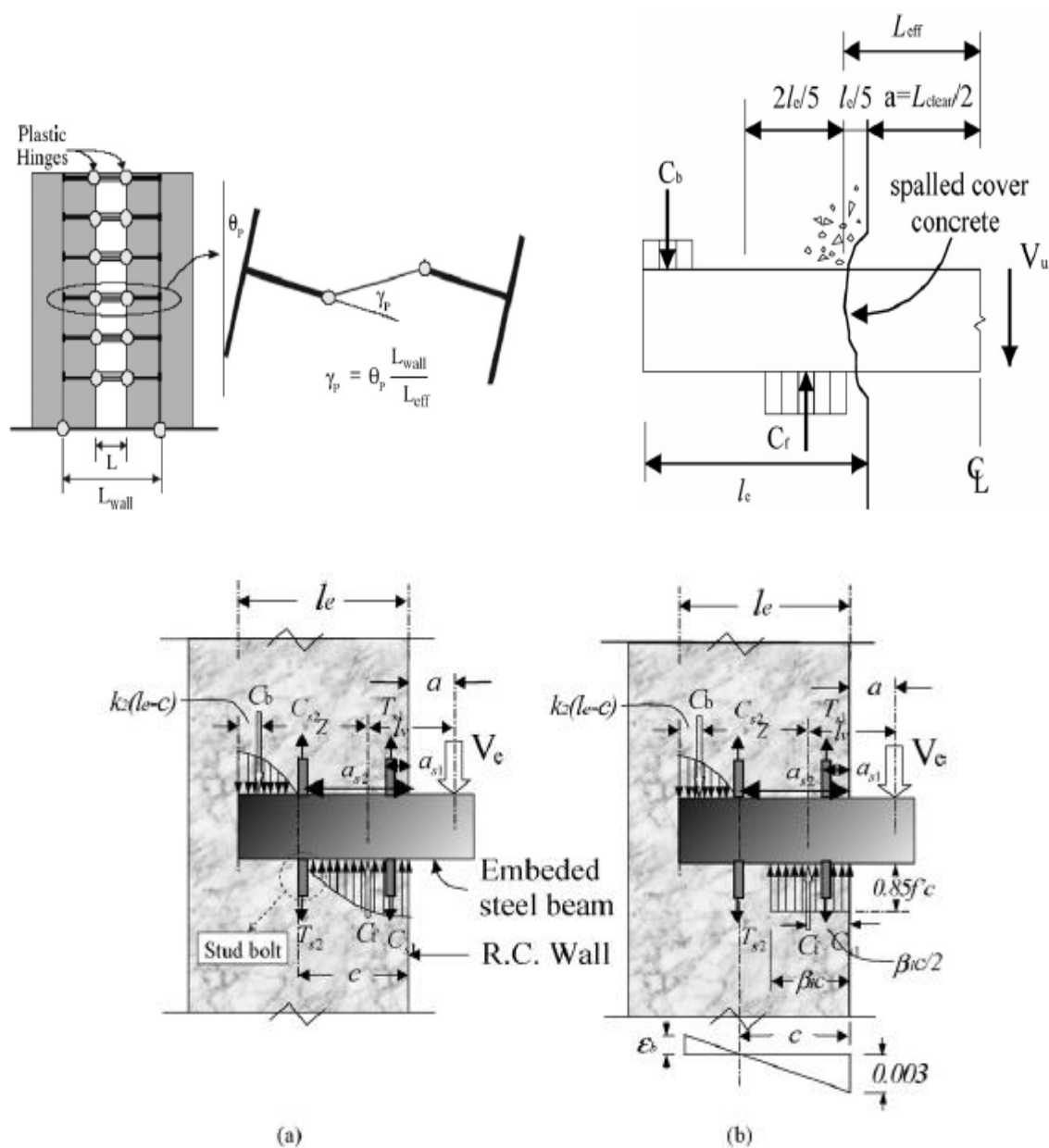
Distribution of dissipated energy: (a) Specimen SBVRT, (b) Specimen SCF, (c) Specimen FCF.

شکل ۲-۳۳: توزیع انرژی ورودی در مقابل زاویه دوران [۹]

۲-۵-۴ روش طراحی

روش طراحی استفاده شده در طراحی تیر های پیوند مانند تیرهای رابط در بادبندهای برون محور است که بر اساس AISC 2002 طراحی می شود. این زاویه با توجه به مکانیسم شکست نشان داده شده در شکل ۲-۳۴ محاسبه خواهد شد، که این متناظر است با رفتار قابل انتظار از دیوار برشی دوگانه، مفاصل پلاستیک در پایه و در انتهای دیوار اتفاق می افتد مقدار زاویه دریافت پلاستیک θ_p بصورت $\theta_e C_d$ است که θ_e زاویه دریافت الاستیک است که از آیین نامه ICBO 2000 بدست می آید. با دانستن زاویه برش θ_p زاویه برش Y_P بصورت $\frac{\theta_p L_{wall}}{L_{eff}}$ بدست می آید. که در آن L_{wall} فاصله بین محور مرکزی دیوار برشی و L فاصله موثر تیر پیوند فولادی است. بر مبنای نتایج آزمایشات، در حالتی که رفتار برشی است و برش

حاکم است قابلیت جذب انرژی بیشتر است نسبت به حالتی که اتصال شکست پیدا می کند یا تسلیم تیر پیوند خمشی است. بنابراین برای رفتار مطلوب تیرهای پیوند دوگانه تسلیم برشی در نظر گرفته می شود. چون مزایای بیشتری برای طراحی تیر پیوند بصورت یک عضو با تسلیم برشی دارد.



شکل ۲-۳۴: توزیع تنش در ناحیه اتصال تیر پیوند به دیوار [۹]

الف : طراحی طول تیر پیوند برشی

گام ۱: برای پایداری در برابر نیروی برش مساحت جان مورد نیاز (A_n) با توجه به ظرفیت برش اسمی V_u بدست می آید

$$V_u \leq \Phi_v 0.60 F_y A_w = \Phi_v 0.60 F_y (h - 2t_f) \quad \text{رابطه (۲-۲۴)}$$

که Φ_v ضریب کاهش مقاومت برای نیروی برشی و مقدار آن 0.9 و h ارتفاع کلی مقطع می باشد.

گام ۲: برای اینکه حالت برش حاکم باشد مقدار Z مورد نیاز از معادله زیر بدست می آید. و مقطع باید طوری انتخاب شود که ممان مقاوم M_s ، بزرگتر از ممان معادل برای کرنش سخت شدگی در برش باشد.

$$Z_{req} = M_s / (\Phi_b F_y) \quad \text{رابطه (۲-۲۵)}$$

$$M_s = L_{eff} \frac{V_p}{2} = \left\{ (L_{clear} + 2L_e / 5) / 2 \right\} * 1.35 V_p \quad \text{رابطه (۲-۲۶)}$$

که Φ_b ضریب کاهش مقاومت برای لنگر خمشی و مقدار آن 0.9 و h ارتفاع کلی مقطع و t_f ضخامت بال تیر پیوند t_w ضخامت جان تیر است. ضریب $1/35$ برای تعریف کرنش سخت شدگی جان تیر پیوند در نظر گرفته می شود. در تعیین Z_{req} باید از جان صرف نظر شود چون در برش باید تسلیم شود.

گام ۳: برای اطمینان از عدم کمانش موضعی بال و جان باید روابط زیر برقرار باشد.

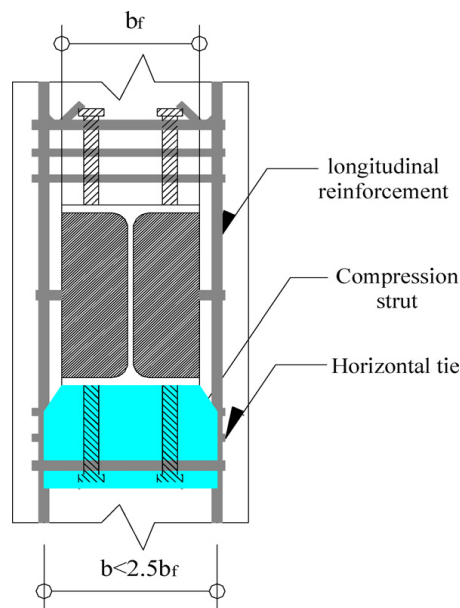
$$h/t_w \leq 3.05 \sqrt{\left(\frac{E_s}{F_y} \right)} \quad \text{رابطه (۲-۲۷)}$$

$$b_f/t_f \leq 0.31 \sqrt{\left(\frac{E_s}{F_y} \right)} \quad \text{رابطه (۲-۲۸)}$$

گام ۴: سخت کننده های میانی در ناحیه مدفون تیر پیوند در طول معادل برای نقاط ثابت موثر از وجه دیوار باید تعبیه گردد. این سخت کننده ها برای تضمین اینکه در جان خزش رخ ندهد قرار داده می شوند و اگر طول مدفون کم باشد سبب خرد شدگی کاور خواهد شد.

ب: طراحی طول مدفون تیر در دیوار

شکل ۳۴-۲ تنش و کرنش فرض شده و واقعی را برای یک تیر پیوند در محل اتصال با دیوار نشان می دهد. تنش فشاری در بتن در بالا و پایین مقطع مدفون که ناشی از V_n که در فاصله ای از وجه دیوار عمل می کند در شکل ۳۴-۲ نشان داده شده است. برش اعمال شده V_n بوسیله یک ممان داخلی ناشی شده از C_b و C_f تحمل می شود. برای محاسبه تنش در بتن در تنش نهایی فرض می شود به صورت شکل ۳۴-۲ باشد. تنش سهمی شکل گسترده پایین تیر پیوند مدفون با تنش گسترده مستطیلی معادل می شود که معادل $0.85F_c$ است که در بند ۷-۲-۱۰ آیین نامه ACI 318-05 آمده است. تنش سهمی شکل بالای تیر پیوند فرض می شود از روابط تنش-کرنش پیروی کند که به وسیله park, kent ارائه شده است. Park & yun روابطی برای مقاومت اتصال تیر به دیوار بوسیله ممان گیری به مرکز عمل C_b برای محاسبه طول مدفون مورد نیاز L_e ارائه داده است.



شکل ۳۵-۲: طول موثر تیر کوپله [۹]

$$1.35V_n < \phi V_e = \phi_c f_b \beta_1 b L_e \left(\frac{0.58 - 0.22\beta_1}{0.88 + a/l_e} \right) + \phi_s \left(\frac{2 \left(0.88 - \frac{a}{l_e} \right) \sum_{i=1}^n A_s f_{si}}{0.88 + \frac{a}{l_e}} \right) (N)$$

$$f_b = 4.5 \sqrt{f'_c} (t/b)^{0.6} (MPa)$$

فصل سوم

معرفی نرم افزار و صحت سنجی

روش تحلیل مسائل مهندسی :

به طور کلی برای حل مسائل فیزیکی سه روش موجود است:

۱- روش تحلیل دقیق (Exact Solution)

۲- روش عددی (Numerical Solution)

۳- روش تجربی (Experimental Method)

در حل دقیق همان طور که از نام آن پیداست به محاسبه دقیق پارامترهای معادلات دیفرانسیل حاکم بر میدان های فیزیکی همچون میدان تنش، میدان حرارتی یا میدان الکتریکی و ... پرداخته می شود. در حالی که در روش دوم به حل تقریبی و عددی این مسائل پرداخته خواهد شد. روش تجربی یا آزمایشگاهی نیز با توجه به اینکه مبتنی و بر گرفته از خود واقعیات است، روشی مناسب اما پرهزینه و زمان بر است. در این میان روش های عددی که روش اجزای محدود نیز زیر مجموعه آنها می باشد از کاربردی ترین روشهای مورد استفاده در حل مسائل مهندسی است. از جمله مزیت های حل عددی خصوصا اجزاء محدود، نسبت به سایر روش ها به شرح زیر است:

۱- ضعف عمده روشهای آزمایشگاهی، پرهزینه و زمان بر بودن آن است. در حالی که در روش حل عددی این چنین نیست.

۲- روش حل دقیق از تحلیل مدل های با هندسه پیچیده عاجز است و تنها روشهای عددی به خصوص اجزاء محدود در این زمینه کاربرد دارد.

۳- در حل مسائلی که شرایط مرزی کمی پیچیده می شود نیز حل دقیق ناتوان است و تنها روش های مرسوم عددی در حل این گونه مسائل به کار می رود.

انتخاب نرم افزار ABAQUS :

نرم افزار ABAQUS یک نرم افزار اجزا محدود است که در حل مسائل مهندسی کاربرد بسیار دارد. این نرم افزار در سال ۱۹۷۷ توسط دکتر هیبیت برای حل مسائل اجزا محدود ارائه شد. این نرم افزار

بسیاری از نقطه ضعف‌های نرم‌افزارهای دیگر المان محدود را جبران کرده است. این نرم‌افزار شامل سه بخش اصلی است. ABAQUS/Standard برای حل تمام مسائل خطی و غیر خطی شامل مسائل استاتیکی و دینامیکی، ABAQUS/Explicit برای مدلسازی مسائل دینامیکی گذرا مانند ضربه، برخورد و همچنین مسائل شبه استاتیکی و ABAQUS/CAE که یک رابط گرافیکی در نرم‌افزار بوده و با استفاده از آن می‌توان مراحل مدلسازی و تعیین شرایط مرزی و بارگذاری اعمالی را به سادگی انجام داد. همچنین خروجی‌های گرافیکی این نرم‌افزار توسط همین رابط گرافیکی نمایش داده می‌شود. لازم به ذکر است که نرم‌افزار مورد استفاده برای انجام تحلیل‌ها در این تحقیق ABAQUS 6.12-3 می‌باشد. برخی از مزیت‌های این نرم‌افزار که باعث انتخاب آن گردیده است شامل موارد زیر می‌باشد:

۱- دقت بالای نرم‌افزار در تحلیل مسائل مختلف مهندسی

۲- امکان اعمال هر نوع بارگذاری

۳- قابلیت بسیار بالا در مدل سازی انواع سازه‌های فلزی و بتنی

۴- داشتن مدل‌های رفتاری متنوع الاستیک - پلاستیک مصالح قلعزی و بتنی

۵- در دسترس بودن نرم‌افزار

۶- داشتن یک مجموعه بسیار کامل راهنما و نزدیک به ۴۰۰۰ صفحه تئوری، راهنما و مثال

۷- تنوع بسیار زیاد المان‌های موجود در کتابخانه نرم‌افزار، و در دسترس بودن المان‌های مختلف

۳-۱. معرفی کلی نرم‌افزار

امروزه در دنیای صنعت نرم‌افزار ABAQUS به عنوان یکی از کاربردی ترین و حرفه ای ترین برنامه های اجزا محدود شناخته شده است. پس از مدتی کار با این برنامه، دو مزیت بسیار بزرگ نسبت به سایر نرم‌افزارهای موجود در آن یافت می‌شود:

اول آنکه این برنامه در تحلیل های معمولی (که سایر نرم‌افزارها نیز قادر به انجام آنها هستند) مشخصا دارای قابلیت بسیار زیادی است. به عنوان چند نمونه کوچک می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱-المان های موجود در ABAQUS بسیار متنوع تر، دقیق تر و تخصصی تر از نرم افزارهای مشابه است. به عنوان مثال، المان Shell در این نرم افزار، گستره وسیعی از نسبت های طول به ضخامت را شامل می شود. به عبارت دیگر، نرم افزار قادر به تحلیل سازه های پوسته ای کم ضخامت و ضخیم با دقت بسیار بالایی به کمک المان Shell است.

۲-شاید یکی از عیب های نرم افزارهای تجارتي موجود، ضعف مدل سازی در آن ها باشد. اما در این میان ABAQUS با امکانات بسیار زیادی که برای مدل سازی دارد، حتی با نرم افزارهای تخصصی مدل سازی رقابت می کنند. به عنوان مثال امکان ساخت چندین قطعه (part) و سپس کنار هم قرار دادن قطعات (Assembly) و قابلیت اصلاح مدل در مراحل مختلف مدل سازی از جمله این امکانات هستند.

۳-در صورت وجود هر گونه اشکال که منجر به متوقف شدن حل شود، نرم افزار با دادن پیغام خطا، کاربر را برای رفع عیب در حد مطلوبی راهنمایی می کند.

۴-یکی از موارد بسیار معمولی در مسائل علمی، وجود تماس بین چندین قطعه است. برنامه ABAQUS با تاکید خاصی که در این بخش دارد، تحلیل چنین مسائلی را بسیار ساده و دقیق تر از سایر نرم افزار های مشابه انجام می دهد.

۵-یکی از موارد کاربردی نرم افزارهای اجزا محدود، تحلیل دینامیکی به کمک روش Explicit است که معمولاً استفاده از آن بسیار پیچیده است. تحلیل دینامیکی به کمک روش Explicit در برنامه ABAQUS نسبتاً ساده تر و دقیق تر از سایر برنامه هاست. در عین حال، یکی از مشکلات استفاده از روش Explicit طولانی شدن زمان تحلیل می باشد. ABAQUS با استفاده از روش های زمان بندی بسیار دقیق، تا حد قابل قبولی این مشکل را حل کرده است.

۶-برنامه ABAQUS در ایجاد مش بندی مناسب بسیار قدرتمند است و در نتیجه می توان حتی برای مدل های پیچیده، مش مناسبی ایجاد کرد.

۷- تمامی قید ها و بارهای خارجی توسط کاربر روی مدل هندسی ایجاد می شود نه روی مدل اجزا محدود؛ به این ترتیب در صورت لزوم به ایجاد تغییر در مدل اجزا محدود، لازم نیست بارها یا قیود دوباره اعمال شوند.

۳-۲. سیستم المان محدود آباکوس

آنالیزهای المان محدود در حالت کلی دارای مرحله زیر است:

۱-پیش پردازش

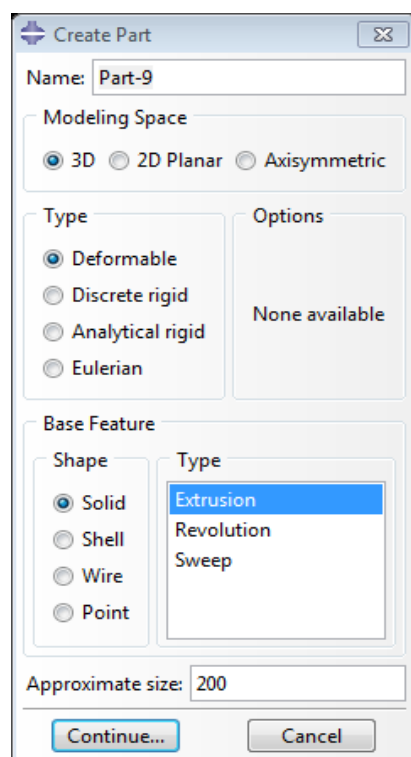
۲-تحلیل المان محدود

۳-پردازش نتایج

فایل نتایج می تواند شامل تمام یا قسمتی از اطلاعات زیر باشد:

تنش - کرنش - تغییر مکان - سرعت - شتاب - عکس العمل و غیره.

۳-۲-۱ معرفی Part



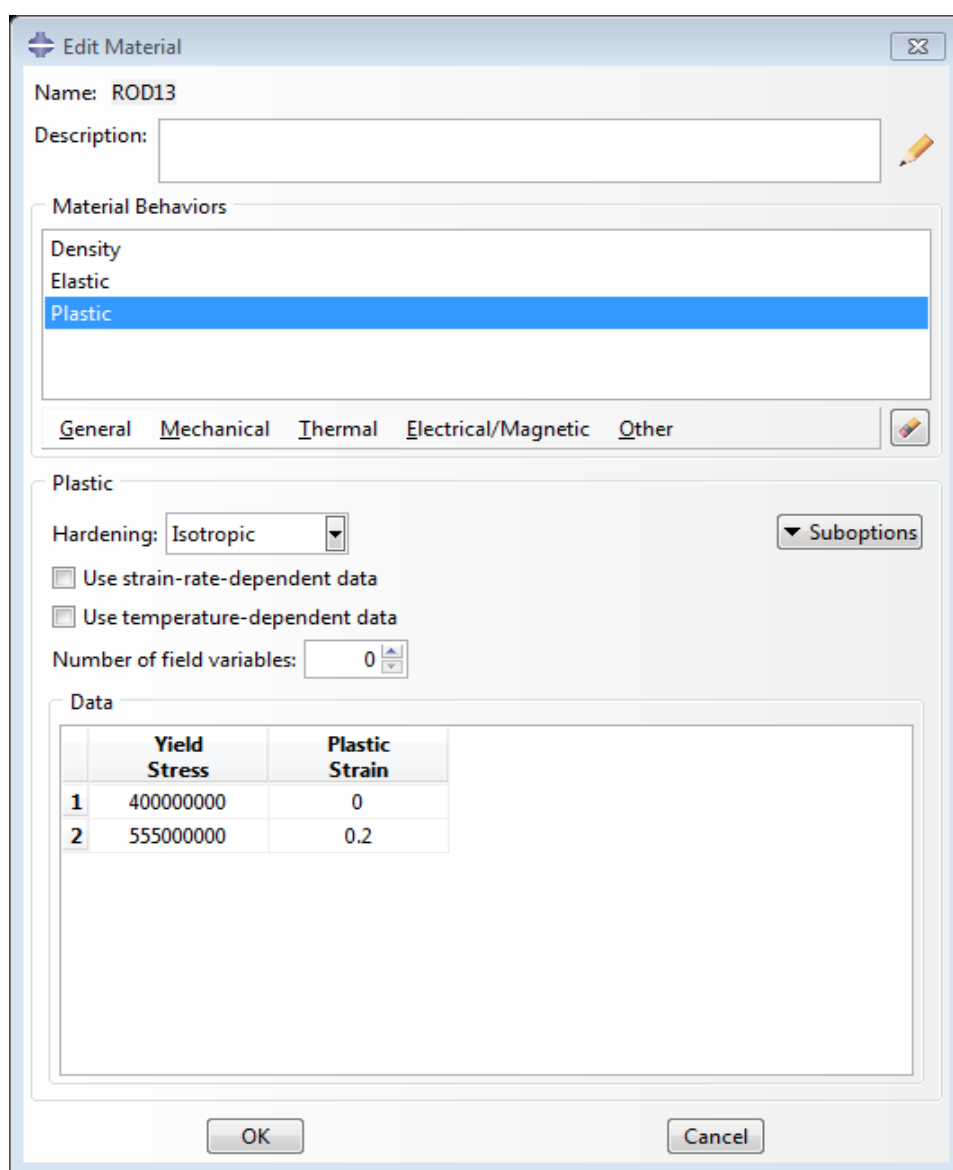
س

شکل ۳-۱- پنجره part

در محیط part شکل هندسی سازه ایجاد می گردد. با انتخاب نوع و شکل پایه، تک تک اجزا رسم می شود و به محیط part انتقال می یابد.

۳-۲-۲ تعیین خواص در property

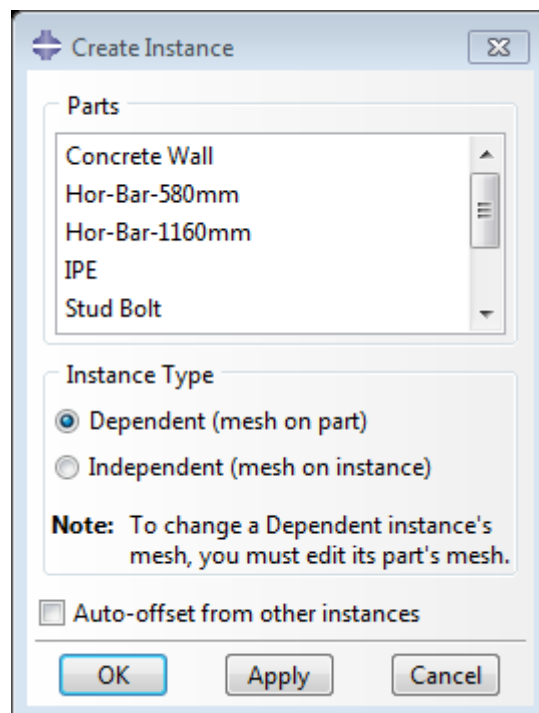
در این محیط نوع و خواص ماده معرفی می شود. یکی از ویژگی های این نرم افزار، گستره وسیع آن در تعریف انواع مدل های رفتاری برای مصالح است.



شکل ۳-۲- پنجره property

۳-۲-۳- مونتاژ کردن قطعات

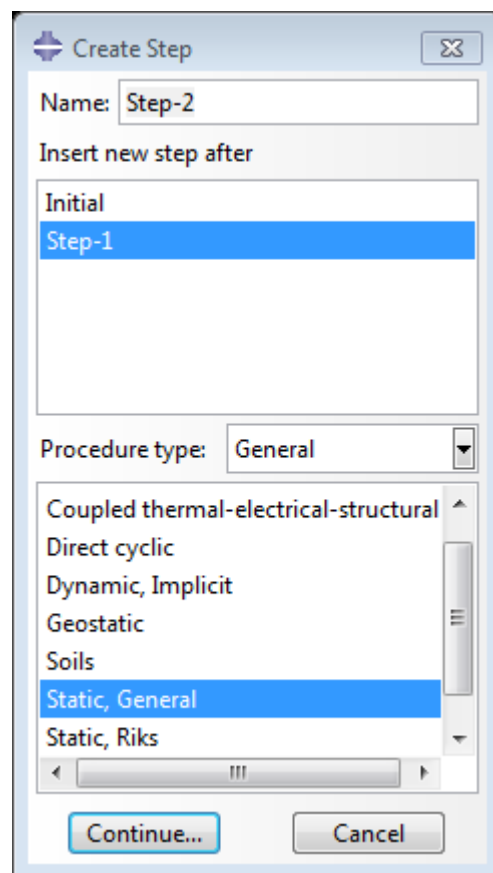
در این محیط قطعات به هر تعداد دلخواه مونتاژ می گردند. لازم به ذکر است که اگر حتی مونتاژی در کار نباشد، باید قطعه را وارد این محیط کرد. در حقیقت این محیط، قطعه خام ساخته شده در مراحل قبل را کاربردی می کند.



شکل ۳-۳ پنجره Assembly

Step ۳-۲-۴ مرحله

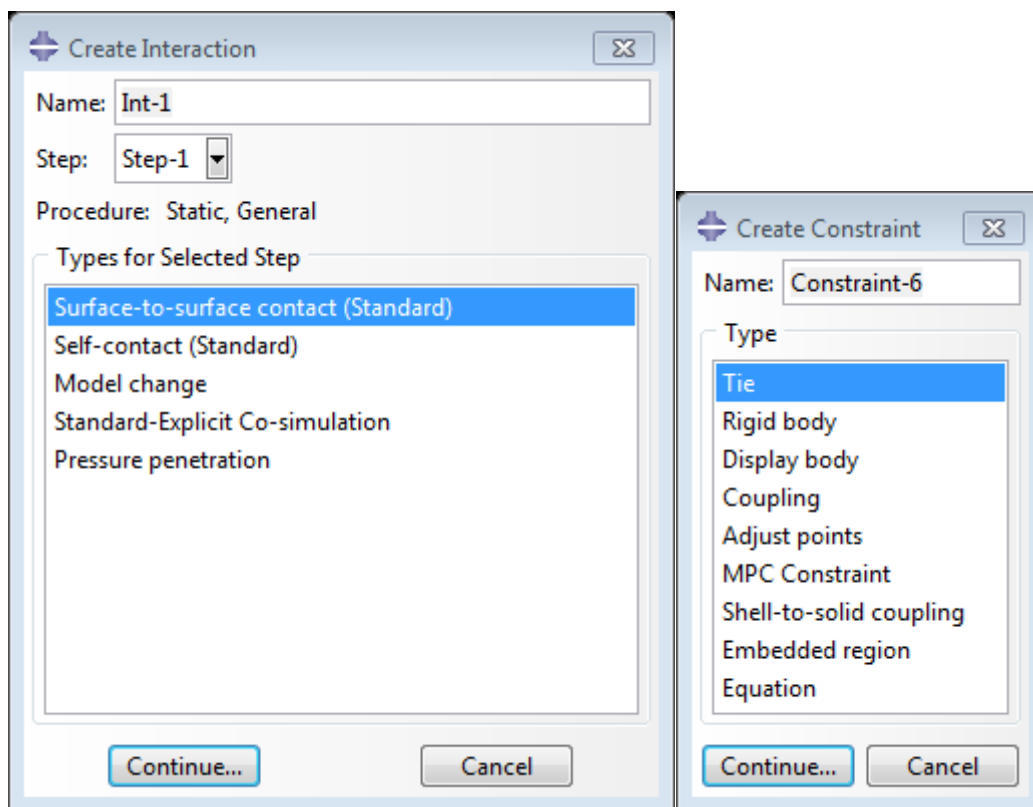
در این مرحله می توان نوع حل و تعداد مراحل حل را انتخاب نمود. نوع حل می تواند استاتیکی، دینامیکی، انتقال حرارت و... باشد.
در این تحقیق نوع حل General Static مد نظر است.



شکل ۳-۴ پنجره Step

Interaction ۳-۲-۵ مرحله

این محیط برای ایجاد اتصالات، قیود، و تعریف تماس بین دوسطح به کار می رود.



شکل ۳-۵: پنجره قیود و سطوح تماس

۳-۲-۶- مرحله بارگذاری و ایجاد شرایط مرزی (Load)

محیط creat load برای بار گذاری انجام می شود. ما بر اساس نوع step انتخاب شده می توانیم بارگذاری را انجام دهیم.

این قسمت شامل بارهای زیر است:

Concentrated Force : نیروی متمرکز نقطه ای

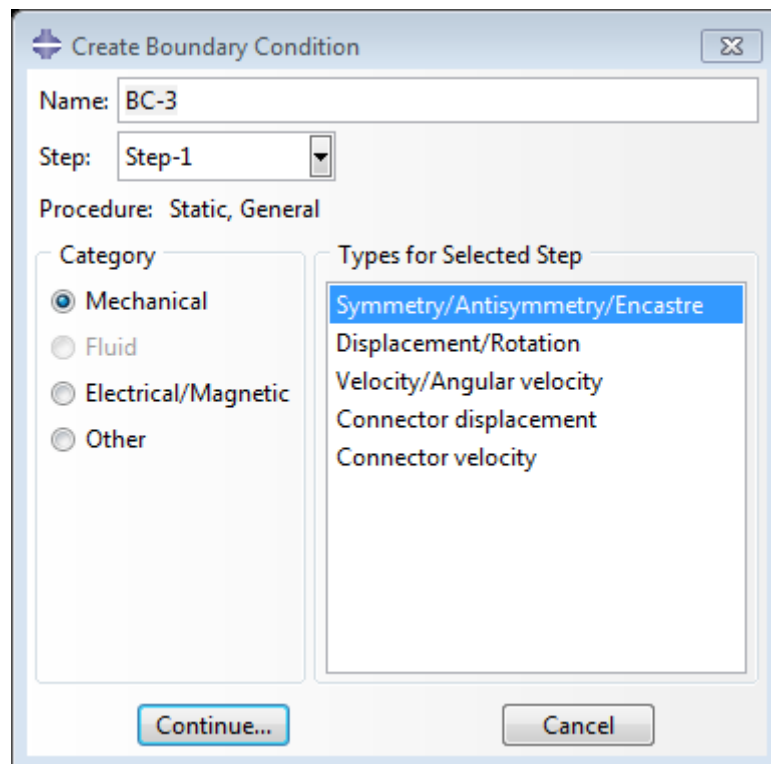
Moment : گشتاور

Pressure : بار فشاری روی سطح

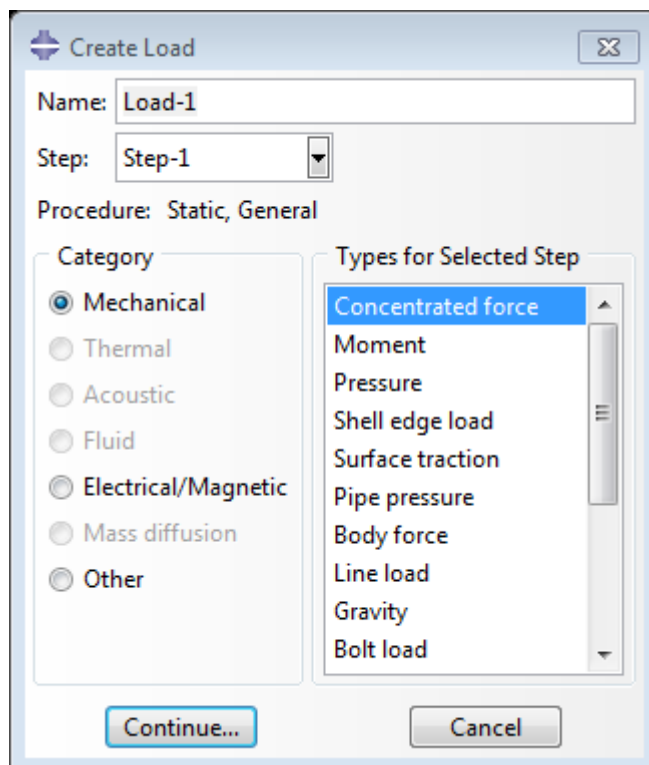
Body force : نیروی حجمی

Line Load : بار گسترده روی خط

Gravity : نیروی گرانش زمین و ...



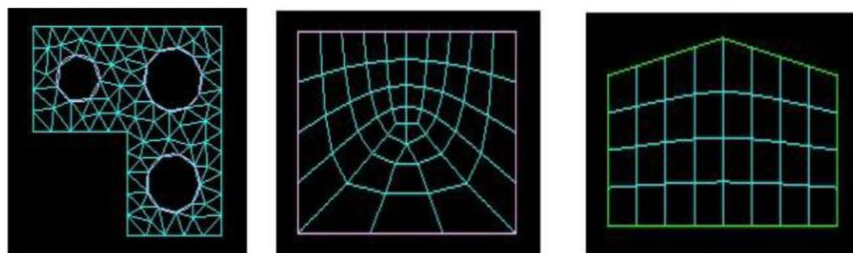
کل ۳-۶: پنجره اعمال شرایط مرزی



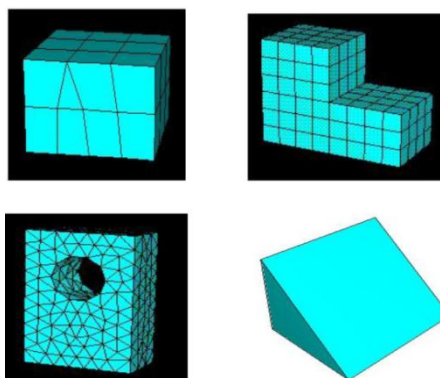
شکل ۳-۷: پنجره معرفی بارگذاری مدل

۳-۲-۷- مش بندی (Mesh)

این محیط برای مش بندی و تعیین نوع و اندازه المان ها به کار می رود. انواع المان های به کار رفته در نرم افزار به صورت زیر است:



شکل ۳-۹: انواع المان های مورد استفاده در مدل دو بعدی



شکل ۳-۱۰: انواع المان های مورد استفاده در مدل سه بعدی

برای مش بندی باید مراحل زیر را پیمود:

۱- Seed : تعیین اندازه المان

۲- Element type , Controls element : تعیین نوع المان و ساختمان

۳- Mesh : مش بندی

لازم به ذکر است در جاهایی که تمرکز تنش داریم، ما می توانیم مش بندی را ریز تر انجام دهیم. برای این کار نیاز به partition بندی جسم است که در قسمت part انجام می گیرد.

۳-۲-۸- حل مساله (Job)

این محیط برای حل مساله به کار می رود. بعد از تمام مراحل بیان شده در بالا با انتخاب گزینه Job Manager و سپس انتخاب گزینه Submit حل آغاز می شود.

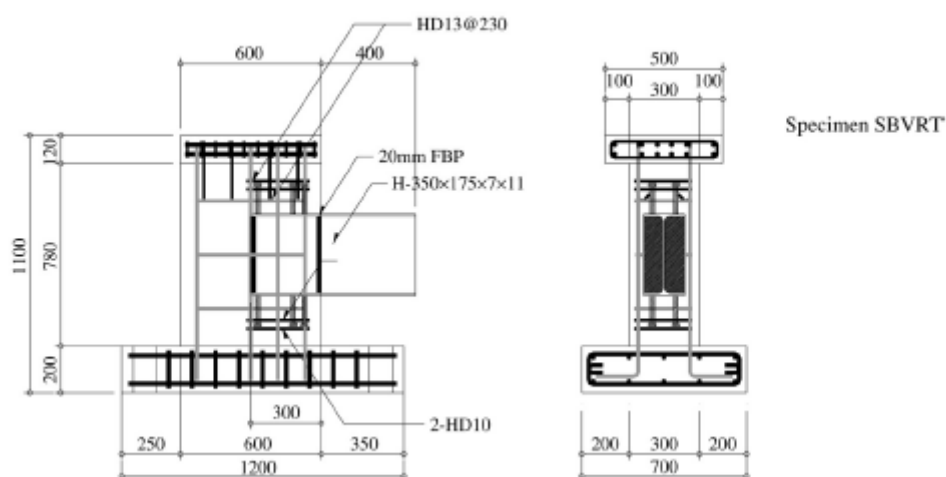
۳-۲-۹- نتایج حل مساله (Visualization)

برای مشاهده نتایج بعد از اتمام حل مساله، در پنجره Job Manager از گزینه Results می توان استفاده کرد تا محیط Visualization ظاهر شود. در این قسمت می توان نتایج حل را مشاهده کرد.

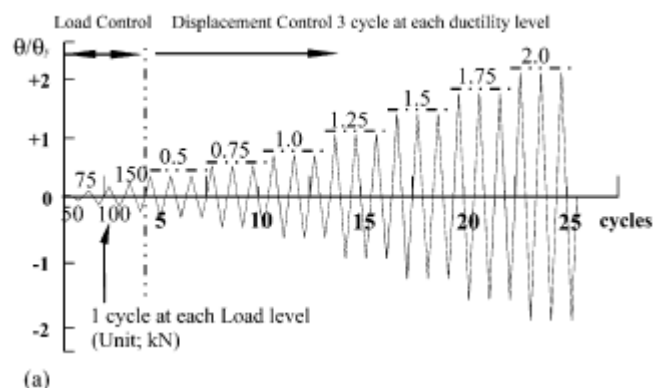
۳-۳. روش ایجاد مدل هندسی دیوار بتنی مورد مطالعه

هدف از این تحقیق بررسی رفتار دیوار بتنی مورد آزمایش و ارزیابی آنها با استفاده از روش عددی توسط نرم افزار المان محدود ABAQUS است. بنابراین به همین منظور مدل دیوار بتنی معرفی شده مدل سازی می شوند. سپس مدل ایجاد شده از دیوار بتنی توسط نرم افزار ABAQUS مورد تحلیل المان محدود قرار خواهند گرفت. نخستین گام در تحلیل المان محدود یک سیستم سازه ای، ایجاد مدل هندسی آن است. بنابراین باید بتوان مدل هندسی مورد نظر را به درستی ایجاد نموده و آن را در صورت نیاز اصلاح نمود و یا قسمتهای نامطلوب را حذف کرد. بنابراین پس از اعمال تغییرات می توان هندسه مورد نظر را به صورت نهایی ایجاد نمود. بنابراین با استفاده مستقیم از ماژول مدل سازی PART در نرم افزار ABAQUS مدل سازی صورت گرفت. در هر شبیه سازی اجزاء محدود، تقسیم بندی هندسه واقعی سازه با استفاده از اجزای کوچکتری به نام المان می باشد. هر المان بیان گر یک جزء جدا شده از سازه است. المانها در نقاطی که به آنها گره گفته می شود به هم متصل می گردند. به مجموعه گرهها و المانها مش گفته می شود. در یک آنالیز تنش، جابجاییها متغیرهای اصلی بوده و توسط روش المان محدود محاسبه می شوند. پس از آنکه جابجاییها تعیین گردید، می توان کرنشها و تنشها را به سادگی با استفاده از آنها محاسبه نمود. در مسائل اجزاء محدود تبدیل معادلات به ماتریس ادامه کار را راحت

تر خواهد کرد. بنابراین نیروهای داخلی و خارجی به شکل ماتریسی تبدیل خواهند شد. در اولین مرحله این تحقیق ایجاد مدل هندسی دیوار بتنی ها لازم است که این کار در ماژول Part نرم افزار پیشرفته آباکوس انجام گردیده است. این مدل ها با استفاده از قابلیت های نرم افزار آباکوس در ایجاد مدل های پیچیده تولید گردیده اند. پس از ایجاد سطح مقطع دیوار بتنی از دستوراتی مانند extrude و cut قابلیت های بسیار مفید دیگر در نرم افزار آباکوس برای ایجاد مدل های هندسی به کار گرفته شده است. مدل هندسی ایجاد شده از دیوار بتنی ، پس از انتقال به ماژول Mesh در نرم افزار ABAQUS به منظور تولید المان ها و ایجاد مدل المان محدود مورد استفاده قرار می گیرند. همچنین پس از نهایی شدن مدل هندسی دیوار بتنی در نرم افزار ABAQUS و در ماژول Property خصوصیات مصالح مربوط به دیوار بتنی اعمال خواهد شد. در اشکال زیر مدل های هندسی ایجاد شده از دیوار بتنی در نرم افزار آباکوس نشان داده شده است :



شکل ۳-۱۱: جزییات دیوار بتنی مورد مطالعه در مقاله مرجع و پروتکل بارگذاری وارده [8]



جدول ۳-۱ خواص آرماتورها [8]

Mechanical properties of steel

Type		Item			
		Yield strength f_y (MPa)	Yield strain $\epsilon_y (\times 10^{-6})$	Elastic modulus E_s (GPa)	Ultimate strength f_{tu} (MPa)
Reinforcement	10 mm diameter deformed bar	398	2325	171.2	566
	13 mm diameter deformed bar	400	2533	157.9	555
Steel	Beam flange	339	1682	201.2	461
	Beam web	352	1827	192.7	489
Stud bolts	19 mm diameter deformed bar	362	1701	215.8	449

جدول ۳-۲ خواص بتن [8]

Average concrete compressive strengths

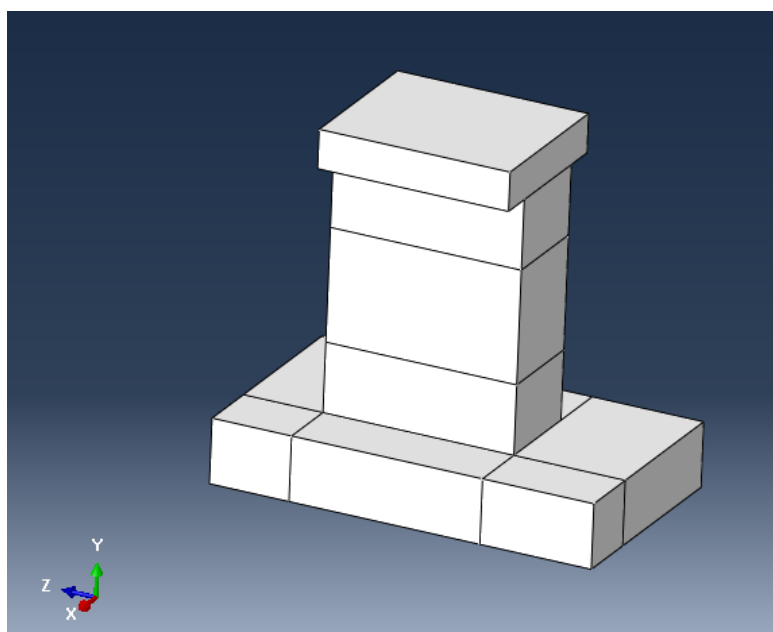
Compressive strength (MPa)	Ultimate strain (μ)	Shump (mm)	Elastic modulus (GPa)	Poisson's ratio
30.0	2340	150	26.2	0.11

at the time of testing.

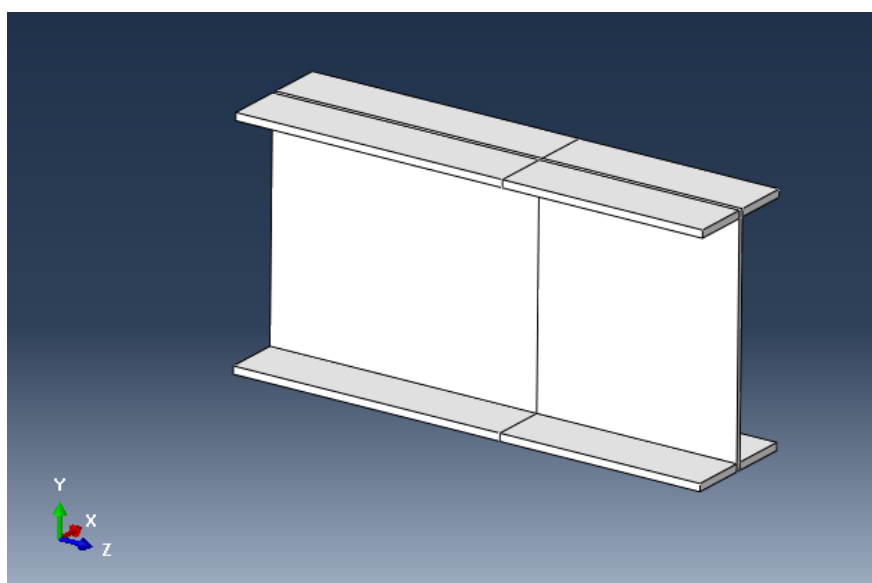
جدول ۳-۳ جزئیات نمونه [8]

Details of test specimens

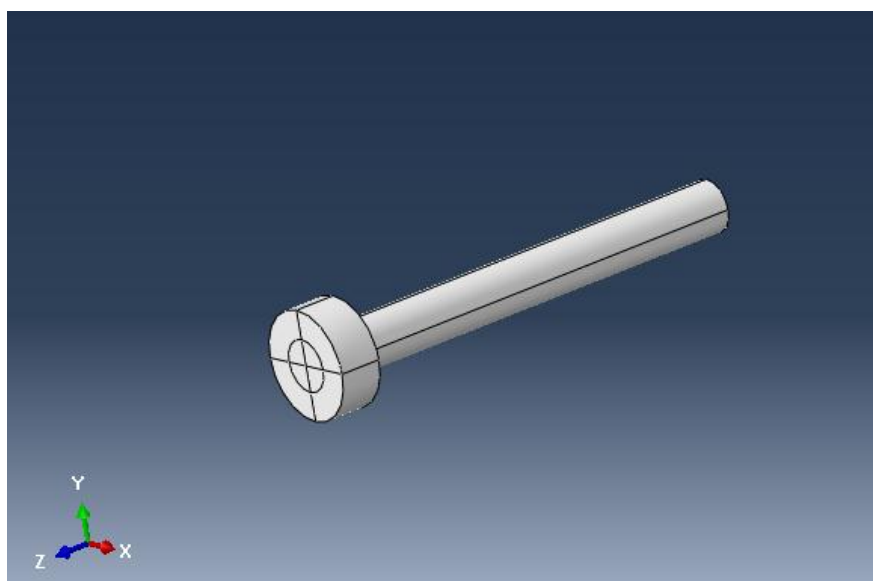
Specimens	Stud bolts	Horizontal ties	Item		Eccentricity of vertical load e (mm)	Remark
			In wall	In connections		
SBVRT	12- ϕ 19	4-HD10	HD13@230	HD13@230	+150	Connection failure $l/(M_n/V_n) = 1.8$
SCF	12- ϕ 19	4-HD10	HD13@230	HD13@230	+150	Shear critical $l/(M_n/V_n) = 1.4$
FCF	12- ϕ 19	4-HD10	HD13@230	HD19@100	+150	Flexure critical $l/(M_n/V_n) = 2.8$



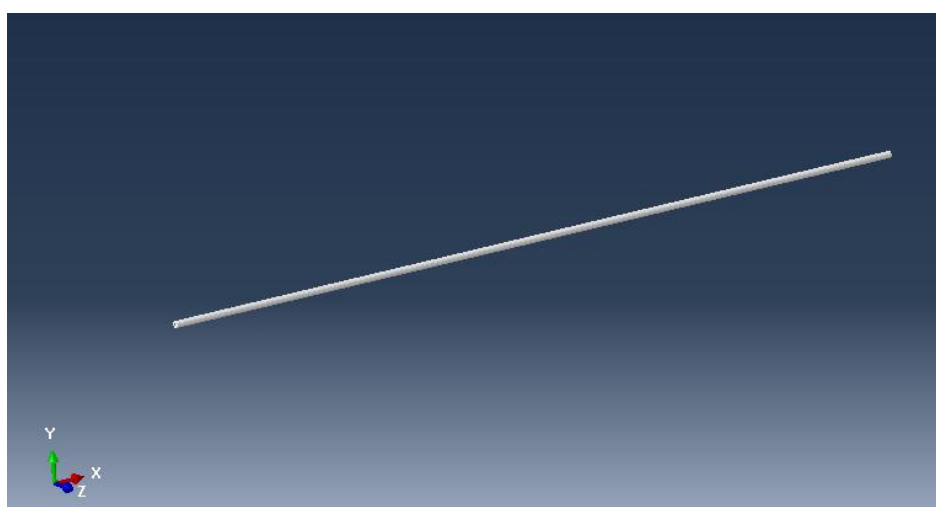
شکل ۳-۱۲: ایجاد مدل هندسی دیوار بتنی در آباکوس



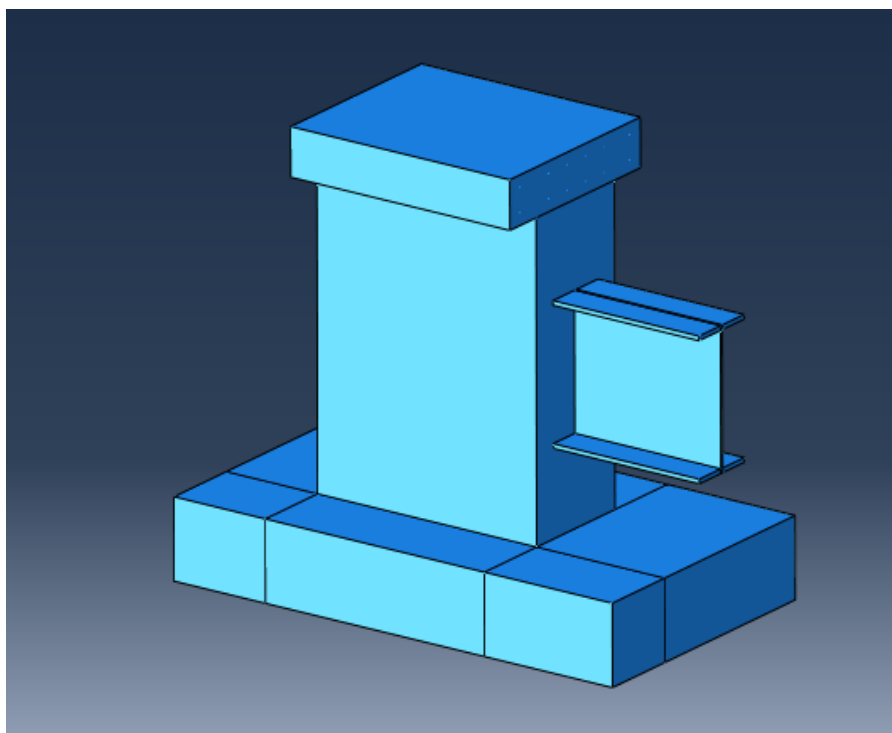
شکل ۳-۱۳: ایجاد مدل هندسی دیوار تیر در آباکوس



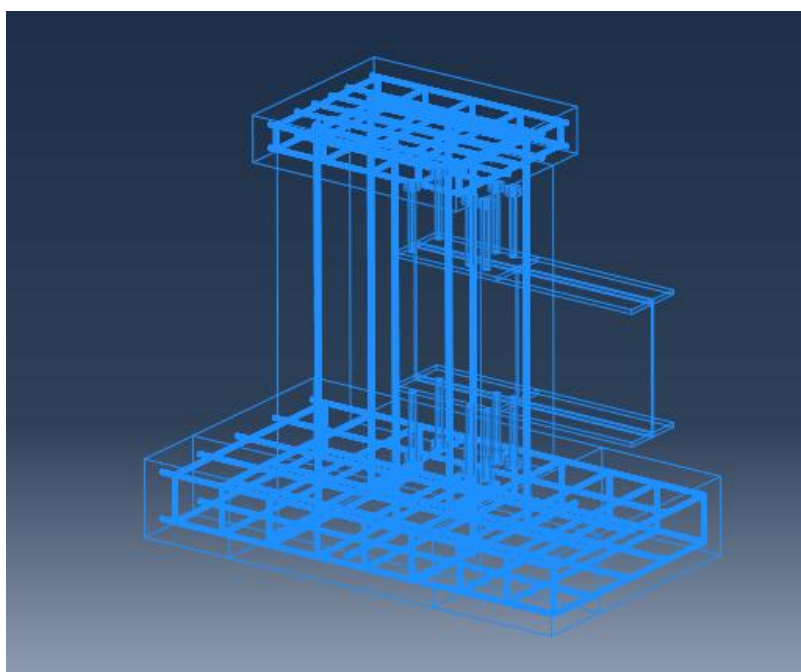
شکل ۳-۱۴- ایجاد مدل هندسی استاد در آباکوس



شکل ۳-۱۵: ایجاد مدل هندسی نمونه ای از آرماتورها در آباکوس



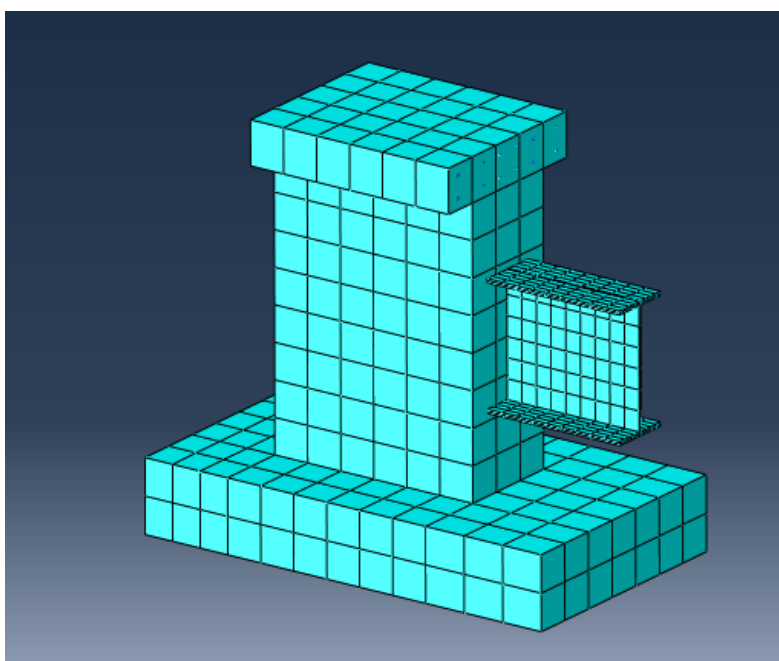
شکل ۳-۱۶: مونتاژ مدل هندسی نهایی دیوار بتنی در آباکوس



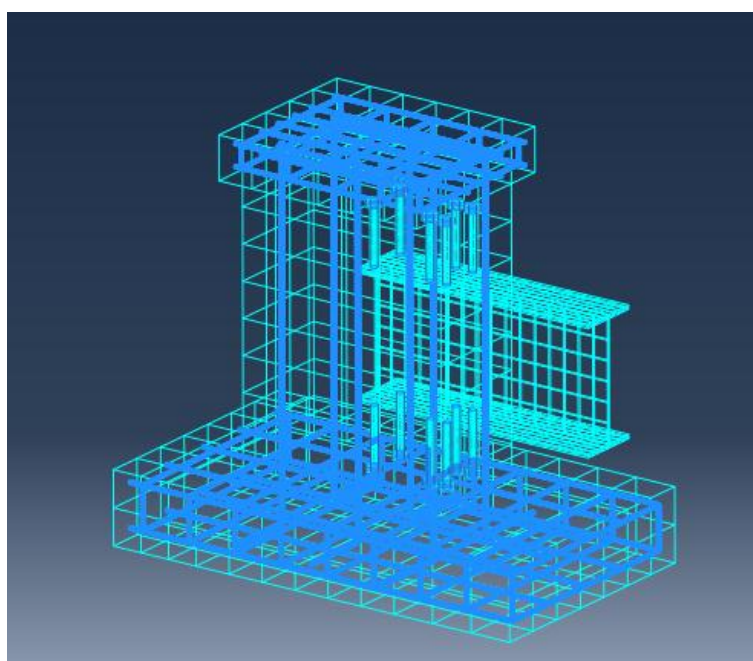
شکل ۳-۱۷: مونتاژ مدل هندسی نهایی دیوار بتنی در آباکوس با جزییات

۳-۴. توصیف مدل المان محدود دیوار بتنی های مورد مطالعه

همان طور که در بخش های قبل بیان گردید، نخستین گام در تحلیل المان محدود دیوار بتنی ، ایجاد مدل هندسی آن ها است. به طوری که کاربر باید مدل هندسی مورد نظر را ایجاد نموده و آن را در صورت نیاز اصلاح نماید و یا قسمت های نامطلوب را حذف کند. بنابراین پس از اعمال تغییرات می توان هندسه مورد نظر را به صورت نهایی ایجاد کرد. این مدل های هندسی مورد مطالعه در نرم افزار ABAQUS، جهت مش زدن و تولید المان ها مورد استفاده قرار می گیرند. در یک آنالیز تنش، جابجایی ها متغیرهای اصلی بوده و توسط روش المان محدود محاسبه می شوند. پس از آنکه جابجایی ها تعیین گردید، می توان کرنش ها و تنش ها را به سادگی با استفاده از آنها محاسبه نمود. در این تحقیق تحلیل رفتار سیستم سازه ای دیوار بتنی تحت بار رفت و برگشتی چرخه ای با استفاده از نرم افزار المان محدود ABAQUS صورت گرفته است. برای مدلسازی اجزای محدود سیستم دیوار بتنی از ماژول Mesh استفاده شده است . المان های اجزای مختلف دیوار بتنی شامل دیوار، تیر باربر و آرماتورها و استاده ها در این ماژول ایجاد شده است. این المان دارای قابلیت های خزش، پلاستیسیته، تورم، تنش سخت شدگی، کرنش سخت شدگی و تغییر شکل های بزرگ می باشد. در اشکال زیر مدل المان محدود ایجاد شده برای یک نمونه از دیوار بتنی به صورت اسمبل ارائه شده است .



شکل ۳-۱۸: مدل المان محدود نهایی دیوار بتنی در آباکوس



شکل ۳-۱۹: مدل المان محدود نهایی دیوار بتنی در آباکوس با جزییات

۳-۵. خصوصیات مصالح استفاده شده در دیوار بتنی مورد مطالعه

با توجه به اینکه سیستم دیوار بتنی از مصالح بتنی در دیوار بتنی و فولادی ساخته شده بنابراین در این تحقیق رفتار مصالح فولادی و بتنی به صورت کامل الاستیک - پلاستیک فرض شده است. بنابراین مطابق شکل زیر این خصوصیات، بر تمامی بخش های فولادی و بتنی دیوار در نرم افزار ABAQUS اعمال می گردد.

Edit Material

Name: ST

Description:

Material Behaviors

- Density
- Elastic**
- Plastic

Elastic

Type: Isotropic

☐ Use temperature-dependent data

Number of field variables: 0

Moduli time scale (for viscoelasticity): Long-term

☐ No compression

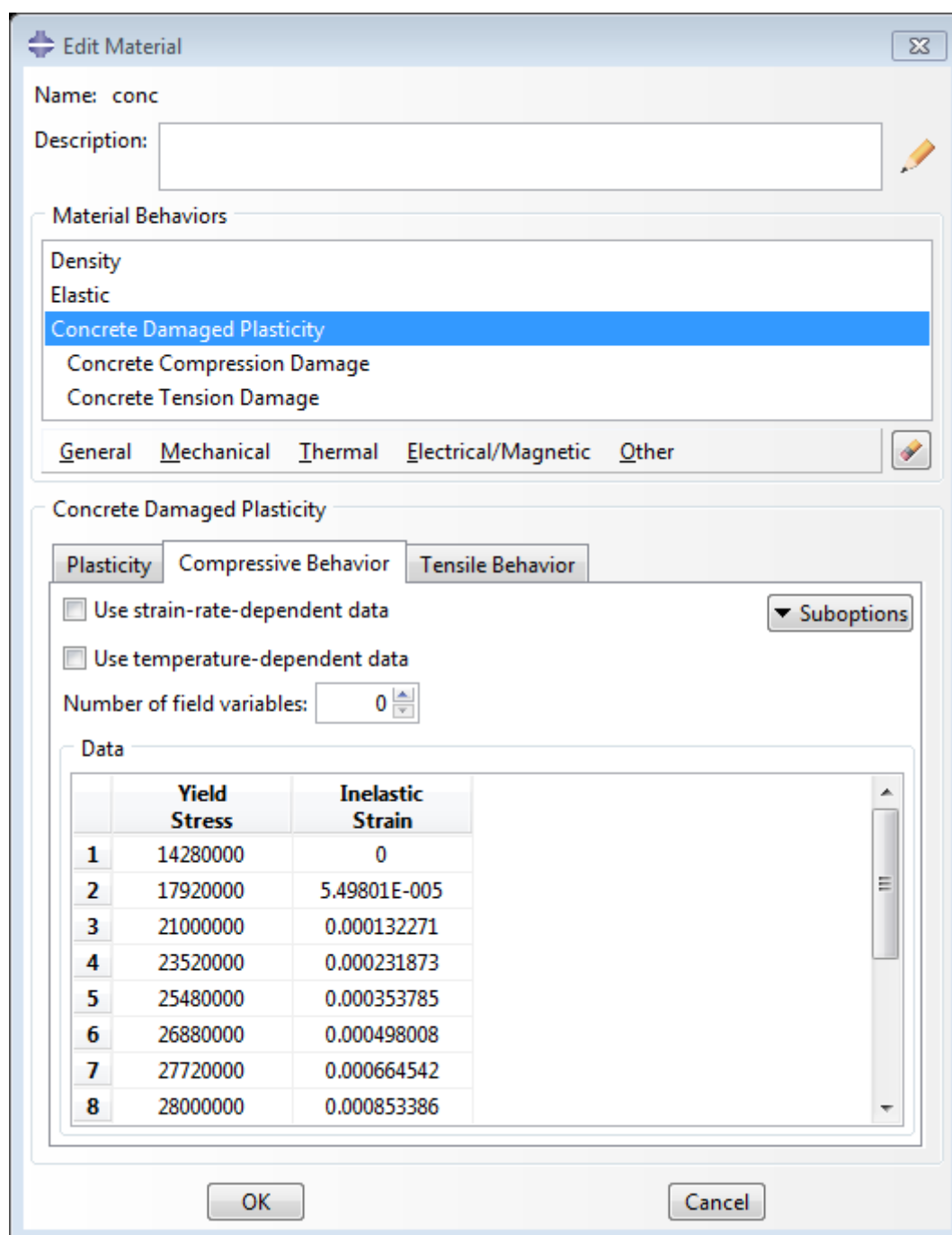
☐ No tension

Data

	Young's Modulus	Poisson's Ratio
1	215800000000	0.3

OK Cancel

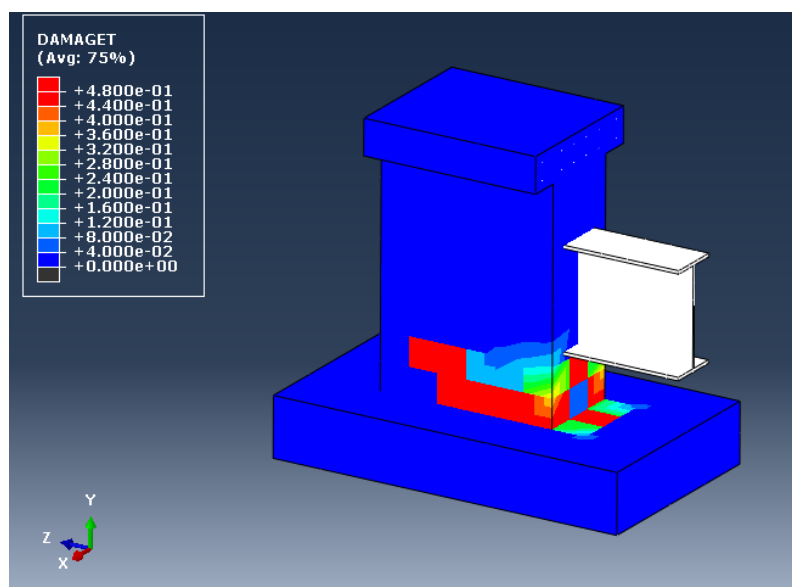
شکل ۳-۲۰: اعمال خصوصیات فولاد در نرم افزار ABAQUS



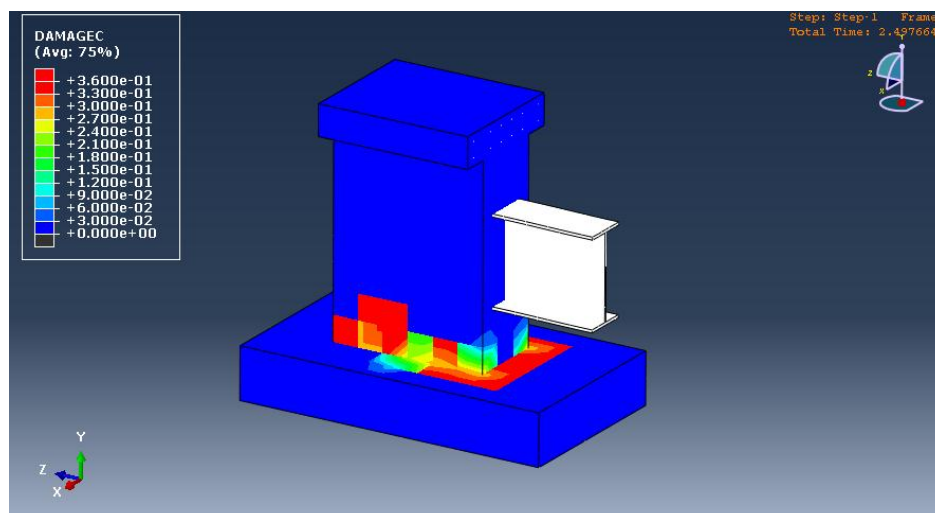
شکل ۳-۲۱: اعمال خصوصیات بتن در نرم افزار ABAQUS

۳-۶. نتیجه گیری

در ادامه نتایج حاصل از تحلیل دیوار بتنی به روش المان محدود با استفاده از نرم افزار آباکوس نشان داده شده است. همان طور که در ادامه مشاهده می گردد نتایج کانتورهای خرابی و همچنین نمودار هیستریزیس انطباق مناسبی با نتایج ارائه شده در مقاله مرجع دارد و بنابراین برای صحت سنجی نتایج مورد استفاده قرار می گیرد. در اشکال زیر کانتور خرابی ناشی از ترک خوردگی کششی و خرد شدگی فشاری در دیوار بتنی نشان داده شده است.



شکل ۳-۲۲: کانتور خرابی ترک خوردگی کششی در مدل



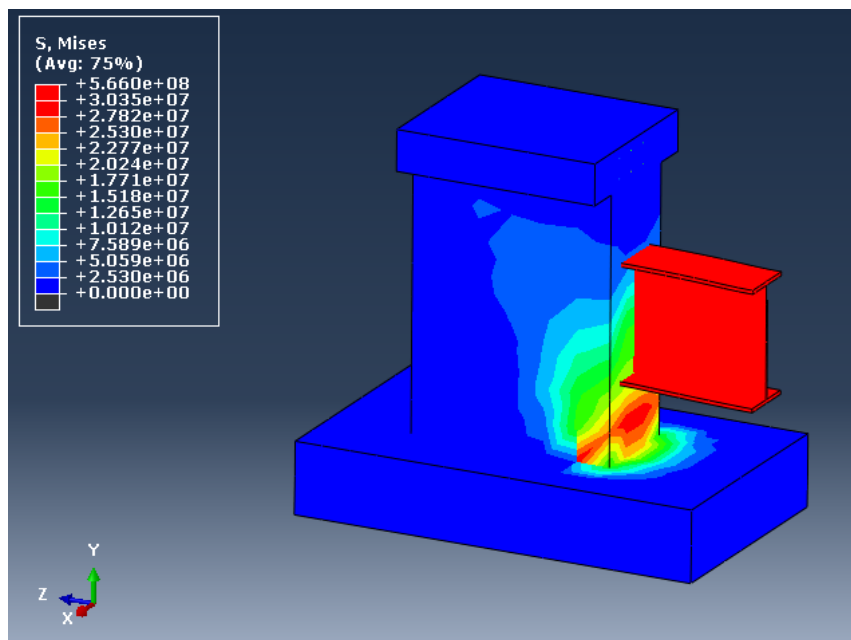
شکل ۳-۲۳: کانتور خرابی ناشی از خرد شدگی فشاری



(a) Specimen SBVRT.

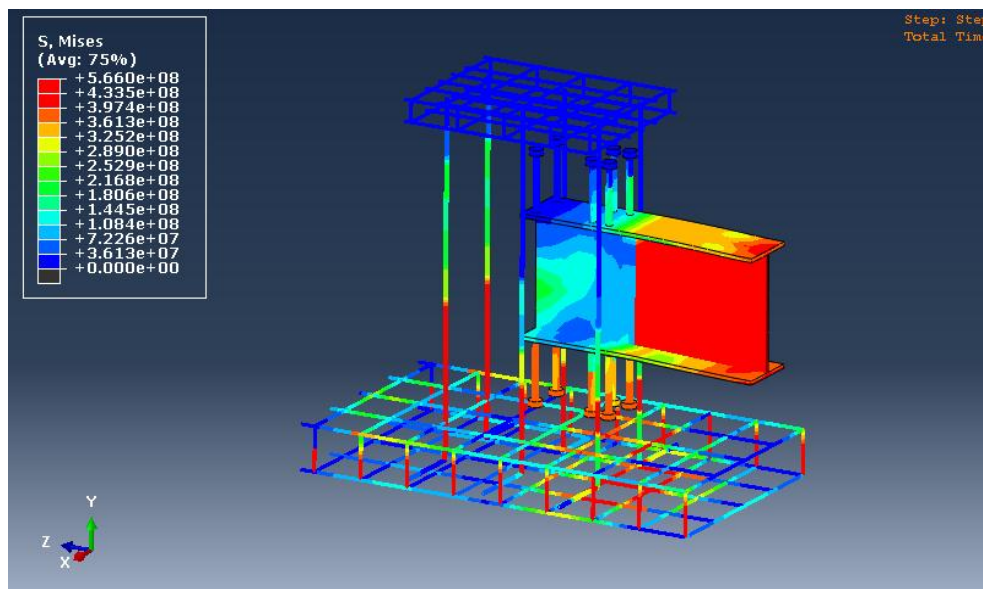
شکل ۳-۲۴: مود خرابی در مقاله مرجع [8]

در شکل زیر کانتور تنش در سازه دیوار بتنی نشان داده شده است. نواحی که در کانتور با رنگ قرمز نشان داده شده است بیان گر سطح تنش بالا و ایجاد خرابی در آنها است:



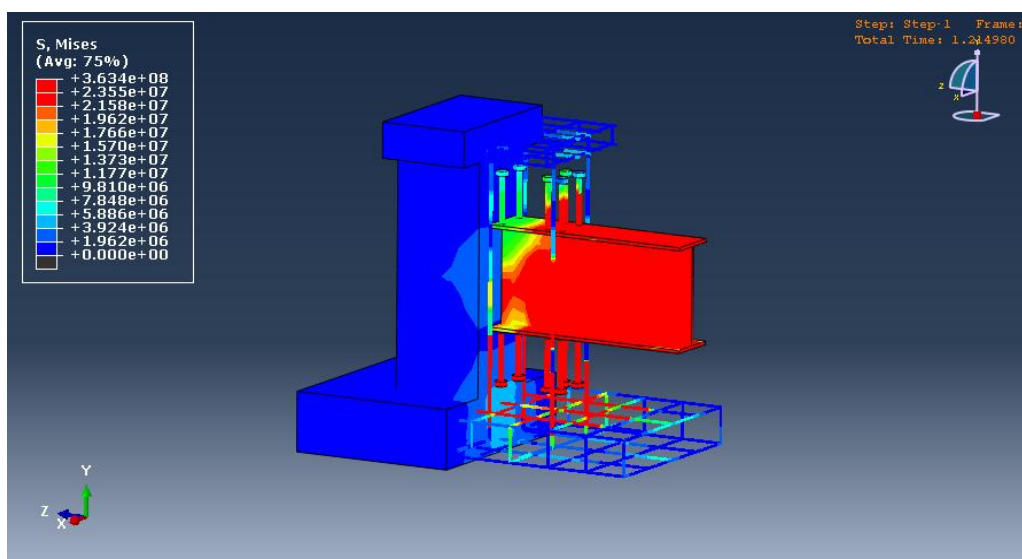
شکل ۳-۲۵: کانتور تنش در سازه دیوار بتنی

در شکل زیر کانتور تنش در بخش های فولادی دیوار بتنی نشان داده شده است :



شکل ۳-۲۶: کانتور تنش در بخش های فولادی

در شکل زیر کانتور تنش در بخش هایی از دیوار بتنی نشان داده شده است . برای نمایش بهتر شکل دیوار برش خورده است :

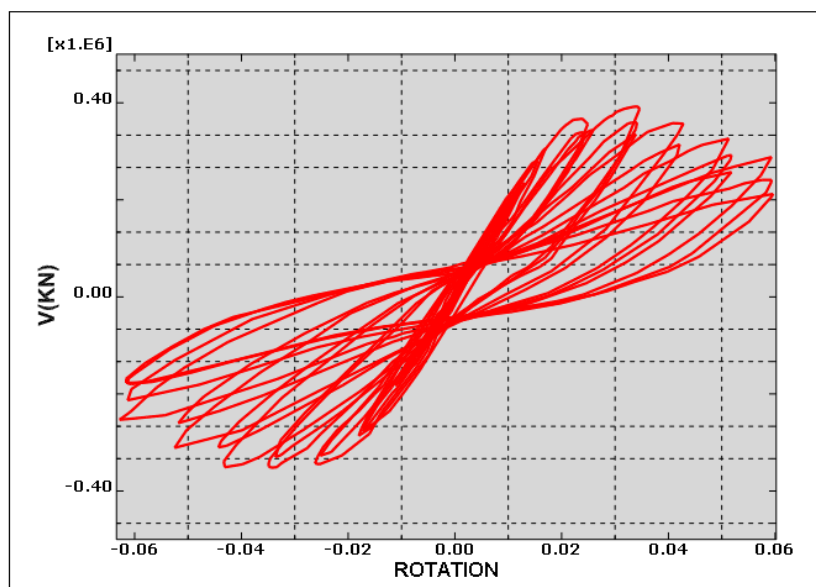


شکل ۳-۲۷: کانتور تنش در بخش هایی از دیوار بتنی

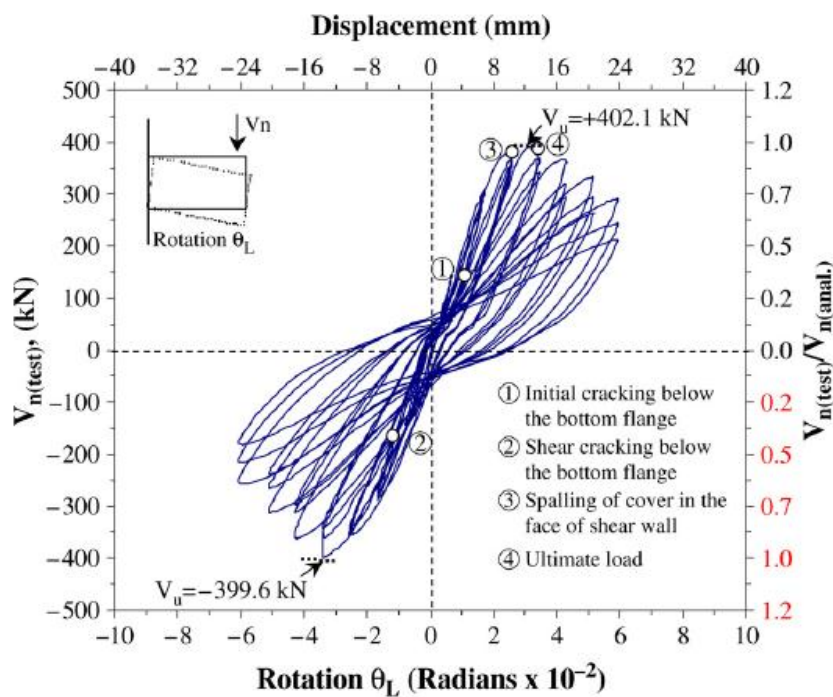
نمودار هیستریزیس :

در شکل زیر نمودار هیستریزیس در زمان اعمال بارگذاری چرخه ای دیوار بتنی نشان داده شده است.

این نمودار انطباق مناسبی با نتایج ارائه شده در مقاله مرجع دارد.



شکل ۳-۲۸: نمودار هیستریزیس ایجاد شده در نرم افزار آباکوس



شکل ۳-۲۹: نمودار هیستریزیس مقاله مرجع [8]

فصل چهارم

مدلسازی و تحلیل دیوار برشی

بتنی با تیر پیوند فلزی

در طولهای مختلف

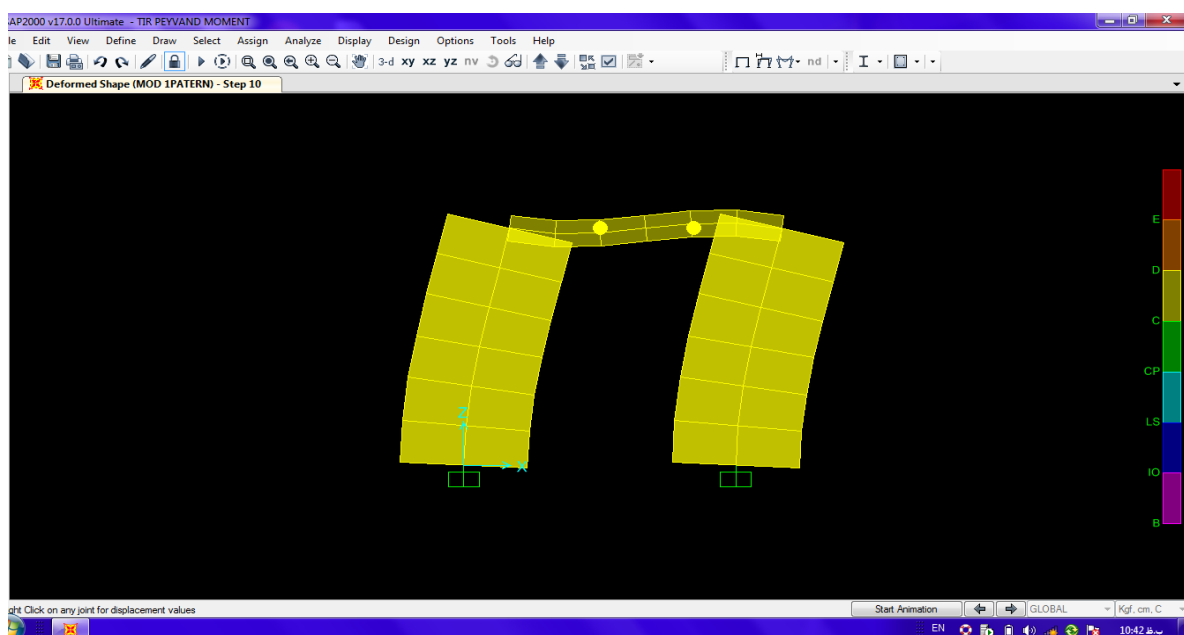
مقدمه

در ادامه کار و پس از صحت سنجی مدل، قرار است یک مدل دیوار برشی کوپله با تیر پیوند فلزی به صورت یک قاب یک طبقه یک دهانه با ارتفاع و ابعاد دیوار ثابت ساخته شود و با افزایش طول تیر پیوند از نیم تا دو و نیم متر با گامهای افزایشی نیم متر در ۵ مدل تحت بار گذاری سایکلینگ به بررسی رفتار غیر خطی و اتلاف انرژی در قاب و تیر پیوند از مد برشی تا خمشی پردازیم.

۴-۱. استفاده از نرم افزار SAP2000 جهت اطمینان از جاری شدن تیر پیوند

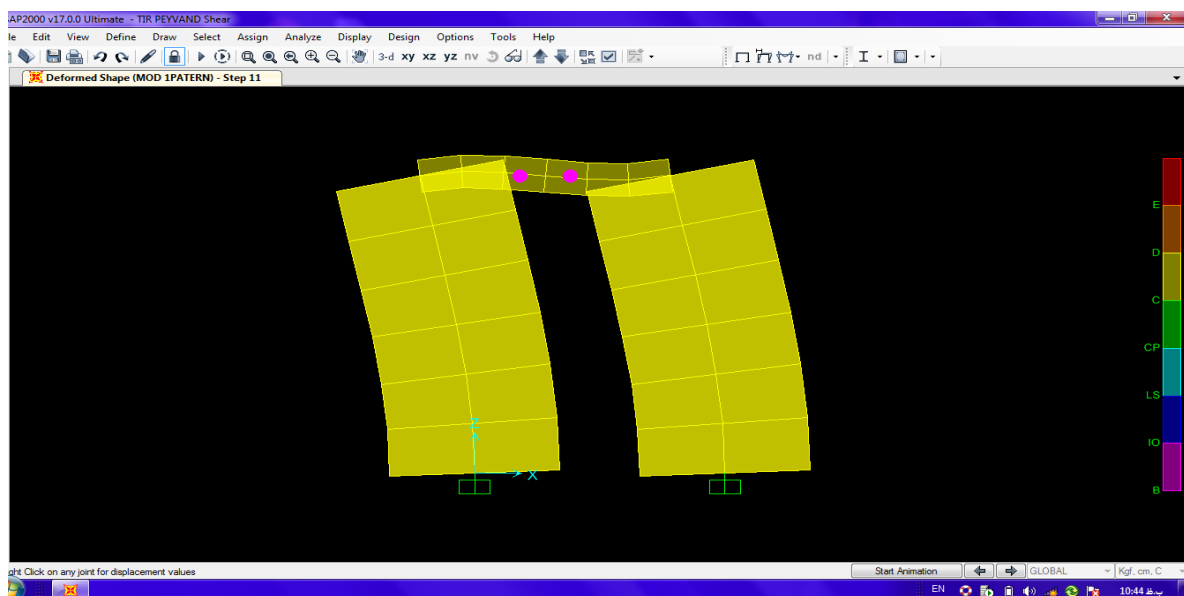
در ابتدا مقطع تیر پیوند به صورت IPE330 با اتصال گیردار به دیوار حدس زده میشود و جهت اطمینان از جاری شدن تیر پیوند در بررسیهای عددی توسط نرم افزار آباکوس قاب مورد نظر در محیط نرم افزار SAP2000 تحت پوشی معادل $10/02$ ارتفاع قاب یعنی ۶ سانتی متر قرار میگیرد و با تعریف مفاصل خمشی-برشی در ابتدا و انتهای تیر پیوند تحلیل استاتیکی غیر خطی پوش اور انجام شده و همانطور که در اشکال ۴-۱ و ۴-۲ ملاحظه می شود مفاصل تشکیل شده اند. لازم به ذکر است که مقاطع کوچکتر از IPE330 بدلیل سختی کم سهم نیروی کمتری در مجموعه میبرند و احتمالاً به جاری شدن نمیرسند و نیز در بررسی های قبلی توسط محققین نتیجه شد که عمق تیر پیوند نباید کم باشد. از اینرو بررسی در مقاطع IPE300 به بالاتر صورت گرفت. از طرفی با توجه به اینکه مطالعه ما تحلیلی و مقایسه نتایج تحلیل است و نه طراحی دنبال راه حل حدس دقیق مقطع مانند بخش ۲-۳ نیستیم بلکه یک حدس تقریبی با اطمینان از جار شدن آن مکفی است.

۱- قاب بتنی با دیوار کوبله به طول ۱/۵متر و تیر پیوند خمشی به طول ۱/۷متر در نرم افزار SAP2000



شکل ۴-۱ تشکیل مفصل خمشی در ابتدا و انتهای تیر پیوند

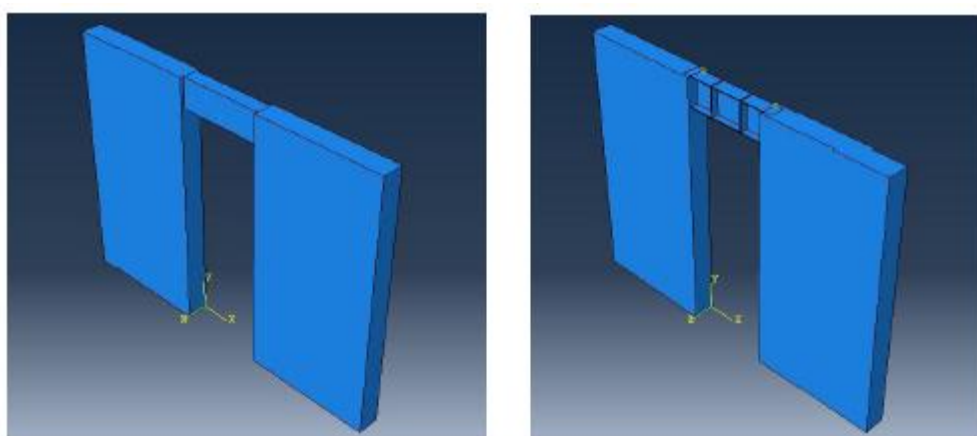
۲- قاب بتنی با دیوار کوبله به طول ۱/۵متر و تیر پیوند برشی به طول ۰/۷متر در نرم افزار SAP2000



شکل ۴-۲ تشکیل مفصل برشی در ابتدا و انتهای تیر پیوند

۴-۲. ساخت مدل در محیط اباکوس و تحلیل پوش اور و مقایسه با پیوند بتنی

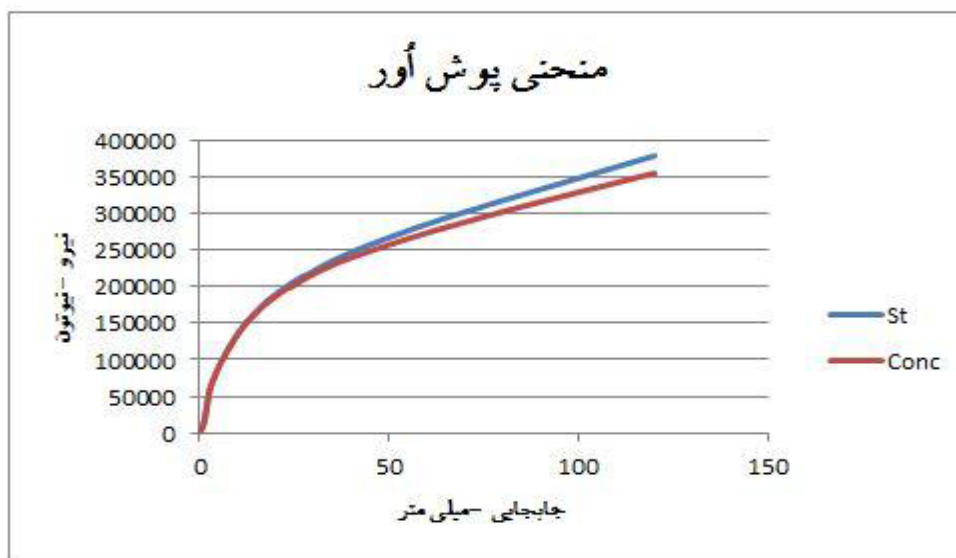
مدل مورد مطالعه در محیط نرم افزار المان محدود آباکوس ساخته می شود (شکل ۴-۳) و یک تغییر مکان معادل $0.4/0$ ارتفاع دیوار یعنی 12 سانتی متر به قاب با طول تیر پیوند 1 متر داده می شود. و در حالت تیر پیوند بتنی و فلزی با سخت کننده، منحنی پوش اور ترسیم می شود (شکل ۴-۴) و پس از مقایسه دو منحنی تیر پیوند فلزی با سخت کننده مورد مطالعه قرار میگیرد.



شکل ۴-۳: مدل سازی قاب با تیر پیوند فلزی (شکل سمت راست) و بتنی (شکل سمت چپ)

پس از مدل سازی و انجام تحلیل نتایج زیر حاصل می شود.

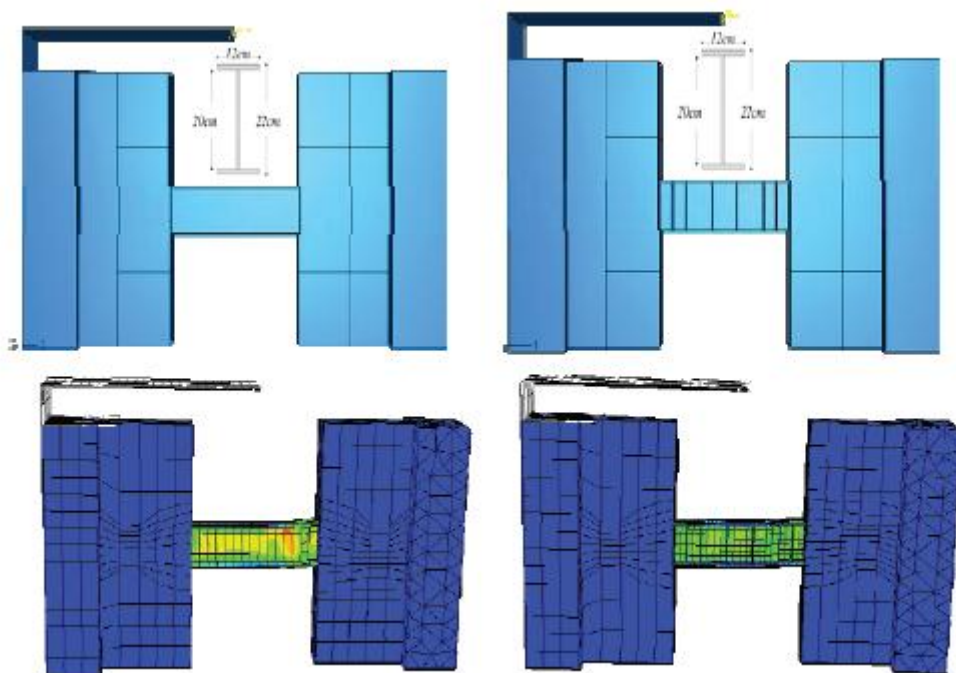
همانطور که از شکل ۴-۴ مشخص است، سطح زیر منحنی پوش اور در حالتی که تیر پیوند فلزی می باشد بیشتر از تیر بتنی است



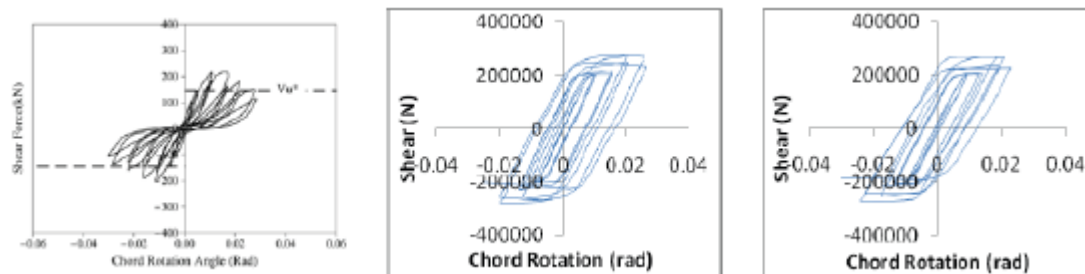
شکل ۴-۴: منحنی پوش اور

۴-۳. استفاده از مطالعات مشابه صورت گرفته روی تیر پیوند

همانطور که در بیشینه تحقیق اشاره شد MAHMOOD HOSSEINI^{1a}, HOSSEIN SADEGHI² AND SEIDALI HABIBY²[7] سه قاب با طول تیر پیوند یکسان در سه حالت تیر پیوند بتنی-فلزی-فلزی با سخت کننده جان را مورد بررسی قرار داد (شکل ۴-۵) و تحت بارگذاری سایکلنگ با بدست آوردن منحنی های هیستریزیس (شکل ۴-۶) و ترسیم منحنی اتلاف انرژی در برابر جابجایی (شکل ۴-۷) به این نتیجه رسید که رفتار لرزه ای تیر پیوند فلزی خصوصا با سخت کننده بهتر از تیر پیوند بتنی است و با فلزی کردن تیر پیوند استهلاك انرژی در قاب به سه برابر حالت تیر پیوند بتنی میرسد در حالیکه سخت کننده های جان فقط ۱۰٪ به اتلاف انرژی و بهبود رفتار لرزه ای کمک میکنند. با استناد به مطالعات فوق در این تحقیق تیر پیوند فلزی با سخت کننده های جان طبق ضوابط مورد مطالعه قرار گرفته است.

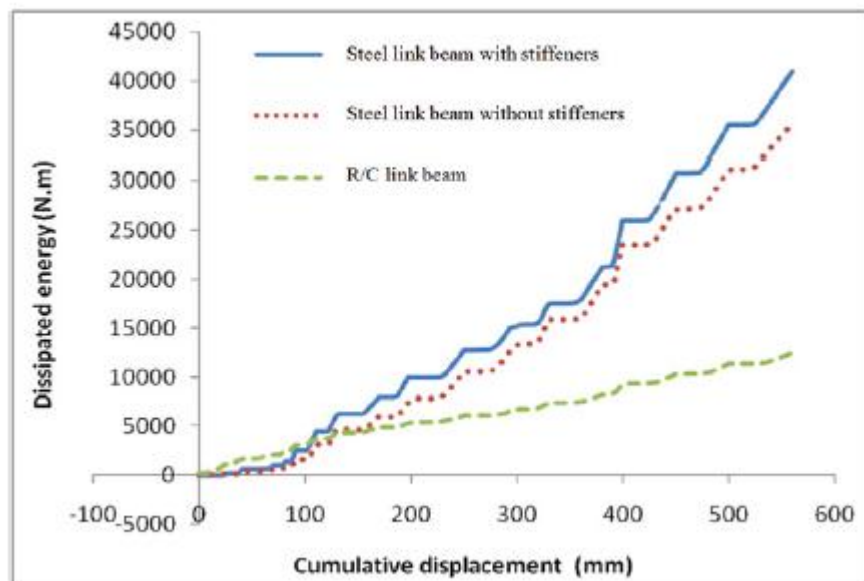


شکل ۴-۵ قاب با تیر پیوند فلزی بدون (چپ) و با (راست) سخت کننده و مطابقت با پیوند بتنی [۷]



شکل ۴-۶ منحنی های هیستریزیس تیر پیوند بتنی (چپ) فلزی بدون سخت کننده (راست) فلزی با سخت

کننده (میانی) [۷]



شکل ۷-۴ منحنی انرژی تلف شده در برابر جابجایی تجمعی [۷]

۴-۴- مجاسبات مربوط به تیر پیوند و فواصل سخت کننده ها

همانطور که در فصل دوم پرداخته شد با توجه به اینکه ضوابط تیرهای پیوند فولادی مشابه بادبندهای برون محور است [۲۲] با فرض استفاده از مقطع IPE330 جهت تیر پیوند طبق بند ۴-۱ به بررسی و محاسبه قاب مانند قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا می پردازیم:

$$M_p = Z F_Y = 810 \times 2400 = 1944000 \text{ kg-cm}$$

$$V_p = 0.6 F_Y A_w = 0.60 \times 2400 \times (33 - 2 \times 1.15) \times 0.701 = 33000 \text{ kg}$$

$$1.6 M_p / V_p = 1.6 \times 63 = 95 \text{ cm}$$

$$2.6 M_p / V_p = 2.6 \times 63 = 160 \text{ cm}$$

$$5 M_p / V_p = 5.0 \times 63 = 315 \text{ cm}$$

بر طبق آیین نامه [22] AISC2002 مقدار چرخش پلاستیک را برای رفتار برشی ۸٪ رادیان معرفی میکند.

برای تیر های پیوند برشی اگر دستیابی به دوران نهایی ۸٪ رادیان مورد نظر باشد فاصله سخت کننده ها نباید بیش از $\{30t_w-d/5\}$ و اگر دستیابی به دوران ۲٪ رادیان مورد نظر باشد فاصله سخت کننده ها نباید بیش از $\{52t_w-d/5\}$ باشد.

در تیر های پیوند با طول بزرگتر از $2.6M_P/V_P$ و کوچکتر از $5M_P/V_P$ در فاصله $1.5b_f$ از هر انتها یک سخت کننده قائم جان قرار میگیرد. برای پیوند بین حالت برش و خمش باید ضوابط مربوط به سخت کننده ها در دو حالت برقرار باشد.

طبق توضیحات بالا، در طولهای قبل از ۱۰۰ سانتی متر تیر پیوند قاب بالا به برش کار میکند و در طولهای بیش از ۱۶۰ سانتی متر به خمش و بین این دو توسط ترکیبی از خمش و برش جاری می شود و طولهای بالای ۳۱۵ سانتی متر مورد بررسی ما نیست.

فواصل سخت کننده های جان بر اساس زاویه چرخش زیر ۰/۰۳ رادیان

تیر پیوند با رفتار برشی $y \leq 0.03 \text{ rad} \quad S \leq 52t_w-d/5 \quad S \leq 48 \text{ cm} \quad y_p = (I^* \Delta) / (h^* e) = 0.025$

تیر پیوند با رفتار برشی - خمشی $y \leq 0.03 \text{ rad} \quad S \leq 52t_w-d/5 \quad S \leq 48 \text{ cm} \quad y_p = (I^* \Delta) / (h^* e) = 0.029$

۴-۵. ساخت هندسه مدل

بر اساس فرضیات عملی ۵ مدل قاب یک طبقه یک دهانه با طول تیر پیوند متفاوت ساخته میشود.

۴-۵-۱- مشخصات مصالح مصرفی

بر اساس مشخصات فنی مصالح ساختمانی موجود در بازار از جمله میلگرد مقاومت بالا و میانگین

مقاومت استوانه ای نمونه های بتن جداول ۴-۱ و ۴-۲ تنظیم شده اند.

جدول ۴-۱: مشخصات مکانیکی آرماتور و فولاد در این تحقیق

	Yield strength f _y (MPa)	Yield strain ε _y (×10 ⁻⁶)	Elastic modulus E _s (MPa)	Ultimate strength f _{su} (MPa)	Density γ(n/mm ³)	ν
Reinforcement	400	2533	157900	555	7.85e-5	0.3
Steel	240	1200	200000	370	7.85 e-5	0.3

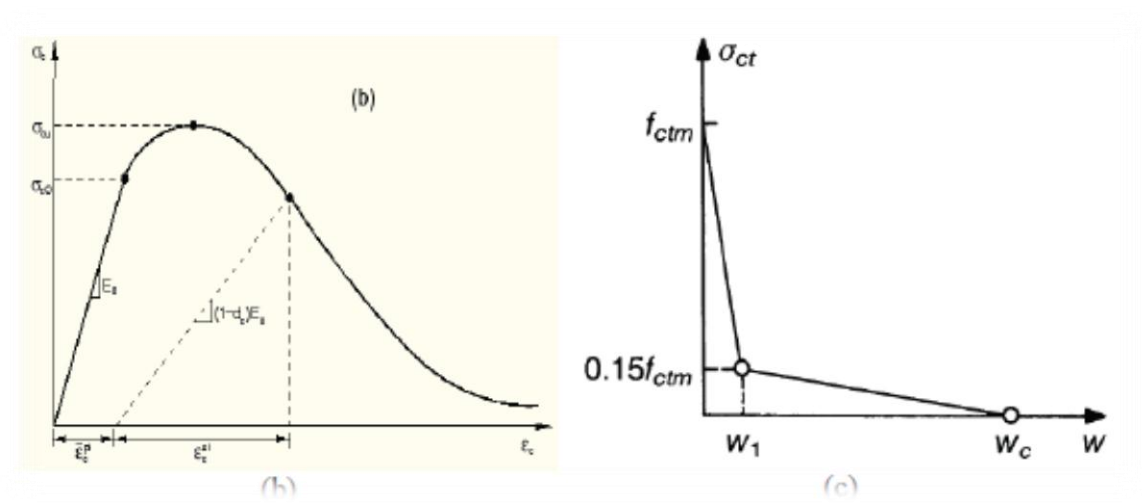
جدول ۴-۲: مشخصات فشاری بتن در این تحقیق [23]

	Compressive strength(Mpa) F' _c (MPa)	Density γ(n/mm ³)	Elastic modulus(Mpa) EC (MPa)	Poisson ratio ν
Concrete	15	2.4E-5	180000	0.18

Concrete	Dilation Angle	Eccentricity	fb0/fc0	K	Viscosity Parameter
	30.5	0.10	1.16	0.666	.001

۴-۵-۲- نحوه مدلسازی بتن در ABAQUS

در این برنامه برای مدلسازی بتن از concrete damaged plasticity استفاده شده است. توسط این ویژگی می توان رفتار کشش و فشار بتن را مدل کرد. نحوه مدلسازی رفتار فشاری بتن در شکل ۴-۸-ب آمده است برای مدلسازی رفتار کششی بتن چند روش وجود دارد که در این مدل از مقدار باز شدگی ترک در مقابل تنش استفاده شده است (شکل ۴-۸-ج)

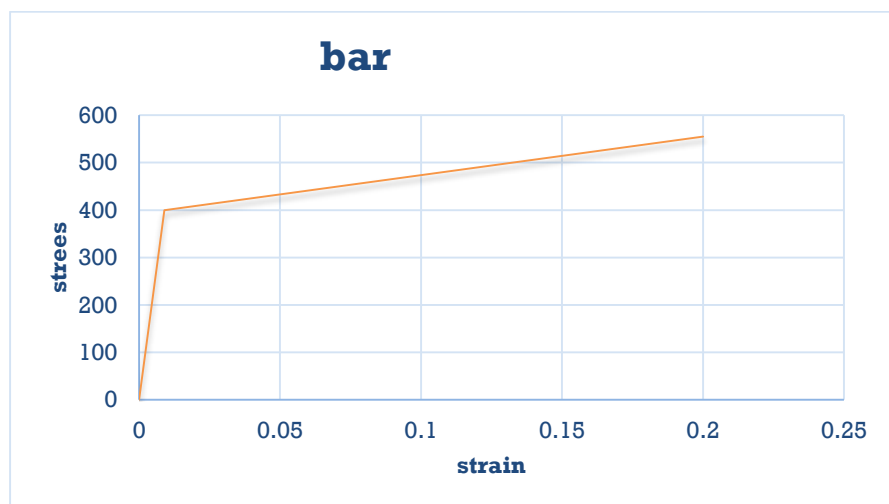


شکل ۴-۸ نمودار رفتار فشاری (b) و کششی (c) بتن [۲۳]

۴-۵-۳- نمودار تنش - کرنش مقطع IPE و میلگردها



شکل ۴-۹ نمودار تنش - کرنش فولاد



شکل ۴-۱۰ نمودار تنش - کرنش میلگرد

۴-۵-۴- مشخصات اجزاء و مقاطع قاب

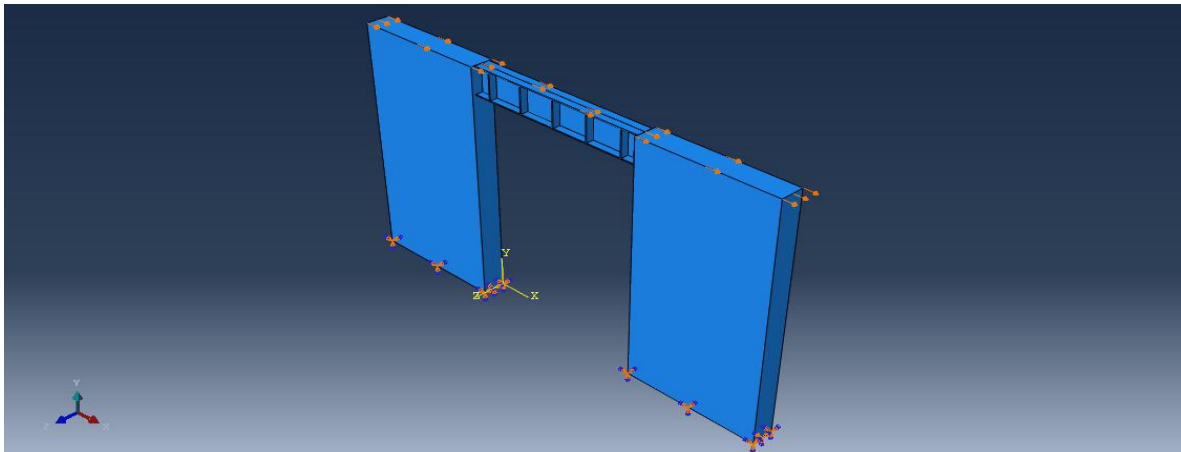
CB1	WALL(l*w*h)	1500*250*3000	CON	$\Delta Y=4\text{mm}$
	Coppling beam(IPE33)	0.5	STEEL	
	Wall Reinforcement	$\Phi 14@14\text{c/c}$	bar	
	Horizontal ties	$\Phi 10@15\text{c/c}$	bar	
CB2	WALL(l*w*h)	1500*250*3000	CON	$\Delta Y=5\text{mm}$
	Coppling beam(IPE33)	L=1.00	STEEL	
	Wall Reinforcement	$\Phi 14@14\text{c/c}$	bar	
	Horizontal ties	$\Phi 10@15\text{c/c}$	bar	
CB3	WALL(l*w*h)	1500*250*3000	CON	$\Delta Y=6\text{mm}$
	Coppling beam(IPE33)	L=1.5	STEEL	
	Wall Reinforcement	$\Phi 14@14\text{c/c}$	bar	
	Horizontal ties	$\Phi 10@15\text{c/c}$	bar	
CB4	WALL(l*w*h)	1500*250*3000	CON	$\Delta Y=7\text{mm}$
	Coppling beam(IPE33)	L=2.0	STEEL	
	Wall Reinforcement	$\Phi 14@14\text{c/c}$	bar	
	Horizontal ties	$\Phi 10@15\text{c/c}$	bar	
CB5	WALL(l*w*h)	1500*250*3000	CON	$\Delta Y=8\text{mm}$
	Coppling beam(IPE33)	L=2.50	STEEL	
	Wall Reinforcement	$\Phi 14@14\text{c/c}$	bar	
	Horizontal ties	$\Phi 10@15\text{c/c}$	bar	

جدول ۴-۳ مشخصات مقاطع تشکیل دهنده قاب

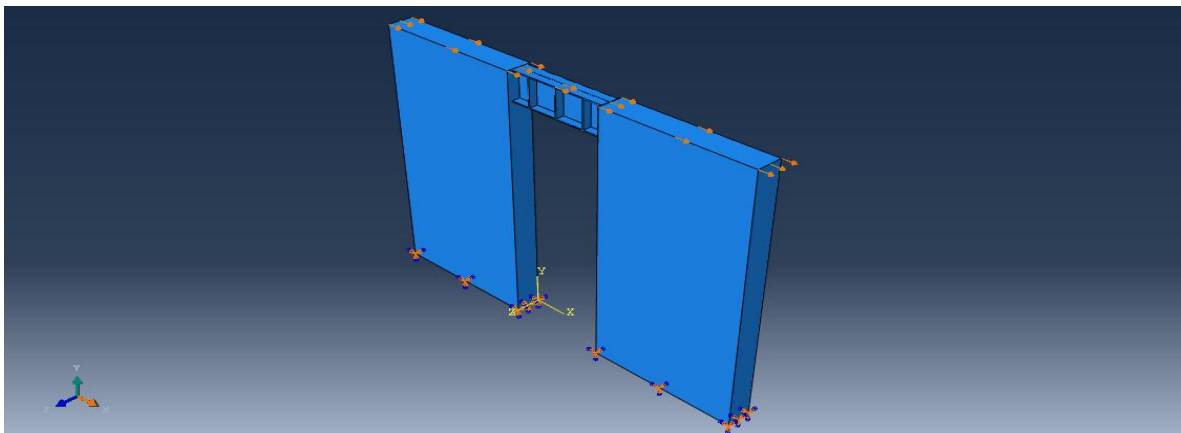
۴-۶. تحلیل پوش اور نمونه ها

هر پنج نمونه پس از ساخت تحت پوشی معادل چهار درصد ارتفاع قاب یعنی ۱۲۰ میلیمتر قرار میگیرند به عبارتی بارگذاری از نوع جابجایی یک طرفه به میزان ۱۲ سانتیمتر به نمونه ها مطابق اشکال ۴-۱۱ و ۴-۱۲ اعمال شده و پس از ملاحظه تغییر شکل قاب مطابق اشکال ۴-۱۳ و ۴-۱۴ منحنی پوش اور نمونه ها (شکل ۴-۱۲) ترسیم میگردد .

الف-ساخت هندسه مدل و بار گذاری

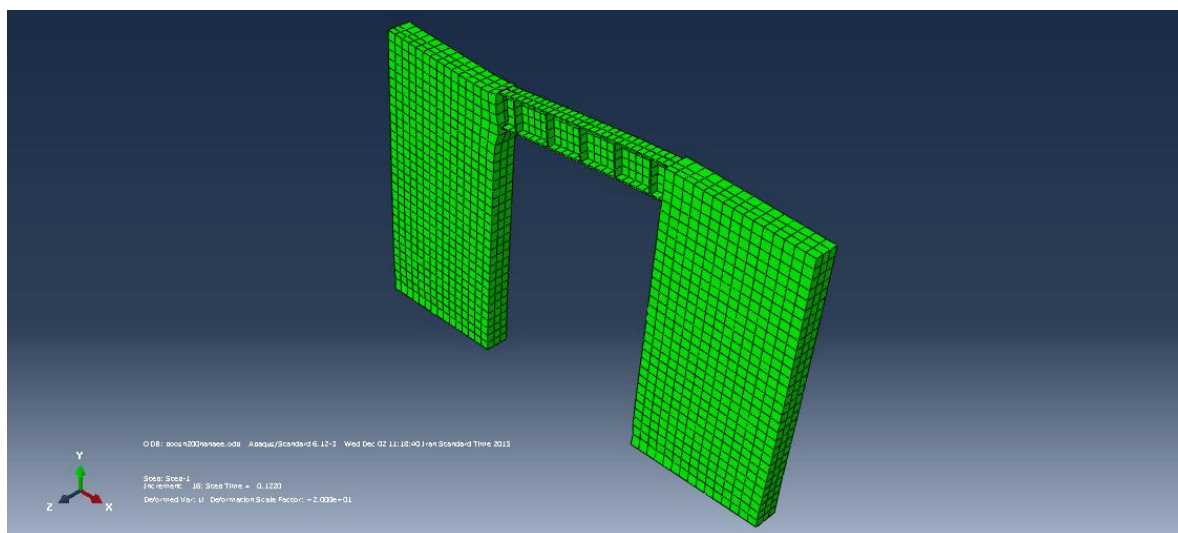


۴-۱۱: مدلسازی قاب با تیر پیوند فلزی به طول ۲متر

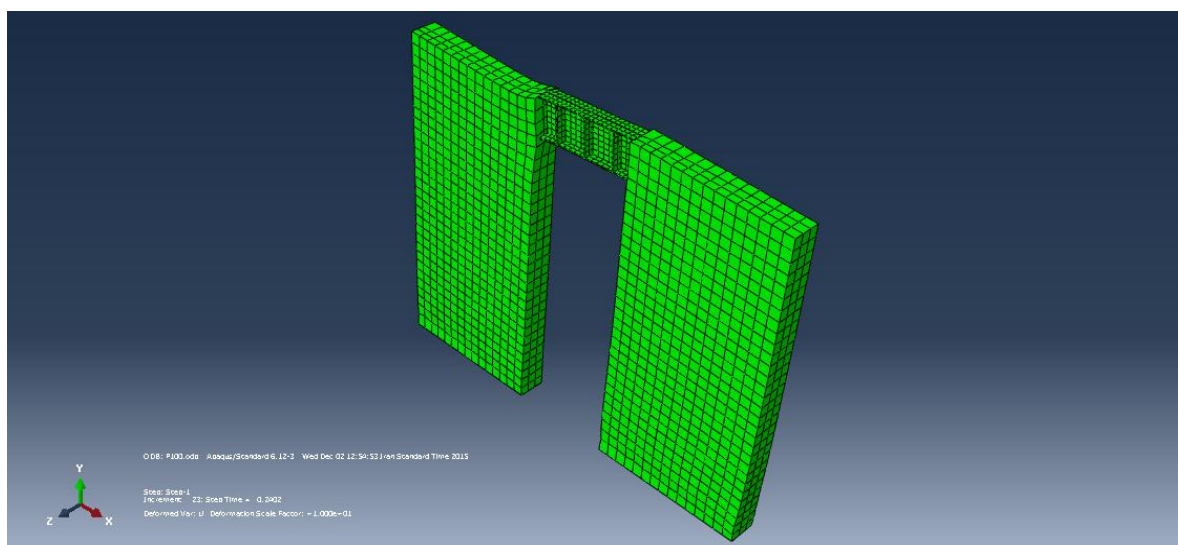


۴-۱۲: مدلسازی قاب با تیر پیوند فلزی به طول ۱متر

ب- تغییر شکل قاب تحت اعمال پوش (بار جانبی از نوع تغییر مکان)



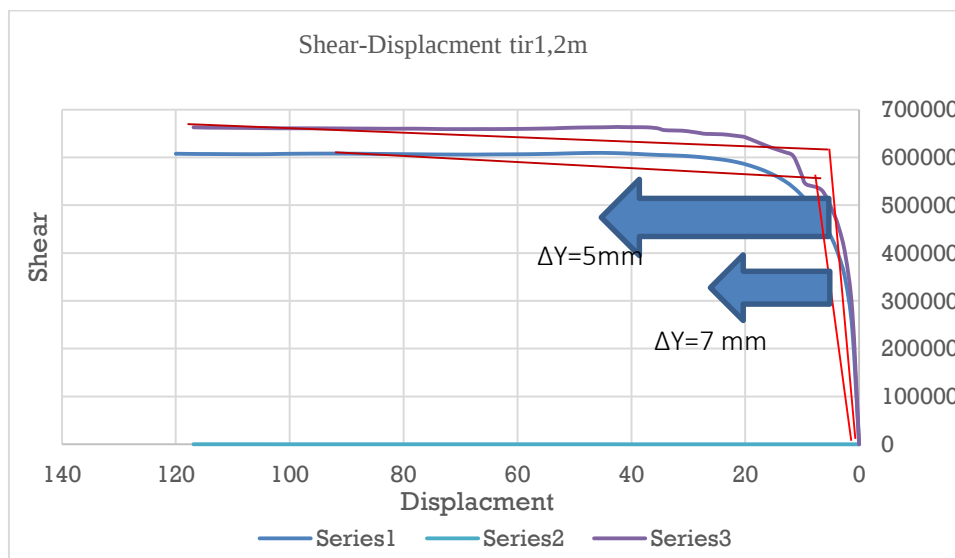
شکل ۴-۱۳: تغییر شکل قاب با تیر پیوند ۲ متری تحت پوش



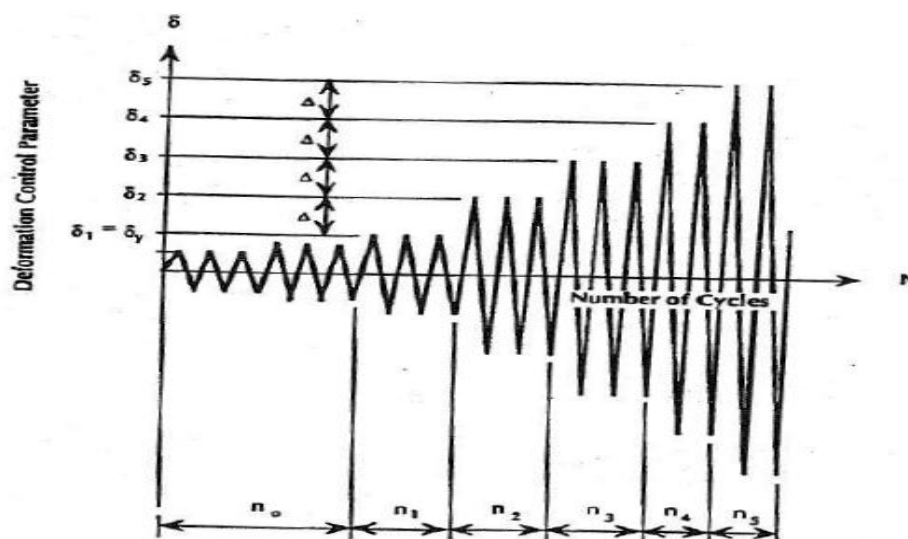
شکل ۴-۱۴: تغییر شکل قاب با تیر پیوند ۱ متری تحت پوش

۷-۴. دوخطه کردن منحنی و بدست آوردن Δy

در نمودار شکل ۴-۱۵ قاب با تیر پیوند ۱ و ۲ متر به طور نمونه طریقه استخراج Δy با دوخطه کردن منحنی پوش طوریکه سطح زیر نمودار دو خطه و منحنی پوش برابر باشد و همچنین در $V_y 0.6V$ خط اولیه منحنی را قطع کند ترسیم شده است.

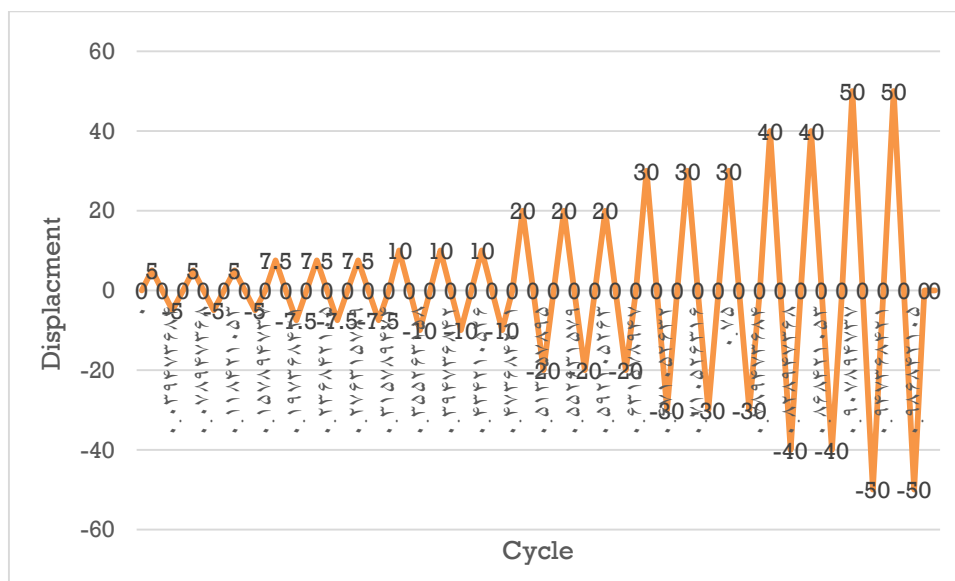


شکل ۴-۱۵ سای

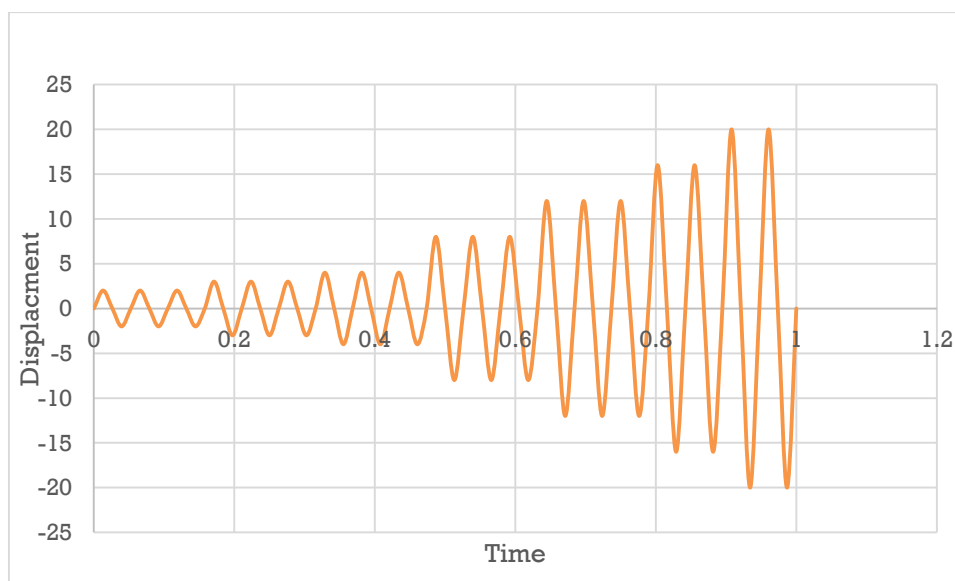


شکل ۴-۱۶ پروتکل بارگذاری به نقل از [24] ATC24

۸-۴. استخراج پروتکل بار گذاری از ATC24 با داشتن Δy



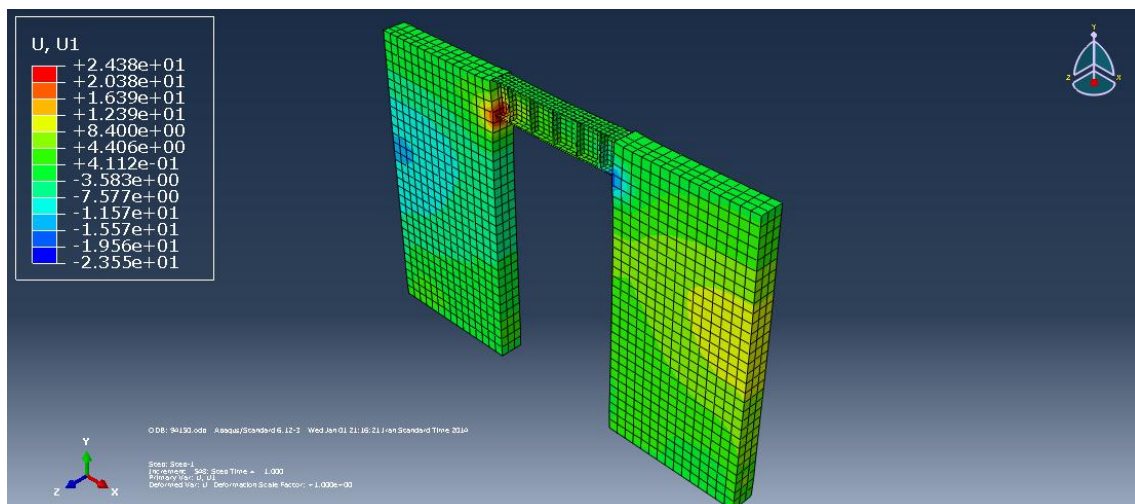
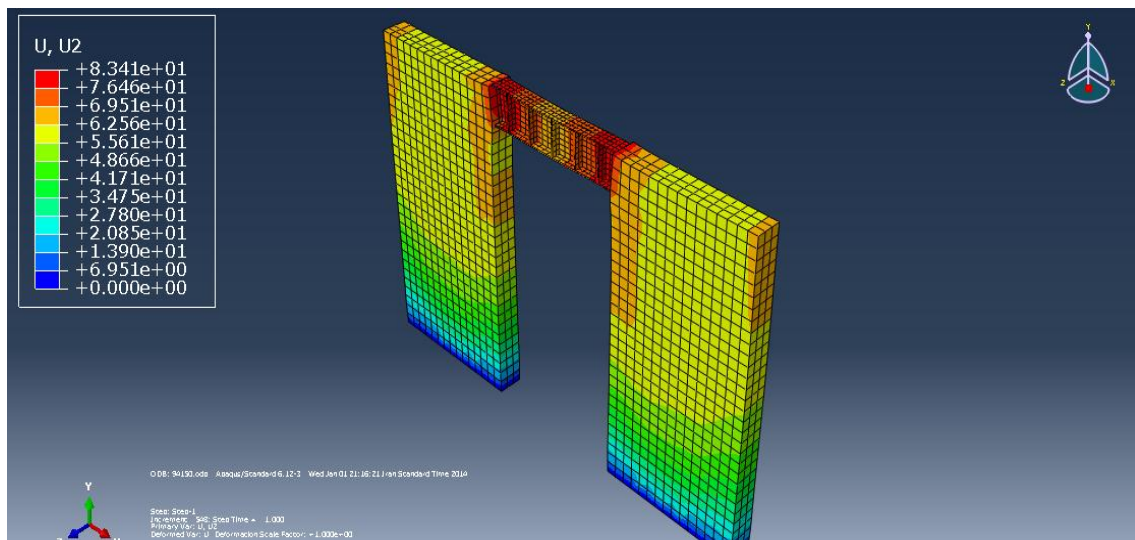
شکل ۴-۱۷ بار گذاری سایکلینگ^۱ نمونه ۲.۵ متری



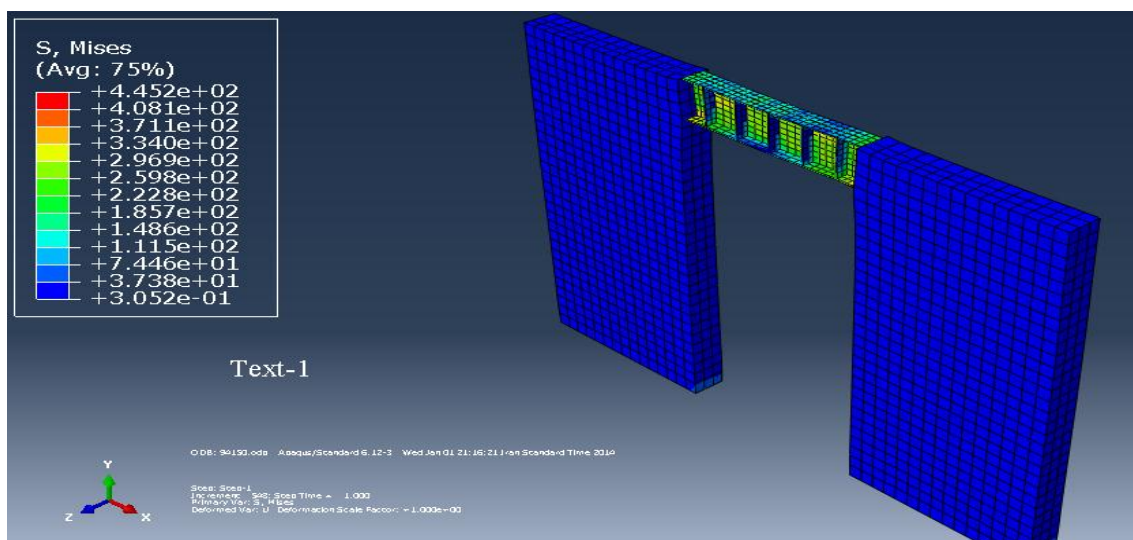
۹-۴. بررسی رفتار لرزه ای

هر پنج نمونه (جدول ۲) تحت بار گذاری سایکلینگ بدست آمده از ATC24 [24] براساس Δy نظیر بدست آمده از تحلیل پوش اور قرار گرفته ومورد تحلیل قرار گرفته و نتایج زیر حاصل شدند.

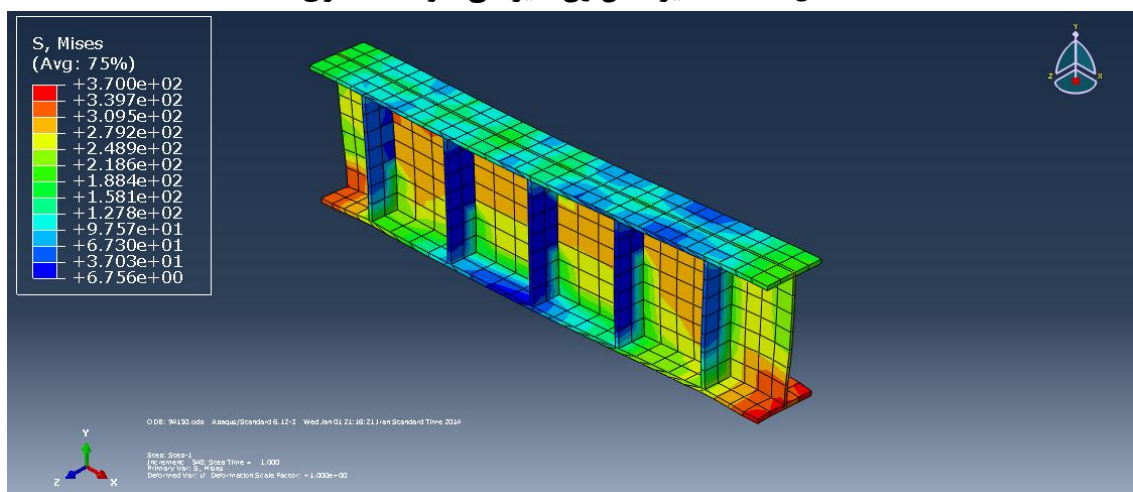
۹-۴-۱- تنش ون مایز و تغییر شکل نمونه ۱/۵متری و تیر پیوند



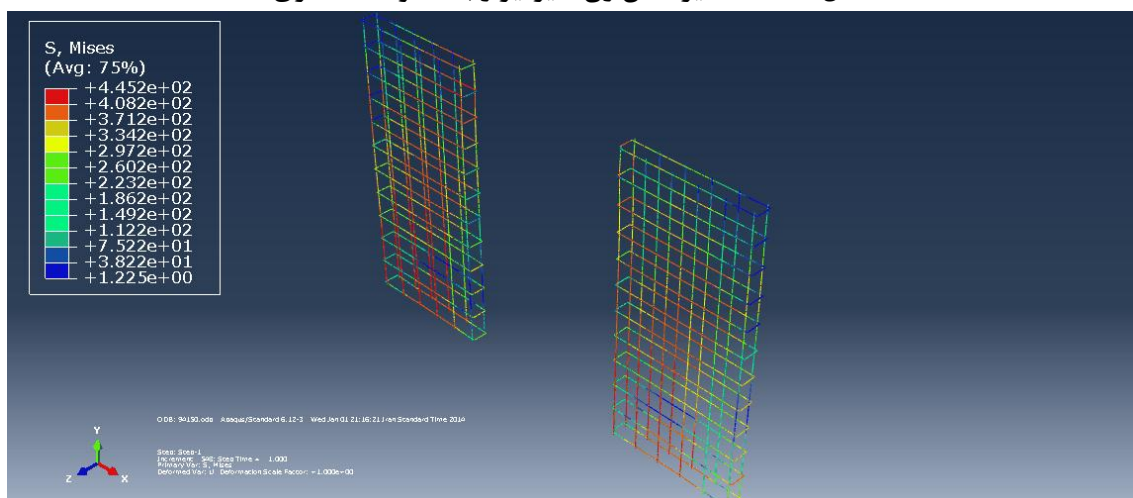
شکل ۹-۴: مقادیر جابجایی کلی نمونه ۱/۵متری



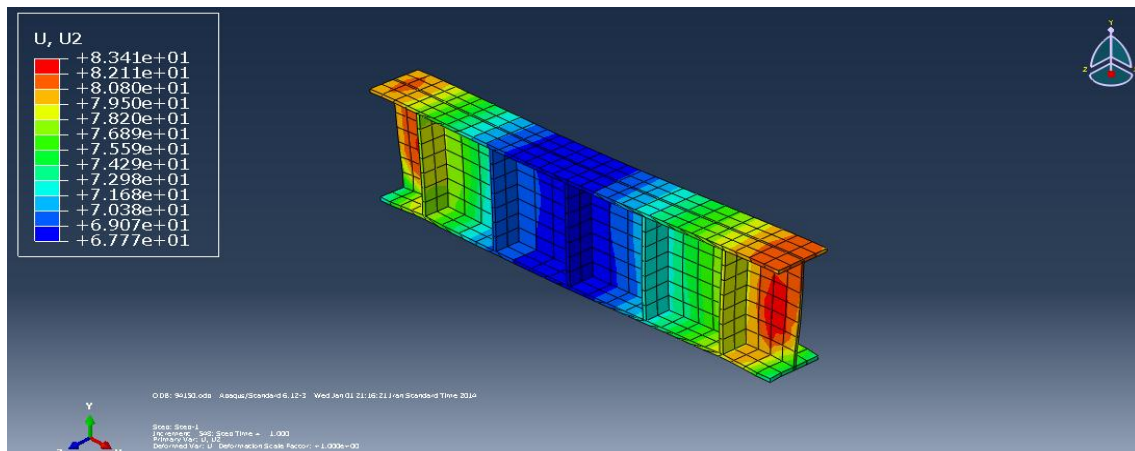
شکل ۴-۲۰: مقادیر تنش ون مایزکلی نمونه ۱/۵متری



شکل ۴-۲۱: مقادیر تنش ون مایز تیر رابط نمونه ۱/۵متری



شکل ۴-۲۲: مقادیر تنش ون مایز آرماتورهای طولی نمونه ۱/۵متری

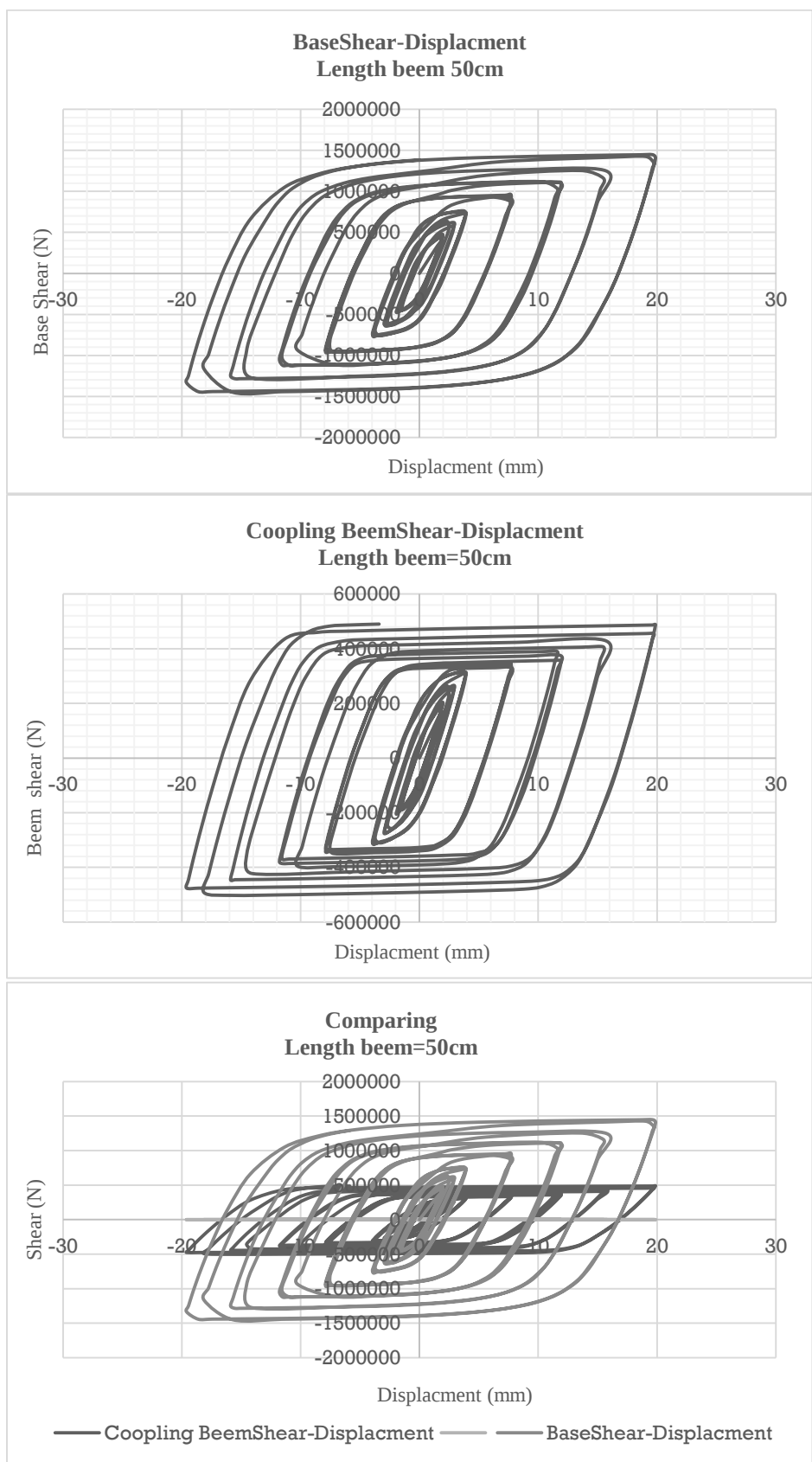


شکل ۴-۲۳: مقادیر جابجایی قائم تیر رابط نمونه ۱/۵ متری

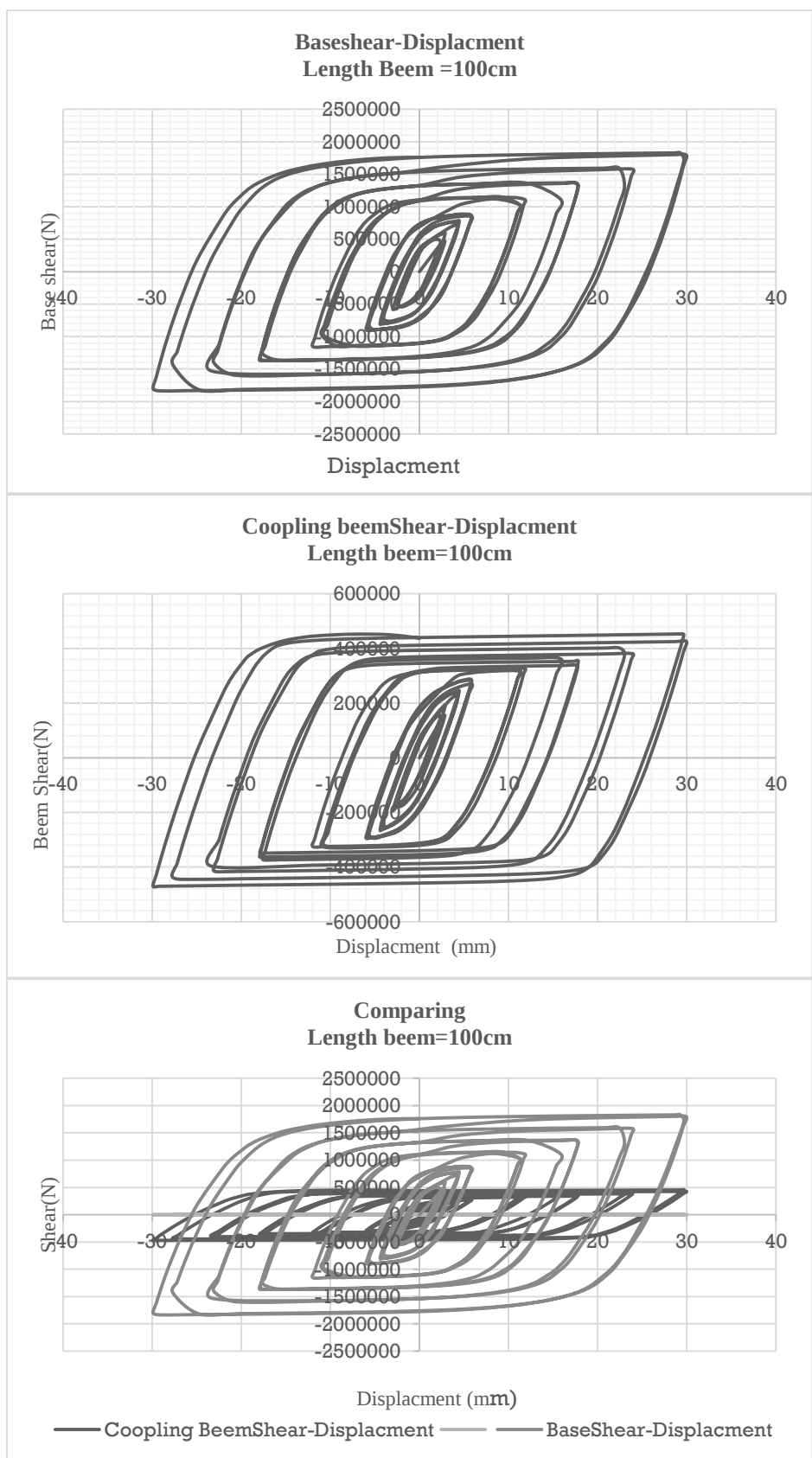
۴-۹-۲- رسم منحنی های هیستریزیس

بعد از تحلیل هیستر تیک قابها دیاگرام مجموع خروجی عکس العمل افقی هر دو تکیه گاه که معادل برش پایه است و مجموع عکس العمل قائم یکی از تکیه گاهها که همان نیروی برشی ایجاد شده در تیر پیوند میباشد و همچنین میانگین جابجایی دو سر قاب تحت بار گذاری سایکلینگ در مقابل زمان بدست آمده و از ترکیب دیاگرام برش و جابجایی در مقابل زمان منحنی هیستریزیس برش پایه و همچنین برش تیر پیوند در مقابل جابجایی قاب ترسیم و داده ها به نرم افزار اکسل جهت رسم دقیق تر منحنی هیستریزیس منتقل می شود و با نرم افزار اکسل منحنی های زیر ترسیم و در فصل پنجم مورد نقد و بررسی قرار میگیرد.

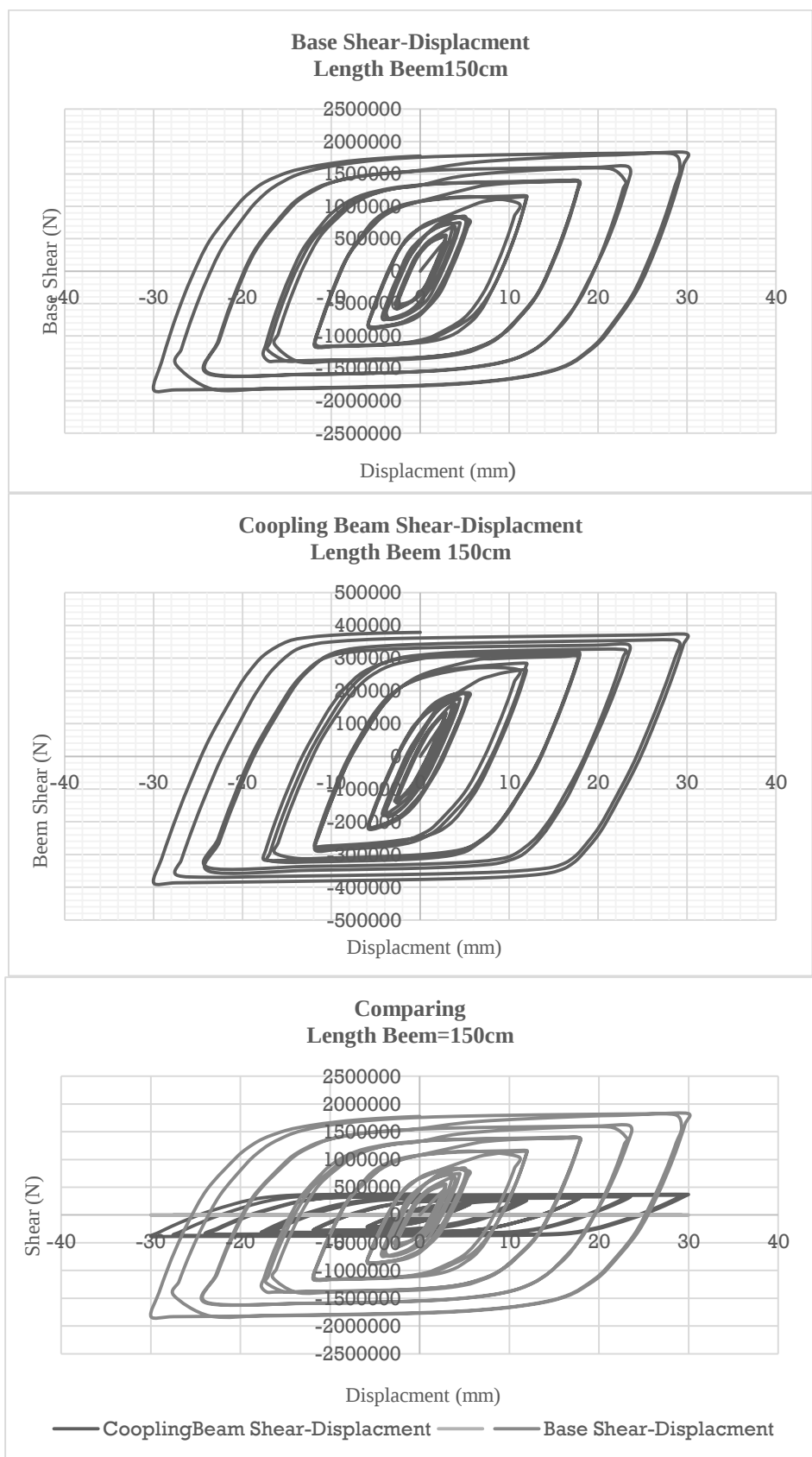
در هر پنج نمونه اولین نمودار برش پایه قاب در مقابل جابجایی آن دومین نمودار رفتار هیستر تیک برش تیر پیوند در مقابل جابجایی قاب و سومین نمودار ترسیم دو نمودار قبلی در یک شیت جهت بررسی در صد اتلاف انرژی ورودی قاب بوسیله تیر پیوند میباشد.



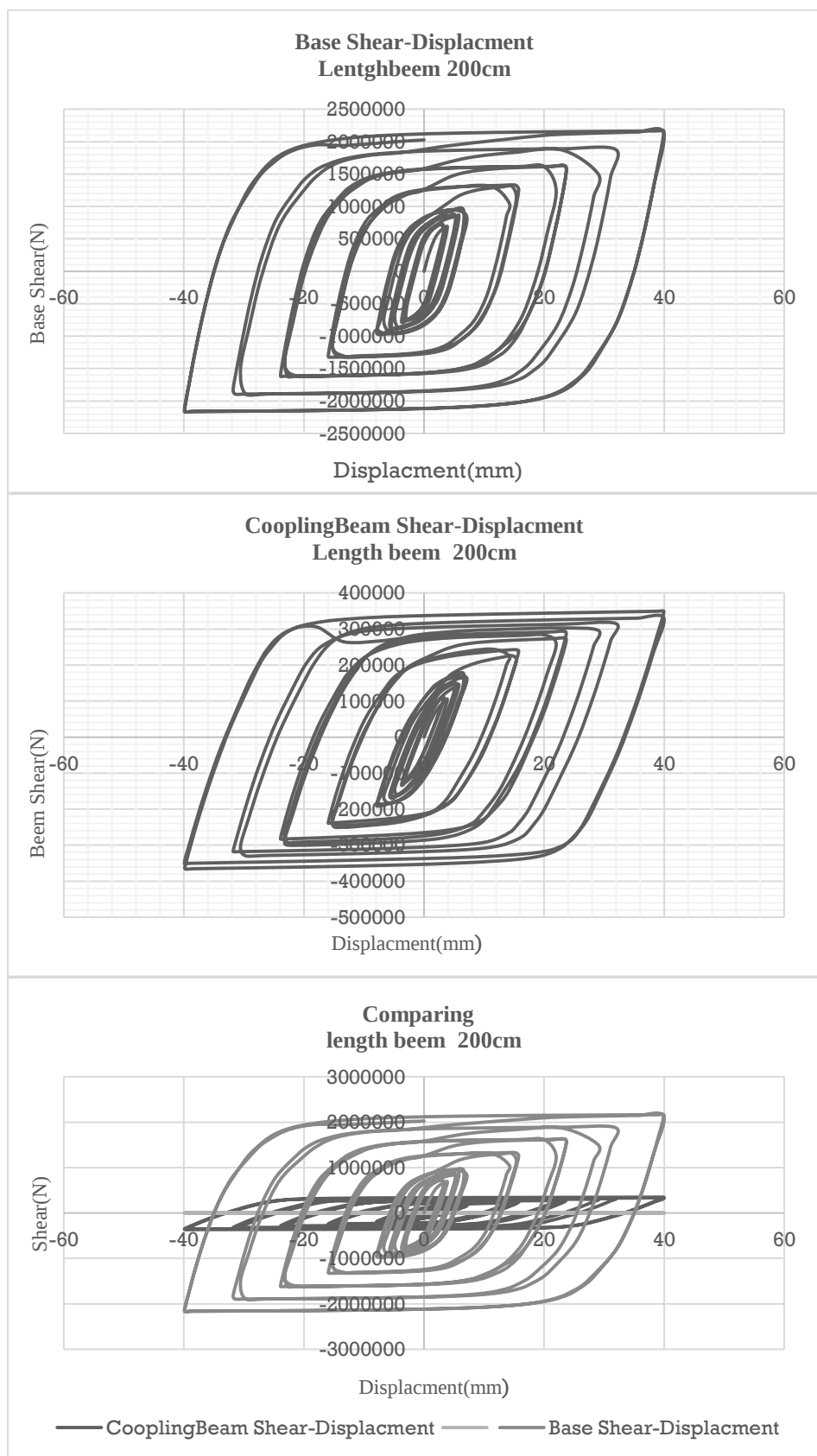
شکل ۴-۲۴: منحنی های هیستریزیس نمونه CB1



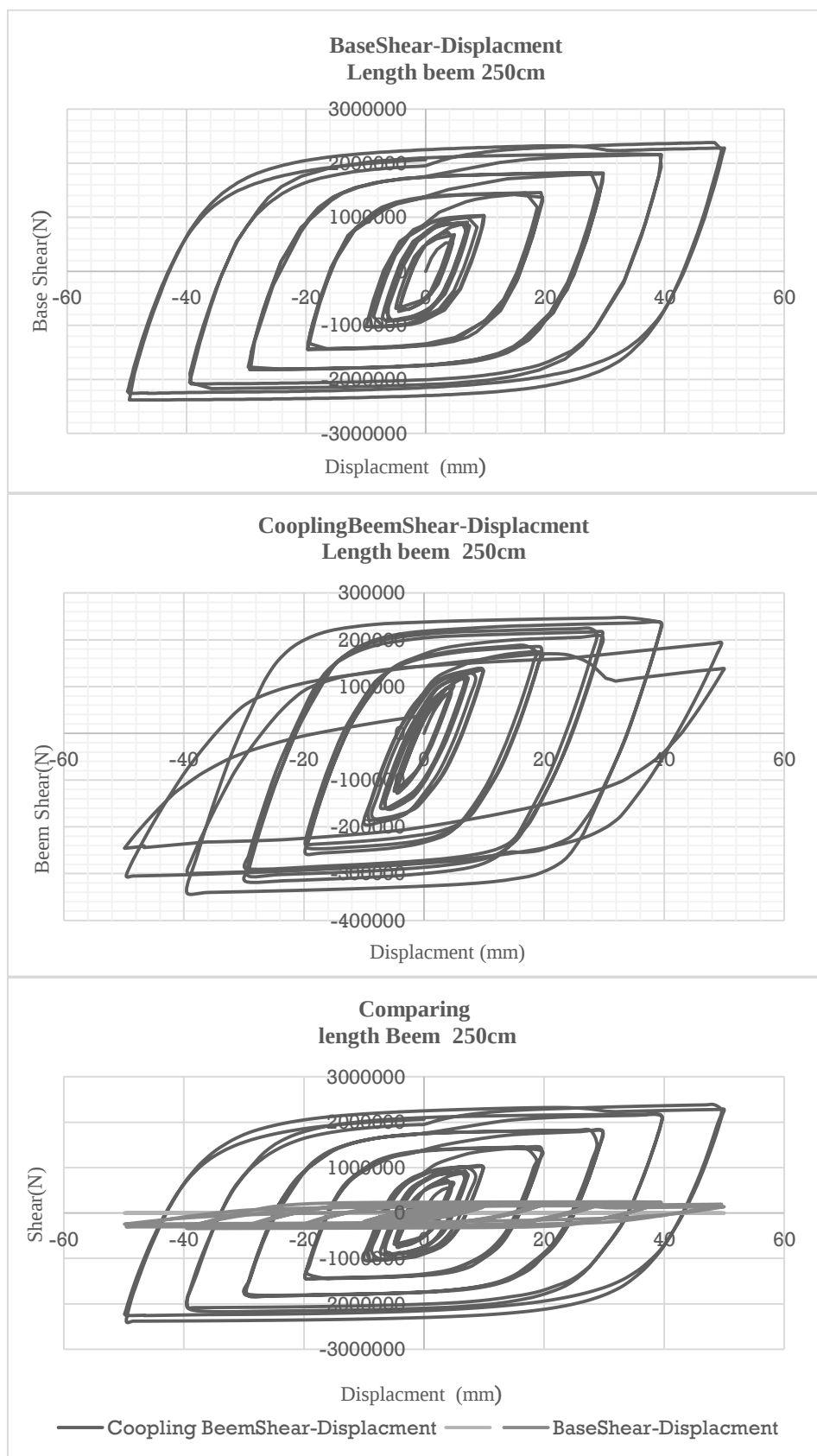
شکل ۴-۲۵: منحنی های هیستریزیس نمونه CB2



شکل ۴-۲۶: منحنی های هیستریزیس نمونه CB3



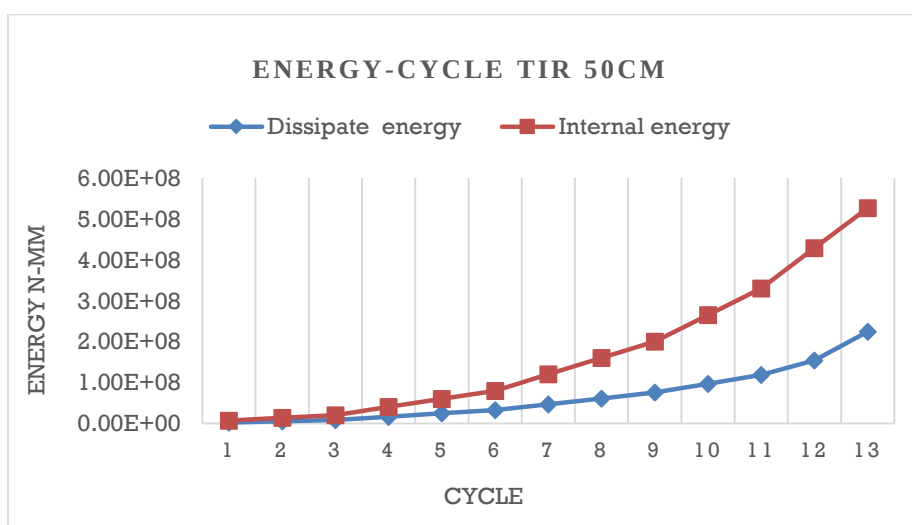
شکل ۴-۲۷: منحنی های هیستریزیس نمونه CB4



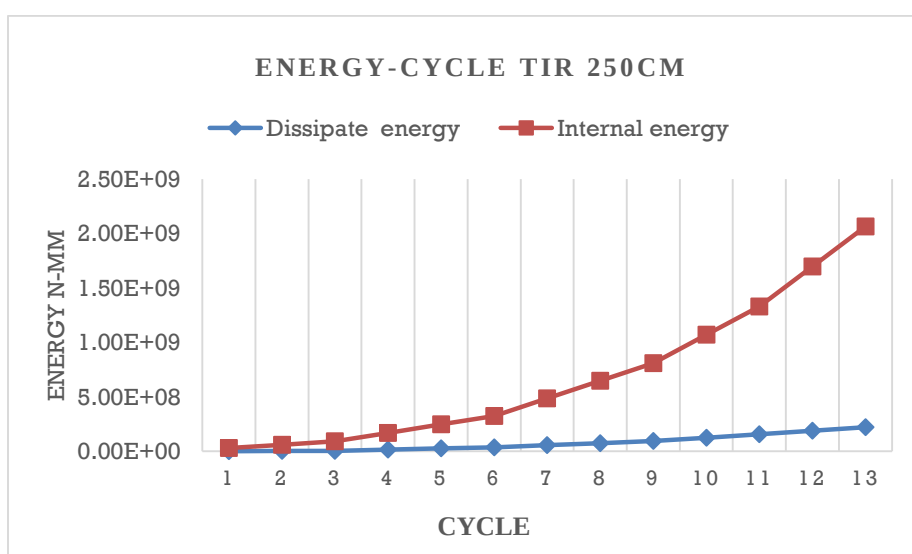
شکل ۴-۲۸: منحنی های هیستریزیس نمونه CB5

۴-۱۰-۲- رسم منحنی های انرژی داخلی و ورودی در مقابل جابجایی

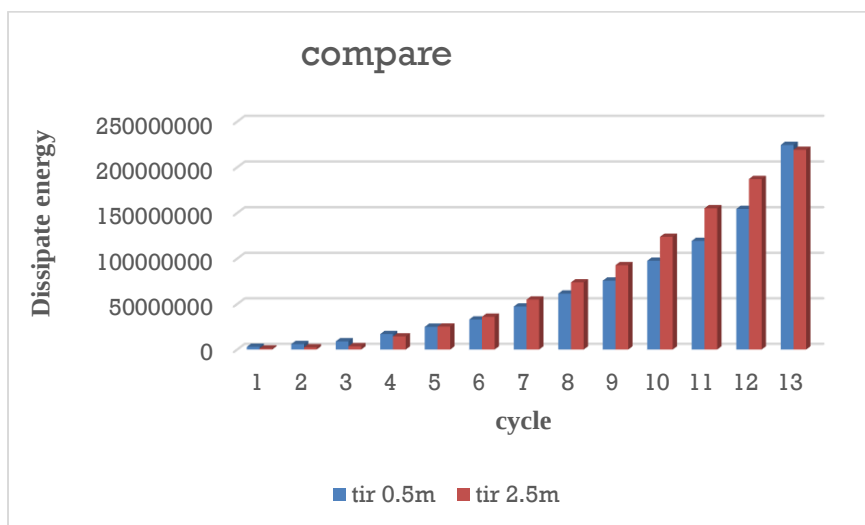
با استفاده از منحنی های هیستریزیس منتج از تحلیل نمونه ها با توجه به روند رو به افول منحنی هیستریزیس برش تیر پیوند و منحنی تقریباً ثابت و یا کمی رو به رشد برش پایه از نمونه یک تا پنج با جمع زدن سطح زیر منحنی هیستریزیس در سیکل ۷ تا ۱۹ و جمع نمودن مقادیر جابجایی منحنی های زیر حاصل شده است.



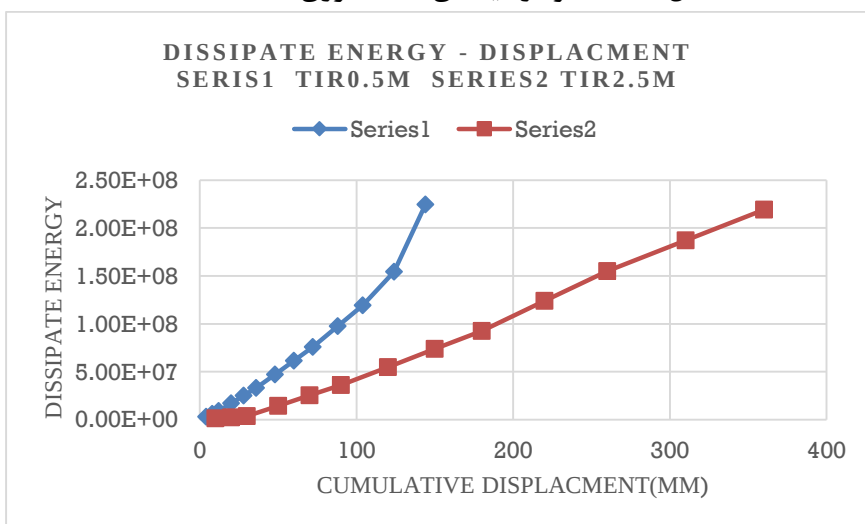
شکل ۴-۲۹: منحنی های انرژی ورودی و اتلاف انرژی CB1



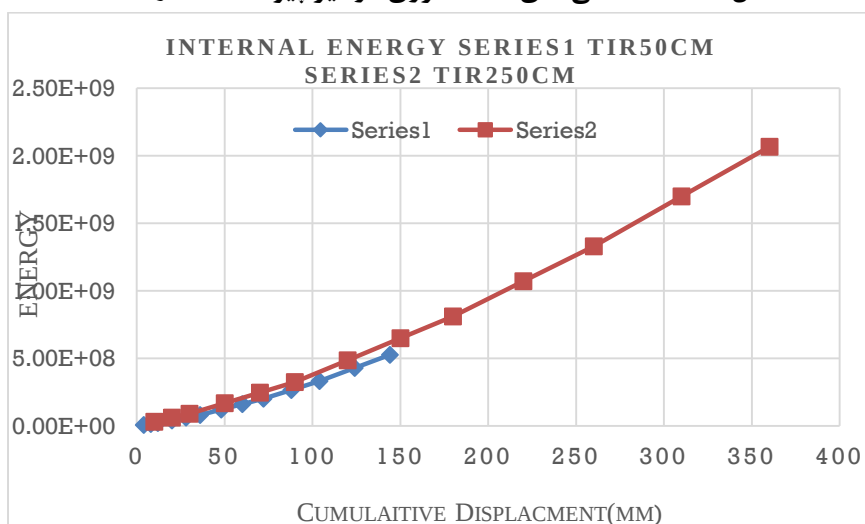
شکل ۴-۳۰: منحنی های انرژی ورودی و اتلاف انرژی CB5



شکل ۴-۳۱: نمودار میله ای اتلاف انرژی CB5, CB1



شکل ۴-۳۲: منحنی های اتلاف انرژی در تیر پیوند CB5 و CB1



شکل ۴-۳۳: منحنی های انرژی ورودی CB5 و CB1

فصل پنجم

نتیجه گیری و پیشنهادات

ارزیابی منحنی های بدست آمده تحت بار گذاری متناوب از فصل چهارم

الف- بررسی منحنی پوش اور^۱ برش پایه در مقابل جابجایی قاب

طبق بررسی های به عمل آمده روی منحنی برش پایه (شکل ۴-۱۵) در مقابل جابجایی یا همان منحنی پوش اورهر پنج نمونه مشاهده می شود که با افزایش طول تیر پیوند سازه نرم تر شده و منحنی پوش خمیده تر می شود به عبارتی تغییر مکان تسلیم یا همان Δy از طول کمتر به بیشتر بیشتر شده و برش پایه تسلیم قاب رو به کاهش می گذارد به عبارتی تغییر مکان تسلیم قاب در نیروی جانبی کمتری رخ میدهد.

ب- بررسی منحنی هیستریزیس برش پایه در مقابل جابجایی قاب

با بررسی منحنی هیستریزیس برش پایه در مقابل جابجایی قاب (اشکال ۴-۲۴الی ۴-۲۸) همانطور که ملاحظه میشود با توجه به افزایش Δy از مد برشی به خمشی با اینکه در مدهای برشی برش اعمالی نهایی تحت بار سایکلینک نسبت به برش نهایی مدهای خمشی کمتر است که این عمدتاً بدلیل تردی شکست برشی نسبت به خمشی تحت بارهای رفت و برگشت است لیکن انرژی ورودی که همان مجموع سطوح زیر منحنی ها در ازای جابجایی تجمعی است در مدهای برشی به ازای جابجایی یکسان قاب، بیشتر یا مساوی است .

ج- بررسی منحنی هیستریزیس برش تیر پیوند در مقابل جابجایی قاب و مقایسه اتلاف انرژی در تیر

از مد برشی تا خمشی در مقابل جابجایی

با توجه به اینکه در تمام مقالات اشاره شده در متن آنچه مورد بررسی بوده رفتار هیستریزیس تیر پیوند میباشد می توان گفت قسمت اصلی بحث ما بررسی رفتار تیر پیوند است. همانطور که از منحنی های هیستریزیس برش تیر پیوند در برابر جابجایی قاب (اشکال ۴-۲۴الی ۴-۲۵) استنباط میشود از مد برشی

تا خمشی واضح است که منحنی رو به افول می گذارد و برش نهایی قابل تحمل رو به کاهش و پیرو آن در نمودار اتلاف انرژی تیر پیوند در برابر جابجایی تجمعی (شکل ۴-۳۲) محرز است که از مد برشی تا خمشی اتلاف انرژی کمتر میشود.

د- بررسی انرژی تلف شده در قاب توسط تیر پیوند از مجموع انرژی وارده به سیستم

با بررسی روی منحنی هایی (اشکال ۴-۲۴ الی ۴-۲۵) که به صورت ترکیبی جهت هر نمونه مجزا ترسیم شده است می توان به این صورت نتیجه گیری نمود که از مجموع انرژی وارده به سیستم تا گسیختگی، از مد برشی تا خمشی (اشکال ۴-۲۹ و ۴-۳۰) ۴۰٪ تا ۱۰٪ درصد انرژی وارده در تیر پیوند تلف میشود. مختصراً در این تحقیق حضور تیر پیوند با طول بیشتر از دو و نیم متر تقریباً بدون تاثیر در اتلاف انرژی قاب خواهد بود.

پیشنهادهای برای آینده

- ۱- توصیه می شود در مطالعات بعدی روی مقطع تیر پیوند در طول تیر پیوند ثابت کار شود نیز علاوه بر مقاطع موجود در بازار تغییر مقطع را با ثابت نگهداشتن ابعاد بال بر اساس افزایش عمق جان کنترل نمود.
- ۲- توصیه می شود افراد دیگری روی طول بهینه تیر پیوند بر اساس عرض دیوار برشی کوپله کار کنند. و اینکه بررسی شود که در دیوارهای با ابعاد متفاوت و جزییات یکسان چه رابطه ای می توان بین طول دیوار و طول بهینه تیر پیوند پیدا نمود تا طراحان بر اساس طول دیوار بتوانند در انتخاب بهترین دهانه برای باز شو موفق شوند.
- ۳- میتوان بررسی را با تغییر مقاومت فشاری بتن دیوار برشی انجام داد. و نیز می توان متغیر را مقاومت فولاد و میلگرد مصرفی قرار داد.

۵- پیشنهاد میشود در مطالعات بعدی با روشهای ماکرو دیوار برشی دوگانه در ارتفاع ساختمان مورد بررسی قرار گیرد و موثرترین طبقه در اتلاف انرژی بدست آید.

۶- بررسی روش اتصال تیر پیوند به بتن نیز از نکات ظریف در اجرای این سیستم میتواند باشد. با توجه به اینکه در تمام مطالعات موجود بر اساس مدفون نمودن تیر پیوند در دیوار بررسی صورت گرفته است پیشنهاد میشود آیندگان روی اتصالات تیر و دیوار به صورت صفحه ستون انتظاری با بولت کار کنند.

منابع و مآخذ

انگلیسی

- [1] Gong, B., and Shahrooz, B.M. (2001). Steel-Concrete Composite Coupling Beams. I: component testing. *Journal of Structures Engineering*. 127(6), 625-631
- [2] Paulay, T. (2002). The Displacement Capacity of Reinforced Concrete Coupled Walls. *Journal of Structures Engineering*. 24, 1165-1175
- [3] Zhao, Z.Z., Kwan, A.K.H., and He, X.G. (2004). Nonlinear Finite Element Analysis of Deep Reinforced Concrete Coupling Beams. *Journal of Structures Engineering*. 26, 13-2
- [4] R.K.L. Su, Y. Zhu, "Experimental and numerical studies of external - steelplate strengthened reinforced concrete coupling beams", *Engineering Structures* 27 (2005): 1537-1550
- [5] Wan-Shin Park, Hyun-Do Yun, "Shear strength of the connection between a steel coupling beam and a reinforced concrete shear wall in a hybrid wall system", *Journal of Constructional Steel Research* 61 (2005): 912-941
- [6] Park Wan-Shin, Yun Hyun-Do, "Panel shear strength of steel coupling beam-wall connections in a hybrid wall system", *Journal of Constructional Steel Research* 62 (2006): 1026-1038
- [7] MAHMOOD HOSSEINI^{1a}, HOSSEIN SADEGHI² AND SEIDALI HABIBY²
Comparing the Nonlinear Behaviors of Steel and Concrete Link Beams in Coupled Shear Walls System by Finite Element Analysis *Procedia Engineering* 14 (2011) 2864-2871

- [8] Wan-Shin Park, Hyun-Do Yun, “ Seismic behaviour of steel coupling beams linking reinforced concrete shear walls”, Engineering Structures 27 (2005) 1024-1039
- [9] Wan-Shin Park , Hyun-Do Yun, “ Seismic behaviour and design of steel coupling beams in a hybrid coupled shear wall systems”, Nuclear Engineering and Design 236 (2006): 2474–2484
- [10] Sherif El-Tawil, “ RECOMMENDATIONS FOR SEISMIC DESIGN OF HYBRID COUPLED WALLS”, ASCE(AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS STRUCTURAL ENGINEERING INSTITUTE
- [11] Paulay, T., and Binney, J.R. (1974). Diagonally Reinforced Concrete Beams for Shear Walls. ACI Special Publications SP 42-Shear in Reinforced Concrete.579-598
- [12] Barney, G. B., Shiu, K. N., Rabbat, B. G., Fiorato, A. E., Russell, H. G., and Corley, W. G. (1978). Earthquake Resistant Structural Walls-Test of Coupling Beams.Report to the NSF, Submitted by Portland Cement Association, Research and Development. Skokie, IL
- [13] Canbolat, B.A., Parra, G.J., and Wight, J.K. (2005).Experimental Study on the Seismic Behavior of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composite Coupling Beams. ACI Structural Journal. 102, 159-166
- [14] Park, W. S., and Yun, H. D. (2006). The Bearing Strength of Steel Coupling Beam-Reinforced Concrete Shear Wall Connections.Nuclear Engineering and Design. 236, 77-93
- [22] American Institute of Steel Construction (2002). AISC 2002, “Load and resistance factor design.” Manual of Steel Construction
- [24] Applied Technology Council. (1992). “Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures.”Report ATC-24.

فارسی

- [15] حجازی، مهرداد، و رئیسی، علیرضا، محاسبه ضریب رفتار برای سازه های قاب خمشی بتنی با دیوار برشی جفت و تیرهای مزدوج فلزی و مقایسه آن با سازه های قاب خمشی بتنی با دیوار برشی، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، جلد ۴۴، شماره ۱، بهار ۱۳۹۳ - یادداشت پژوهشی
- [16] صفاری، حامد، و قهرمانی، کامران، بررسی تاثیر آرایش فولادگذاری در مقاومت نهایی و شکلپذیری دیوارهای برشی کوپله مسلح، اولین. کنفرانس ایمن سازی و بهسازی سازه ها، دانشگاه امیرکبیر، ۱۳۸۱
- [17] امیری، ایمان، بررسی آزمایشگاهی و عددی رفتار برشی و خمشی تیرهای کوپله بتنی ساخته شده با بتنهای الیافی توانمند (HPFRCC). در دیوار برشی کوپله، پایاننامه کارشناسی ارشد، دانشگاه سمنان، شهریور ۱۳۹۰
- [18] امیری سواد رودباری، سامان و ایمان و برگی، خسرو بررسی رفتار تیرهای همبند در دیوار برشی کوپله اولین همایش ملی مصالح ساختمان و تکنولوژی های نوین در صنعت ساختمان، دانشگاه آزاد اسلامی - واحد میبد اسفند ماه ۱۳۹۲
- [19] شابختی، ناصر و حشمتی سعادت، علی بررسی رفتار غیرخطی دیوار برشی بتنی دارای بازشوبه روش طراحی بر اساس سطح عملکرد، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، اردیبهشت ۱۳۸۷
- [20] خیرالدین، علی، فریدون، عبدالحسین، و محضرنیا، شهرام، بررسی محاسبه طول گیرداری تیر رابط فلزی و تقویت ناحیه گیرداری در دیوارهای برشی کوپله، ششمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اردیبهشت ۱۳۸۲
- [21] خیرالدین، علی، آنالیز و طراحی دیوارهای برشی، انتشارات دانشگاه سمنان، چاپ هشتم، سمنان، ۱۳۸
- [23] سروش نیا، سهیل و دیگران. کاملترین مرجع کاربردی ABAQUS، تهران: انتشارات نگارنده دانش چاپ دوم ۱۳۹۲



Islamic Azad University
Malayer Branch,
Department of Civil Engineering

Title

**Evaluation of inelastic behavior of reinforced concrete coupled shear
wall system with a steel link beam at concrete moment frame**

Thesis

Submitted to the Graduate Studies Office
In partial fulfillment of the requirements for
The degree of M.Sc
In Civil Engineering

Supervis

Dr. Alirezaee Mehdi

Advisor:

Dr. Rozbahani Mazaher

By

Hossaini Masoume

Janvie, 2016