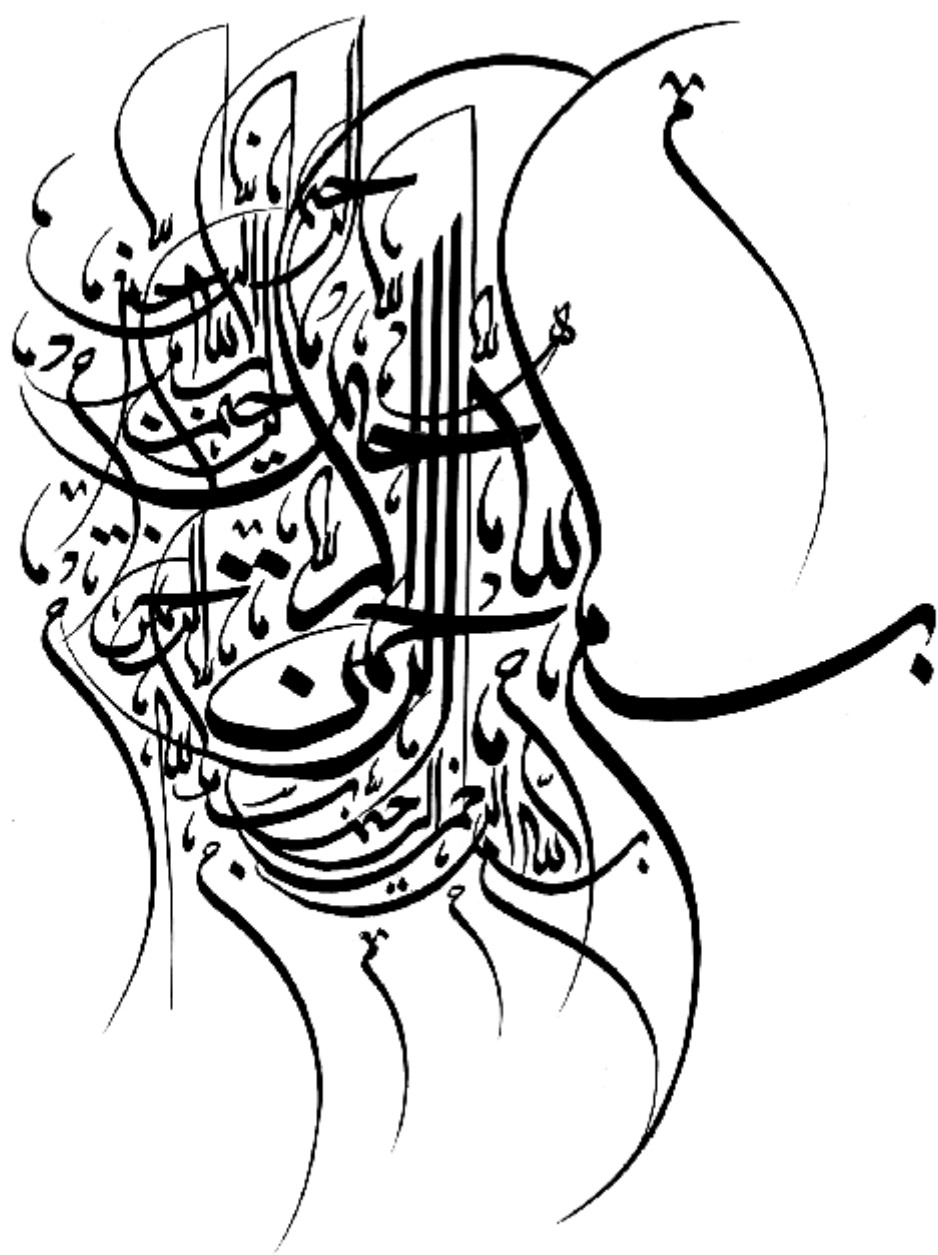






دانشکده : مهندسی عمران و معماری

گروه : عمران

**بررسی رفتار اتصالات تیر – ستون در سازه‌های بتنی و
معرفی یک مدل جدید با شکل پذیری مناسب**

دانشجو :

آرمین مجیدی

استاد راهنما :

جناب آقای دکتر کیهانی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

ماه و سال انتشار :

شهریور ۱۳۹۲



مدیریت تحصیلات تکمیلی

پیشہ و علم کی خدمت

شماره :

تاریخ :

ویرایش :

فرم شماره (۶)

فرم صورتجلسہ دفاع از پایان نامہ تحصیلی دورہ کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسہ دفاع از پایان نامہ کارشناسی ارشد آقای آرمین مجیدی رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان: بررسی رفتار اتصالات تیر-ستون در سازه های بتنی و معرفی یک مدل جدید با شکل پذیری مناسب کہ در تاریخ ۱۳۹۲/۶/۲۵ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید بہ شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با درجہ : خوب امتیاز ۱۷.۲۵) ☒	دفاع مجدد ☐	مردود ☐
--	------------------------------------	--------------------------------

۳- خوب (۱۷/۹۹ - ۱۶)

۲- بسیار خوب (۱۸/۹۹ - ۱۸)

۱- عالی (۲۰ - ۱۹)

۵- نمرہ کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

۴- قابل قبول (۱۵/۹۹ - ۱۴)

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنما	دکتر علی کیهانی	استاد یار	
۲- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	دکتر حسین قاسم زاده	استاد یار	
۳- استاد ممتحن	دکتر سید مهدی توکلی	استاد یار	
۴- استاد ممتحن	دکتر مهدی عجمی	استاد یار	

رئیس دانشکده : احمد احمدی

تقديم به

پدرم که صداقت و محبتش دریایی بی انتهاست،
مادرم که اقیانوس بی کران بخشش، مهربانی و گذشت است و
همسرم که مظهر عشق، پاکی و تحمل است...

تقدیر و تشکر

بر خود لازم می‌دانم در ابتدا از خداوند متعال که مرا در این سال‌ها مورد لطف و کرم خود قرار داده، سپاسگزاری کنم.

همچنین از راهنمائی‌ها و مشاوره‌های جناب آقای دکتر کیهانی که به عنوان استاد راهنما، در این تحقیق مرا یاری کردند کمال سپاس را دارم.

متعاقباً از تمام کسانی که در انجام این پایان نامه به من یاری رساندند، تشکر و قدردانی می‌کنم. در صورتی که عزیزان خواننده در رابطه با مطالب این پایان‌نامه و یا مدل‌سازی با نرم افزار آباکوس (ABAQUS) سوالی داشتند به آدرس الکترونیکی armin.majidi67@gmail.com ارسال نمایند.

با تشکر

آرمین مجیدی

تعهد نامه

اینجانب آرمین مجیدی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران - سازه دانشکده فنی مهندسی دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی رفتار اتصالات تیر - ستون در سازه‌های بتنی و معرفی یک مدل جدید با شکل پذیری مناسب تحت راهنمایی جناب آقای دکتر کیهانی متعهد می‌شوم .

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار

است .

- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد

چکیده:

با توجه به خسارات و تلفات ناشی از بارهای جانبی و نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده و بررسی و مطالعه‌ی ساختمان‌های خسارت دیده از بارهای جانبی، مشاهده می‌گردد که اتصالات، ضعیف‌ترین و آسیب‌پذیرترین قسمت سازه‌های بتنی در برابر بارهای جانبی نظیر زلزله هستند. بنابراین لازم است بررسی‌های بیشتری در مورد اتصالات سازه‌های بتنی صورت گیرد.

از این رو در این پایان نامه سعی شده تا با مدل‌سازی و تحلیل اتصالات در سازه‌های بتنی به بررسی عملکرد و رفتار آنها در مواجهه با بارهای جانبی به همراه بارهای ثقلی پرداخته شود.

روش تحلیل در این تحقیق بر مبنای تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت تاثیر بارهای مونوتونیک (یکنواخت) می‌باشد. مدل‌های آرماتورگذاری در ناحیه اتصال مورد بررسی قرار گرفته است که برای دو نوع اتصال گوشه زانویی (L) و اتصال خارجی (T) شکل انجام شده است.

در این تحقیق سعی شده تا با تغییر آرایش میلگرد گذاری در ناحیه‌ی اتصال، محل تشکیل مفصل پلاستیک و کرنش‌ها و تنش‌های ماکزیمم (که دلیل عمده‌ی خرابی‌ها در اتصال محسوب می‌گردد) را به ناحیه‌ی دورتر از اتصال و در داخل تیر انتقال داده شود. برای این منظور با اعمال جابجایی‌های افقی و عمودی به اتصالات، عملکرد، رفتار، تنش، کرنش‌ها و عکس‌العمل‌های موجود در اتصال مورد بررسی قرار گرفته می‌شود و نتایج آن‌ها در جدول‌ها و شکل‌ها آورده شده است.

با بررسی نتایج بدست آمده در اتصالات سازه‌های بتنی می‌توان با چینه‌ش آرماتور در محل اتصال و تغییر نوع آرماتورگذاری که منجر به سخت کردن ناحیه اتصال و تضعیف محلی از تیر که قرار است مفصل پلاستیک و کرنش و تنش‌های ماکزیمم در آنجا صورت گیرد، محل خرابی سازه را از اتصالات به تیر منتقل کرد و از خرابی اتصال جلوگیری کرد.

واژه‌های کلیدی: اتصالات، سازه بتنی، تنش‌ها و کرنش‌های ماکزیمم، مفصل پلاستیک، آرماتورگذاری

فصل اول : مقدمه

۲	۱-۱- مقدمه
۴	۲-۱- مکانیزم اتصالات
۶	۳-۱- اهداف
۶	۴-۱- روش کار
۶	۱-۴-۱- بررسی کارهای انجام شده بر روی اتصالات
۶	۱-۴-۲- مدل کردن قاب بتنی در نرم افزار
۷	۵-۱- بررسی علمی مدلهای مورد مطالعه

فصل دوم : ادبیات فنی و مروری بر کارگذاشتگان

۹	۱-۲- مقدمه
۱۴	۲-۲- گروه بندی اتصالات در سازه های بتنی مسلح
۱۹	۳-۲- مکانیزم های شکست اتصال
۲۰	۲-۳-۱- مکانیزم برش تیر
۲۱	۲-۳-۲- مکانیزم استرات فشاری
۲۲	۳-۳-۲- مکانیزم خرابی ۴۵ درجه
۲۳	۴-۲- مقاومت برشی در اتصالات
۲۳	۲-۴-۱- آیین نامه ی ACI-۳۵۲R و ACI۳۱۸-۰۵
۲۵	۲-۴-۲- آیین نامه آبا

عنوان	صفحه
۲-۵- مقدار نیروی برشی در اتصال	۲۶
۲-۶- بررسی آیین نامه های موجود و محدودیت های آنها	۲۸
۲-۷- مقادیر برش در اتصالات	۲۹
فصل سوم : مدل سازی و صحت سنجی نرم افزار	
۳-۱- مقدمه	۴۱
۳-۲- مدل های غیر خطی بتن	۴۱
۳-۲-۱- مدل ترک پخشی	۴۱
۳-۲-۲- مدل پلاستیسیته خسارت بتن	۴۲
۳-۲-۲-۱- مدل رفتار مکانیکی	۴۲
۳-۲-۲-۲- رفتار کششی و فشاری تک محوری	۴۳
۳-۲-۲-۳- رفتار تک محوری تناوبی	۴۶
۳-۲-۲-۴- رفتار کششی پس از ترک خوردگی بتن	۴۹
۳-۲-۴-۱- رابطه تنش- کرنش پس گسیختگی	۵۰
۳-۲-۵- پارامتر پلاستیسیته	۵۱
۳-۳- صحت سنجی نرم افزار	۵۴
۳-۳-۱- نحوه ی مدلسازی دیوار و اجزای آن	۵۴
۳-۳-۲- مدل سازی مصالح	۵۵
۳-۳-۳- مدل سازی و تحلیل نمونه ی آزمایشگاهی	۵۵

۵۷	۳-۳-۴- مشخصات مصالح
۵۷	۳-۳-۵- مدل سازی و تحلیل دیوار برشی
۶۰	۳-۳-۶- بارگذاری
۶۰	۳-۳-۷- مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی

فصل چهارم : آنالیز و طراحی نمونه‌ها

۶۴	۴-۱- مقدمه
۶۴	۴-۲- مراحل و جزئیات انجام کار
۶۵	۴-۳- پلان و بارگذاری
۶۷	۴-۴- تحلیل خطی و طراحی سازه
۶۸	۴-۴-۱- مشخصات و ابعاد نمونه های مورد
۷۳	۴-۴-۲- مش بندی مدل مورد مطالعه
۷۳	۴-۴-۳- بارگذاری و اعمال شرایط مرزی تکیه گاهی
۷۴	۴-۵- آنالیز و تحلیل مدل
۷۶	۴-۶- معرفی نمونه های مورد مطالعه
۸۴	۴-۷- بررسی تحلیل های اجزا محدود
۸۴	۴-۷-۱- بررسی اتصالات T شکل از نظر افزودن آرماتور ضربدری
۸۹	۴-۷-۲- مقایسه از نظر شکل پذیری

۹۲	۴-۷-۳- بررسی اتصالات T شکل در حالاتی که محل برخورد آرماتور ضربدری تغییر کند
۹۹	۴-۷-۴- بررسی اتصالات L شکل در حالاتی که محل برخورد آرماتور ضربدری تغییر کند
۱۰۸	۴-۷-۵- بررسی اتصالات زانویی در حالت‌های خاص آرماتورگذاری
۱۱۸	۴-۷-۶- بررسی اتصالات T شکل در حالت‌های خاص آرماتورگذاری

فصل پنجم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۱۳۱	۵-۱- نتیجه‌گیری
۱۳۲	۵-۲- پیشنهادات

۱۰	شکل (۱-۲) - محل ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و ستون
۱۳	شکل (۲-۲) - محل تشکیل مفصل پلاستیک دور از بر ستون و محاسبه‌ی نیروهای بحرانی
۱۵	شکل (۳-۲) - انواع مختلف اتصالات
۱۶	شکل (۴-۲) - دیاگرام مدل اتصال زانویی
۱۶	شکل (۵-۲) - دیاگرام نیرویی در حالت باز و بسته
۱۶	شکل (۶-۲) - تنش‌های قطری اتصال
۱۷	شکل (۷-۲) - ترک قطری ناحیه‌ی اتصال
۱۸	شکل (۸-۲) - مدل بالینت، تیلور و نیلسون
۱۹	شکل (۹-۲) - مکانیزم‌های شکست اتصال
۲۴	شکل (۱۰-۲) - جزئیات در اتصال
۲۷	شکل (۱۱-۲) - نیروی برشی اتصال
۳۱	شکل (۱۲-۲) - مدل‌های آزمایشگاهی مستوفی نژاد و سبحانی
۳۲	شکل (۱۳-۲) - منحنی تنش-کرنش برای فولادهای طولی و عرضی اتصال
۳۲	شکل (۱۴-۲) - نمایش دو بعدی ارتباط بتن و فولاد با فنر غیر خطی
۳۳	شکل (۱۵-۲) - نمودار تنش پیوستگی- لغزش برای فنر غیر خطی
۳۵	شکل (۱۶-۲) - حالت ساده آرماتورگذاری نمونه‌های پی.آشا و آر.ساندراجان
۳۵	شکل (۱۷-۲) - حالت‌های آرماتورگذاری
۳۶	شکل (۱۸-۲) - بارگذاری نمونه‌ی مورد نظر
۳۷	شکل (۱۹-۲) - اتصال‌های مورد بررسی توسط k.R.bindhu و k.p.jaya
۳۸	شکل (۲۰-۲) - اتصال مدل شده در انسیس
۳۸	شکل (۲۱-۲) - مدل‌های انجام شده توسط k.R.bindhu و k.p.jaya
۴۳	شکل (۱-۳) - منحنی تنش-کرنش بتن در مدل پلاستیسیته خسارت در حالت تک محوری [نیکوروش]
۴۷	شکل (۲-۳) - بارگذاری چرخه‌ای کشش- فشار - کشش
۴۸	(۳-۳) - سطح تسلیم دو محوره در مدل CPD
۵۵	شکل (۴-۳) - مدل ساده شده‌ی سه خطی برای رفتار فولاد

۵۶	شکل (۳-۵-الف)- جزئیات نمونه‌ی آزمایشگاهی
۵۷	شکل (۳-۵-ب)- جزئیات نمونه‌ی آزمایشگاهی
۵۸	شکل (۳-۶)- نمونه‌ی مدل شده در نرم افزار
۶۰	شکل (۳-۷)- الگوی بارگذاری نمونه‌ی آزمایشگاهی
۶۱	شکل (۳-۸)- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی
۶۲	شکل (۳-۹)- نتایج مدل سازی
۶۵	شکل (۴-۱)- پلان ساختمان مورد نظر
۶۶	شکل (۴-۲)- مدل سه بعدی نرم افزار ETABS
۶۸	شکل (۴-۳)- قاب مورد نظر در آباکوس
۶۸	شکل (۴-۴)- آرماتورهای مدل شده در نمونه
۶۹	شکل (۴-۵)- حالت سه بعدی مدل زانویی
۶۹	شکل (۴-۶)- آرماتور گذاری در اتصال زانویی
۶۹	شکل (۴-۷)- اتصال T شکل
۶۹	شکل (۴-۸)- آرماتور گذاری در اتصال T شکل
۷۰	شکل (۴-۹)- حالت خاص ضربدری
۷۳	شکل (۴-۱۰) مش بندی نمونه مورد مطالعه
۷۴	شکل (۴-۱۱)- اعمال شرایط تکیه‌گاهی و جابجایی
۷۵	شکل (۴-۱۲)- نمودار انرژی جنبشی و انرژی کل نمونه
۸۴	شکل (۴-۱۳)- تنش و کرنش در آرماتور و بتن در مدل T-M
۸۵	شکل (۴-۱۴)- تنش و کرنش در آرماتور و بتن در مدل TX-M _{۲/۵}
۸۶	شکل (۴-۱۵)- تنش و کرنش در آرماتور و بتن در مدل TX-M _{۴/۵}
۸۷	شکل (۴-۱۶)- تنش و کرنش در آرماتور و بتن در مدل TX-M _{۵/۵}
۸۹	شکل (۴-۱۷)- منحنی M-θ در اتصال T-M
۸۹	شکل (۴-۱۸)- منحنی M-θ در اتصال TX-M _{۲/۵}
۸۹	شکل (۴-۱۹)- منحنی M-θ در اتصال TX-M _{۴/۵}

۸۹	شکل (۲۰-۴) - منحنی M- Θ در اتصال TX-M δ /۵
۹۲	شکل (۲۱-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه T- δ Q
۹۳	شکل (۲۲-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX- δ ۰
۹۴	شکل (۲۳-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX-۱۰۰
۹۵	شکل (۲۴-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX-۲۰۰
۹۶	شکل (۲۵-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX-۲۵۰
۹۹	شکل (۲۶-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه L- δ Q
۱۰۰	شکل (۲۷-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX- δ ۰
۱۰۱	شکل (۲۸-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX-۱۰۰
۱۰۲	شکل (۲۹-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX-۲۰۰
۱۰۳	شکل (۳۰-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX-۲۵۰
۱۰۴	شکل (۳۱-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX-۳۰۰
۱۰۵	شکل (۳۲-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX-۴۰۰
۱۰۸	شکل (۳۳-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه L-۳Q
۱۰۹	شکل (۳۴-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX _۱
۱۱۰	شکل (۳۵-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX _۲
۱۱۱	شکل (۳۶-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX _۳
۱۱۲	شکل (۳۷-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX _۴
۱۱۳	شکل (۳۸-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX _۵
۱۱۴	شکل (۳۹-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX _۶
۱۱۶	شکل (۴۰-۴) - نیروی افقی حاصله در اتصال برای مدل های L شکل
۱۱۶	شکل (۴۱-۴) - نیروی عمودی حاصله در اتصال برای مدل های L شکل
۱۱۸	شکل (۴۲-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه T-۳Q
۱۱۹	شکل (۴۳-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX _۱
۱۲۰	شکل (۴۴-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX _۲

۱۲۱	شکل (۴-۴۵) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX۳
۱۲۲	شکل (۴-۴۶) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX۴
۱۲۳	شکل (۴-۴۷) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX۵
۱۲۴	شکل (۴-۴۸) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX۶
۱۲۵	شکل (۴-۴۹) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX۷
۱۲۶	شکل (۴-۵۰) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX۸

۲۳	جدول ۱-۲ - ضریب مقاومت برشی اتصالات
۵۷	جدول ۱-۳ - مشخصات بتن در نمونه‌ی آزمایشگاهی
۵۸	جدول ۲-۳ - مشخصات مکانیکی آرماتورها
۵۸	جدول ۳-۳ - پارامترهای پلاستیسیته مدل
۵۹	جدول ۴-۳ - پارامترهای خسارت کششی نمونه
۵۹	جدول ۵-۳ - پارامترهای خسارت فشاری نمونه
۶۷	جدول ۱-۴ - مشخصات و جزئیات سازه مورد نظر
۷۰	جدول ۲-۴ - مشخصات فولاد
۷۰	جدول ۳-۴ - مشخصات بتن
۷۱	جدول ۴-۴ - مشخصات ترک خوردگی بتن
۷۲	جدول ۵-۴ - مشخصات غیر خطی بتن
۷۶	جدول ۶-۴ - مشخصات نمونه‌ها
۹۰	جدول ۴-۷-الف - زاویه‌ی اتصال در نمونه‌ها
۹۱	جدول ۴-۷-ب - شکل پذیری نمونه‌های مورد نظر
۹۷	جدول ۴-۸ - مقادیر تنش در مدل‌های T شکل
۹۷	جدول ۴-۹ - زاویه‌ها در مدل‌های T شکل
۹۷	جدول ۴-۱۰ - کرنش ماکزیمم در مدل‌ها
۱۰۶	جدول ۴-۱۱ - تنش‌ها در مدل‌های L شکل
۱۱۵	جدول ۴-۱۲ - تنش‌ها در مدل‌های L شکل
۱۱۵	جدول ۴-۱۳ - کرنش در مدل‌های L شکل
۱۲۷	جدول ۴-۱۴ - تنش در مدل‌های T شکل
۱۲۷	جدول ۴-۱۵ - کرنش در مدل‌های T شکل
۱۲۸	جدول ۴-۱۶ - زاویه‌ها در مدل‌های T شکل

فصل اول :

مقدمه

۱-۱- مقدمه

در طراحی سازه‌های بتن آرمه با اتصالات صلب، فرض بر گیرداری کامل اعضا در محل اتصالات است. این‌گونه اتصالات وظیفه انتقال کامل تمامی لنگرهای خمشی، پیچشی و نیروهای محوری و برشی بین اعضاء متصل به هم را عهده دارند. به‌وجود آمدن تغییر شکل‌های جزئی در محل اتصالات باعث می‌شود که این وظیفه بطور کامل انجام نگیرد. اتصال تیر-ستون در بین انواع اتصالات دیگر در قاب‌های بتن مسلح حائز اهمیت خاصی است، چرا که ابعاد اتصال بسیار کوچک است، در حالی که لنگرهای منفی ماکزیمم و نیروهای برشی ماکزیمم در همین محل اتفاق می‌افتد و لذا تراکم آرماتورگذاری فوق العاده زیاد است. در اتصالات کناری تیر-ستون به این دلیل که آرماتورهای تیر باید در این ناحیه مهار و قطع گردند، بر خلاف اتصالات تیر-ستون‌های میانی که در آن‌ها آرماتورهای تیر را می‌توان به‌طور ممتد از داخل اتصال عبور داد، با مسئله‌ای حادث‌تر مواجه می‌شویم. در سازه‌های بتن مسلح پیش ساخته به‌دلیل این‌که آرماتورهای ستون در ناحیه‌ی اتصال قطع می‌گردند، مشکل دیگری نیز بر مشکلات فوق‌الذکر اضافه می‌گردد. به‌طور خلاصه مشکل عمده‌ای که اتصال تیر به ستون را از سایر اتصالات (دیوار به سقف، ستون به دال و غیره) متمایز می‌کند، این است که ناحیه‌ی تقاطع تیر به ستون کوچک است و تعبیه حجم زیاد آرماتور موجب بروز مشکلاتی می‌گردد. بررسی و مشاهده پس از وقوع زلزله‌های واقعی و نیز نتایج آزمایش‌ها مبین این نکته بوده‌اند که خرابی‌های سازه‌ای بیشتر در ناحیه‌ی اتصالات مشاهده شده‌است، حال آن‌که گسیختگی سایر المان‌های سازه‌ای کمتر اتفاق افتاده است. در سازه‌های بتنی مسلح پیش‌ساخته، بر خلاف سازه‌های بتنی مسلح معمولی گاهی اتصالات مفصلی طرح و اجرا می‌گردند. در آنالیز سازه‌های یکپارچه، اغلب فرض بر این است که اتصال به اندازه‌ی کافی جهت انتقال ممان‌ها و برش‌های بوجود آمده در اثر بارهای اعمالی به سازه، مقاوم و قوی هست و لذا اعضای متصل به یک دیگر در ناحیه اتصال چرخش یکسانی دارند. [۱ و ۲ و ۳]

در ناحیه‌ی اتصال تیر- ستون به دلیل کوچک بودن فضای قابل دسترسی، اجرای آرماتورگذاری و نیز جا دادن در بتن خالی از اشکال نیست، تنش‌های کششی ماکزیمم در اثر بارهای متناوب در طول قطرهای اتصال بوجود می‌آیند و لذا ترک خوردگی در طول این قطرها بوجود می‌آیند. از نظر سازه‌ای بهترین وضعیت خاموت گذاری عمود بر مسیر ترک، یعنی باز هم در طول اقطار اتصال است ولی مشکلات اجرایی و تغییر در جهت نیرو مانع از انجام این کار می‌شود. در طراحی یک اتصال صلب باید نکات زیر را مد نظر قرار داد:

۱. اتصالات باید بگونه‌ای طراحی شوند که بتوانند حداقل همان لنگرها و نیروهایی را که اعضای مجاور اتصال تحمل می‌کند، متحمل گردند یعنی بتوان از حداکثر ظرفیت اعضا استفاده کرد.
 ۲. برای اتصالاتی که معیار اول را ارضاء ننمایند، انعطاف پذیری اتصال باید به گونه‌ای باشد که از گسیختگی ترد جلوگیری شود.
 ۳. حین وقوع زلزله، استهلاک انرژی قابل ملاحظه مشاهده گردد.
 ۴. عرض ترک تحت اثر بارهای سرویس محدود و در حد قابل قبول باشد.
 ۵. از نقطه نظر آرماتورگذاری سهولت‌های اجرایی لحاظ گردد، این مورد یکی از مهمترین دلایلی است که آرایش‌های مختلفی از نظر آرماتورگذاری برای اتصالات پیشنهاد می‌شوند.
 ۶. تغییر زاویه‌ی اتصال نباید موجب افزایش چشم‌گیر تغییر مکان سازه گردد.
 ۷. اگر زلزله‌ی متوسطی به سازه اعمال شد، اتصال‌ها باید رفتارشان در محدوده‌ی ارتجاعی باشد.
 ۸. پس از تشکیل مفصل پلاستیک در محل اتصال، اتصال قادر باشد چرخش‌های قابل ملاحظه- ای را بدون کاهش در لنگر پلاستیک متحمل شود. به عبارت دیگر اتصال به اندازه کافی نرم باشد.
- در سازه‌های نامعین استاتیکی پس از شکست اتصال، لزوماً سازه فرو نخواهد ریخت و در صورتی که اتصال بتواند رفتاری نرم داشته باشد پس از تشکیل مفصل پلاستیک، از درجات نامعینی سیستم کم

شده و یک باز توزیع ممان در اعضای مجاور به اتصال صورت خواهد گرفت که باعث خواهد شد که سازه بتواند بارهای بیشتری را تحمل کند. در حالی که در سیستم‌های استاتیکی معین، با تشکیل اولین مفصل پلاستیکی سیستم فرو خواهد ریخت. در سازه‌های معین، مقاومت اتصال بمنظور ایجاد یکپارچگی بین اعضا یک عامل بسیار بحرانی است و در صورتی که مقاومت اتصال کمتر از مقاومت اعضای متصل به یکدیگر باشد سیستم قبل از این که بتواند نیروهای طراحی را تحمل کند فرو خواهد ریخت.

اگر بتوان مفصل پلاستیکی را به بیرون از ناحیه‌ی اتصال هدایت نمود، در این صورت عملکرد سیستم بهتر خواهد شد. مخصوصاً در قاب‌های بتن آرمه مطلوب این است که مفصل پلاستیکی به خارج از ناحیه اتصال تیر- ستون و به درون تیر هدایت گردد. این موضوع باعث می‌شد که حین زلزله از تشکیل طبقه‌ی نرم جلوگیری شود و فلسفه ستون قوی- تیر ضعیف هم رعایت گردد. [۱ و ۲ و ۲۷]

۲-۱- مکانیزم اتصالات

مطالعه و بررسی سازه‌های تخریب شده در اثر زلزله‌هایی که طی سال‌های اخیر به وقوع پیوسته، مهندسان را به نقش و اهمیت اتصالات تیر- ستون در ایمنی ساختمان‌ها واقف نموده است. در طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله اصل بر این موضوع است که سازه طوری طرح و ساخته شود که بتواند در برابر زلزله‌های متوسط بدون آسیب دیدگی مقاومت کند؛ در برابر زلزله‌های شدید غیرعادی، سازه دچار خرابی کلی نشود. مشاهده‌ی ساختمان‌های آسیب دیده در برابر زلزله نشان داده است که تحت بار لرزه‌ای، اتصالات تیر- ستون آسیب پذیرترین المان‌های سازه‌ای بوده و نسبت به سایر عناصر سازه‌ای نیاز به توجهات خاص در طرح و ساخت دارند. وقتی قاب بتن آرمه‌ی شکل پذیر خمشی تحت تاثیر نیروهای جانبی ناشی از زلزله قرار می‌گیرد، باید اتصالات تیر- ستون قادر به انتقال نیروهای برشی بزرگی باشند که البته با تغییر شکل‌های زیادی هم همراه است. اولین مطالعات رفتاری اتصالات توسط هانسن^۱ و کونر^۱ در آزمایشگاه‌های انجمن سیمان پرتلند^۲ انجام شده است. از آن به بعد، این موضوع

^۱ Hanson

توسط محققینی در کشورهای آمریکا، کانادا، ژاپن و نیوزلند مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت. اگر چه اهداف این تحقیقات متفاوت بودند، اما تاکید اصلی این مطالعات، بررسی رفتار مهاری فولادهای تیر و ایجاد رفتار شکل پذیر در بارگذاری های متناوب بود. نتیجه ی این تحقیقات منجر به تدوین اولین آیین-نامه برای طراحی اتصالات بتن آرمه ACI-ASCE 352 شد. این کمیته اولین توصیه های طراحی را در سال ۱۹۷۶ انتشار داد. هم زمان توصیه های متعددی توسط آیین نامه های مختلف توسعه یافت، اما این توصیه ها و قوانین در عمل با یکدیگر اختلافاتی داشتند. تحقیقات بیشتر محققین منجر به اصلاح توصیه نامه ی ACI-ASCE 352 شد و در سال های ۱۹۸۵ و ۲۰۰۰ ویرایش های بعدی آن منتشر شد. در سال های اخیر، با توسعه ی استفاده از بتن با مقاومت بالا و بتن الیافی، تحقیقات در این زمینه بر روی بررسی رفتار اتصالات ساخته شده با چنین مصالحی متمرکز شده است. در آنالیز و طرح اتصالات، ابهامات زیادی وجود دارد، هنوز به طور کامل تاثیر پارامترهای مختلف در رفتار و شکل پذیری اتصالات مورد بررسی قرار نگرفته است. محققین در طول سال های متمادی بین دهه ی ۶۰ تا ۹۰ تلاش های زیادی در تبیین رفتار اتصالات انجام دادند. در بین این تحقیقات، مطالعات انجام گرفته بر روی اتصالات خارجی از اهمیت خاصی برخوردارند؛ به طوری که بیش از نیمی از تحقیقات بر روی این نوع از اتصالات متمرکز شده است. این توجه خاص بدلیل هندسه ی خاص این اتصال و دریافت سهم بیشتری از نیروی جانبی نسبت به دو نوع دیگر، یعنی اتصالات گوشه و داخلی است. در اتصال خارجی بدلیل آن که تنها یک تیر به ستون متصل شده است، لذا لنگر بیشتری به اتصال منتقل می شود؛ در حالی که در اتصال داخلی به دلیل آن که تیر از هر دو طرف به ستون متصل است، بنابراین مقدار زیادی از لنگرهای وارده خنثی می شوند. بین سال های ۱۹۸۶ تا ۱۹۹۶، تحقیقات متعددی بر روی رفتار اتصالات خارجی انجام گرفته است. اما اکثر این تحقیقات، تنها محدود به چند مطالعه ی آزمایشگاهی است که هر کدام تعداد محدودی اتصال را مورد بررسی قرار داده اند. از طرفی به دلیل بروز مشکلات خاصی در زمینه ی تحلیل های غیرخطی اجزاء محدود خصوصاً در زمینه ی مسائل بتن مسلح، از قبیل مدل کردن معیار شکست بتن، مدل کردن لغزش های میلگردها، ترک خوردگی و شکست بتن و

^۱ Konor^۲ Portland Cement Association

همچنین طولانی بودن زمان تحلیل، کمتر مطالعه‌ی جامع و فراگیری در زمینه‌ی رفتار اتصالات بتن آرمه بصورت تحلیلی با ابزار اجزاء محدود، به چشم می‌خورد. [۱]

با مطالعه‌ی کارهای گذشتگان و بررسی نتایج حاصل از کارهای آن‌ها تصمیم بر آن شد که در این تحقیق به بررسی اتصالات زانویی و T شکل و همچنین محل ایجاد مفصل پلاستیک در تیر در هنگام مواجه با نیروهای ثقلی و جانبی که با اعمال جابجایی افقی و عمودی در اتصال صورت می‌گیرد، برای حالت‌های مختلف آرماتورگذاری در ناحیه‌ی اتصال پرداخته شود که روند انجام کار و اهداف این تحقیق در این بخش ذکر شده است.

۱-۳- اهداف

-  بررسی اتصالات در سازه‌های بتنی و مشخص کردن علل خرابی آن‌ها
-  بررسی تاثیر آرماتور طولی و عرضی با درصد‌های مختلف بر ناحیه‌ی اتصال
-  بررسی حالت خاص ضربدري آرماتور طولی در ناحیه‌ی اتصال و ایجاد مفصل پلاستیک و ارائه‌ی راهکارهای مناسب جهت بهبود اتصال
-  بررسی محل برخورد آرماتورهای ضربدري و محل تشکیل مفصل پلاستیک

۱-۴- روش کار

۱-۴-۱- بررسی کارهای انجام شده بر روی اتصالات

با توجه به این که در سال‌های اخیر مطالعات بر روی اتصالات بتنی به نسبت سایر سازه‌ها کمتر بوده است با بررسی کارهای انجام شده بر روی اتصالات، با تغییر پارامترهای مورد نظر تاثیر آن‌ها را بر اتصالات تحلیل و بررسی شده است.

۱-۴-۲- مدل کردن قاب بتنی در نرم افزار

با توجه به این که مدل کردن سازه های بتنی در نرم افزارهای اجزای محدود به دلیل همگن نبودن دو ماده بتن و فولاد، یکی از معضلات کار بود، باید نرم افزاری انتخاب می شد که بتواند رفتار این مواد را باهم و به طور صحیح مدل کند. در این تحقیق از نرم افزار آباکوس^۱ جهت مدل کردن و تحلیل استفاده شده است. مشخصات مواد به صورت غیرخطی به نرم افزار داده شده است و توضیحات بیشتر در فصول بعد به طور مفصل شرح داده شده است.

۱-۵- بررسی علمی مدل های مورد مطالعه

در این تحقیق ابتدا کار بر روی یک قاب یه طبقه با یک دهانه با تغییر درصدهای آرماتور طولی و عرضی و تاثیر آن بر رفتار اتصال انجام شد. سپس مدل های جدید آرماتورگذاری و تاثیر عملکرد آنها بر سازه مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت با مقایسه ی حالت های مختلف، راهکارهای مناسب ارائه می شود.

^۱ABAQUS

فصل دوم :

ادبیات فنی و مروری بر

کار گذشتگان

۲-۱- مقدمه

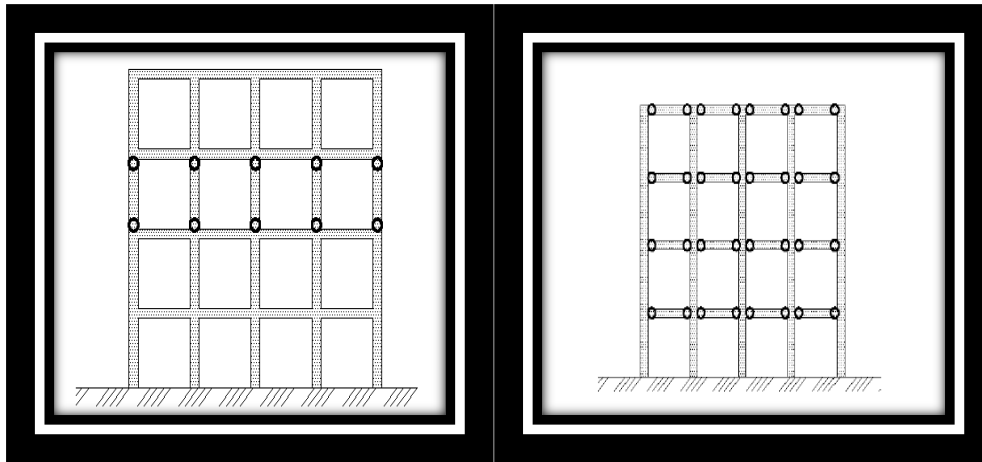
در این فصل نکاتی در مورد تعریف و گروه‌بندی اتصالات و همچنین بررسی عوامل بروز خرابی و نیروهای وارده به اتصال توسط دانشمندان و آیین‌نامه‌ها و همچنین بررسی کارهای انجام شده و آزمایشات گذشتگان مورد بررسی قرار داده می‌شود.

انواع مختلفی از نیروهای جانبی وجود دارند که در آنالیز و طراحی قسمت‌های مختلف ساختمانی تاثیر دارند. باد و زلزله از اصلی‌ترین این نیروها هستند که در حین طراحی سازه باید بسیار مورد توجه قرار گیرند. بنابراین در سازه‌های بتنی قسمت‌های مهم ساختمان همانند اتصالات نباید فقط برای نیروهای ثقلی طراحی شوند، بلکه باید به طور دقیق و مناسب برای مقابله با نیروهای جانبی نیز مورد بررسی قرار گیرند. قاب‌های خمشی یکی از معمول‌ترین سیستم‌های مقاومتی است که در سازه‌های بتنی مسلح مورد استفاده قرار می‌گیرد. قاب خمشی شامل ترکیبی از تیر و ستون‌هاست که در مقابل نیروهای ثقلی و جانبی مقاومت می‌کند. فلسفه‌ای پشت این نوع طراحی در قاب‌های خمشی در برابر بارهای جانبی وجود دارد که می‌تواند با نرمی مناسب قاب‌ها انرژی حاصل از بارهای جانبی را مستهلک کند. نرمی این قاب به نرمی و سختی اجزاء سازه مانند تیرها و ستون‌ها و اتصالات آن‌ها بستگی دارد. [۲]

همچنین در سازه‌های بتنی در هنگام تغییر شکل‌های غیر الاستیک که بعد از رخ دادن حالت الاستیک رخ می‌دهد به نام مفصل پلاستیک در سازه نامیده می‌شود. مفصل پلاستیک در واقع به ناحیه‌ای گفته می‌شود که نزدیک تکیه‌گاه تیر یا ستون‌هاست، که همان ناحیه‌ی اتصال نام دارد و خرابی سازه در آن قسمت رخ می‌دهد.

در طراحی برای بارهای جانبی بهتر است اجازه داده شود این مفصل پلاستیک در تیر (بجای رخ دادن در ستون) رخ دهد. همان‌طور که در شکل (۲-۱) مشاهده می‌شود محل ایجاد مفصل‌های پلاستیک در سازه آورده شده‌است.

اگر مفصل پلاستیک در ستون ایجاد شود، مکانیسم تشکیل شده را مکانیسم تسلیم ستون می‌نامند که باعث خرابی‌های بیشتری در سازه می‌شود. به این ترتیب اگر بتوان این مفصل پلاستیک را در تیر و در ناحیه‌ای دورتر از اتصال انتقال داد، عملکرد سازه به مراتب بهتر از حالت قبل می‌شود. [۳ و ۲]



شکل (۲-۱) - محل ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و ستون [۲]

• چه نیازی به دستیابی به مفاصل پلاستیک در تیرها داریم؟ [۴ و ۲]

حال با توجه به مباحث ارائه شده، عضوی از یک قاب خمشی بایستی انتخاب شود و بصورت ویژه‌ای جزئیات بندی شود تا در برابر نیروهای جانبی به صورت غیر ارتجاعی انرژی را مستهلک کند. عضوی را بایستی به عنوان عضو کنترل شونده توسط تغییر شکل انتخاب کرد که با انتخاب آن شرایط ذیل محیا شود:

✎ افتادن این عضو در ناحیه‌ی غیر خطی خلی در باربری ثقلی سازه ایجاد نکند.

✎ میزان اتلاف انرژی توسط این عضو از دیگر قسمت‌های قاب بیشتر باشد.

✎ رفتار در ناحیه‌ی غیر ارتجاعی این عضو کاملاً شناخته شده باشد.

معنی شرط اول اینست که با انتخاب این اجزا به عنوان اعضای شکل‌پذیر، پایداری کلی سازه به خطر نیفتد؛ به عنوان مثال تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها، پایداری قاب را به خطر نمی‌اندازد؛ در حالیکه اگر عضو کنترل شونده توسط تغییر شکل، ستون‌های قاب خمشی اختیار شود، یعنی ستون‌ها طوری جزئیات‌بندی و طراحی شوند که تسلیم ابتدا در آن‌ها اتفاق بیفتد، در این صورت نرم شدن آن‌ها

پایداری کل سازه را به خطر می‌اندازد. برای احراز شرط دوم باید عضوی انتخاب شود که دارای نیروی محوری کمی باشد تا جذب انرژی در آن‌ها زیاد باشد. همان‌طور که می‌دانیم به علت عملکرد دیافراگم کف‌ها، تیرها عمدتاً دارای نیروی محوری نیستند، در حالی که ستون‌ها دارای نیروی محوری قابل توجهی لااقل ناشی از ثقل می‌باشند. همین عامل باعث می‌شود که تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها با جذب انرژی بیشتری نسبت به ستون‌ها همراه باشد. در واقع در نمودار لنگر-انحنای وقتی بار محوری وجود دارد، دارای سختی و مقاومت کمتری می‌باشد و همین موضوع شکل پذیری مقطع را در صورت وجود بار محوری پایین می‌آورد. در مورد شرط سوم، اتصال تیر به ستون در سازه‌ها، ناحیه‌ای است که می‌بایست نیروهای تیر در بر تکیه گاه به صورت نیروهای خارج از صفحه به ستون وارد شود که مکانیزم بسیار پیچیده‌ای است به همین دلیل اتصالات نیز اعضای ناشناخته به حساب می‌آورند. بنابراین با توجه به مطالب ذکر شده نتیجه می‌شود که تیرها بهترین عملکرد را برای پذیرفتن شکل پذیری می‌باشند. زیرا اولاً از مکانیزم‌های دیگر مطمئن‌تر عمل می‌کنند و ثانیاً میزان اتلاف انرژی از طریق تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها بیشتر است.

پس باید کلیه اجزاء سازه را طوری تناسب بندی و جزئیات بندی کرد که تسلیم ابتدا در تیرها اتفاق افتاده و بدین ترتیب باعث جذب انرژی حاصل از نیروهای جانبی شوند. لازمی این کار آن است که ستون‌ها و ادوات اتصال، قوی‌تر از تیرها طراحی شوند. [۴]

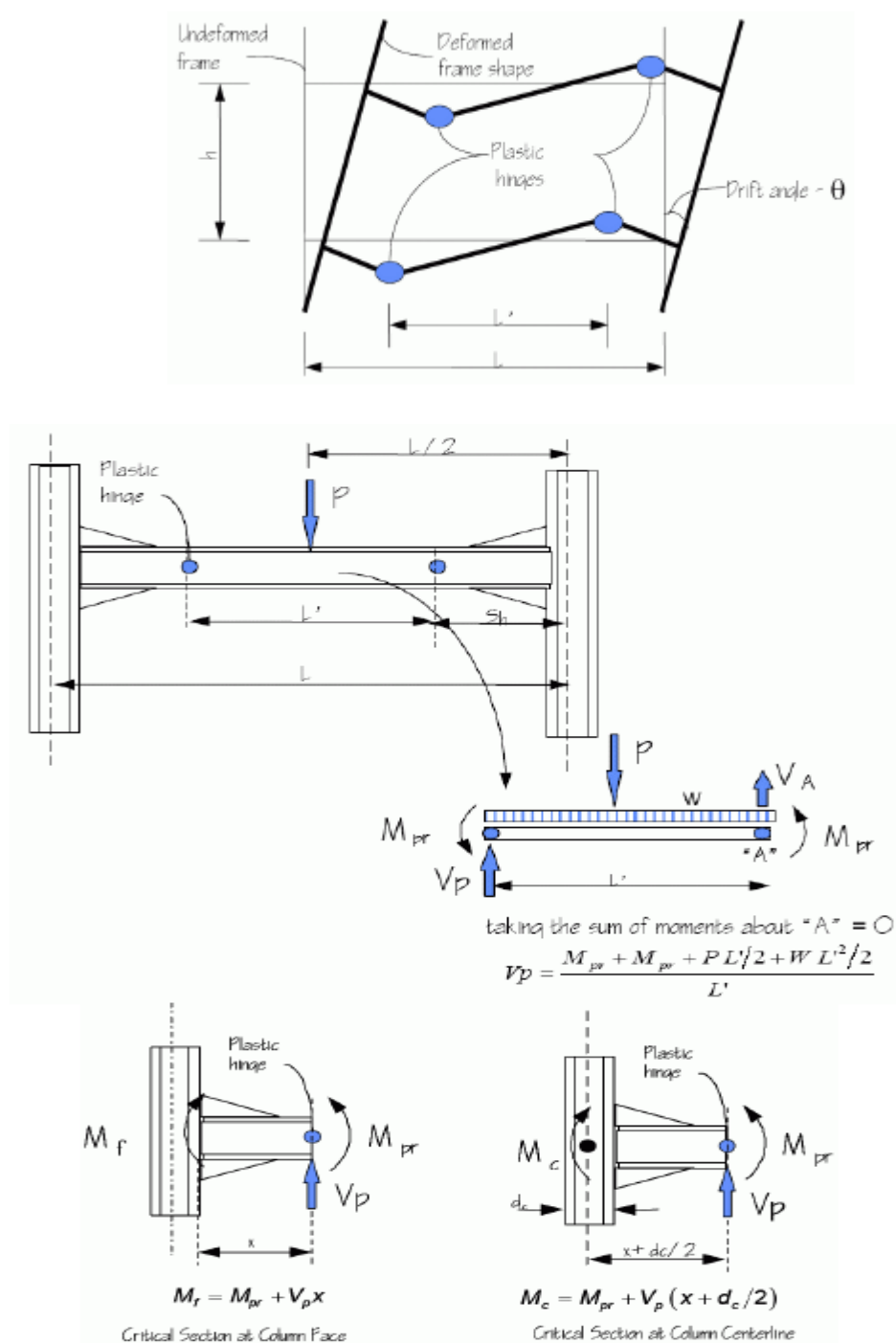
• حال که مشخص شد مفاصل پلاستیک بایستی در تیرها تشکیل شوند، چرا نیاز

است این مفاصل در فاصله‌ای دورتر از بر ستون تشکیل شوند؟ [۴]

در واقع اتصالات در قاب خمشی نقش مهمی در ارتباط بین ستون و تیر دارند و با ایجاد محل مفصل پلاستیک در آن‌ها، یعنی خرابی در آن‌ها رخ دهد. دور کردن مفصل پلاستیک از بر ستون باعث می‌شود تغییر شکل‌های غیرالاستیک در ناحیه‌ای دورتر از بر ستون شکل گیرد که در آن عملکرد مفصل، تحت تاثیر نوع اتصال و مقدار سختی آن است. یعنی تنش‌های بالاتر در ناحیه‌ای دورتر از بر ستون یا

اتصال اتفاق بیفتد. این مکانیسم مستلزم آن است که اتصالات قاب خمشی فولادی دارای شرایط ذیل باشند:

۱. سختی اتصال به اندازه‌ی کافی برای ارضای صلبیت بالا باشد.
 ۲. مقاومت کافی در اتصال برای توسعه‌ی لنگر پلاستیک کامل تیر فراهم گردد.
 ۳. اتصال دارای ظرفیت شکل پذیری کافی باشد.
- چنین رفتاری را می‌توان با سخت کردن و مقاوم کردن موضعی اتصالات و یا تضعیف موضعی مقطع تیرهایی که تمایل داریم مفصل پلاستیک در آنها رخ دهد به دست آورد.



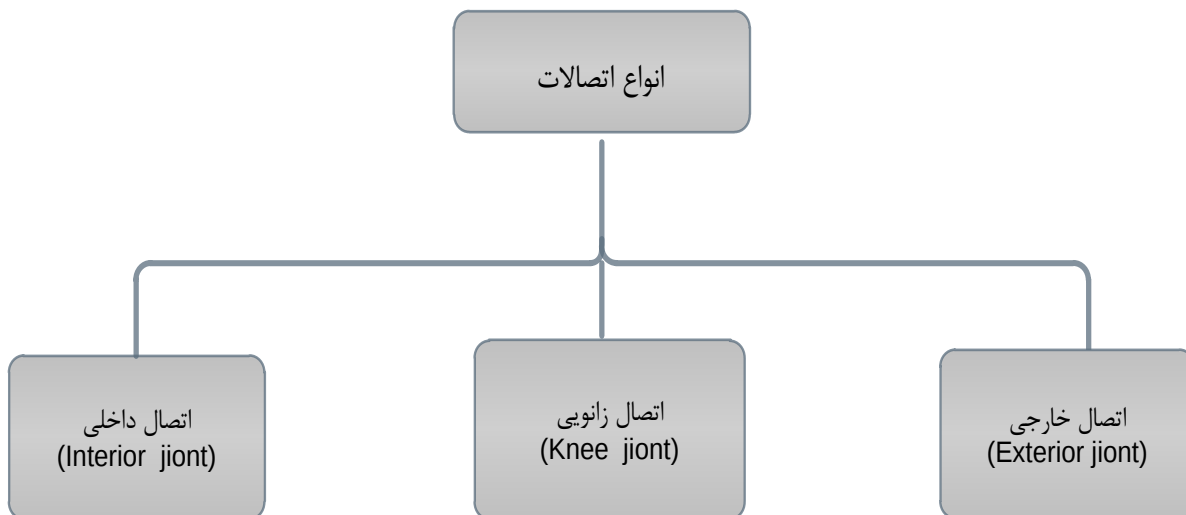
شکل (۲-۲) - محل تشکیل مفصل پلاستیک دور از بر ستون و محاسبه نیروهای بحرانی [۴]

در اتصالات قاب‌های خمشی فولادی برای ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و دور تر از بر ستون با گیردار کردن کامل اتصال و جوش دادن ورق و لچکی در ناحیه‌ی اتصال محل تشکیل مفصل پلاستیک را

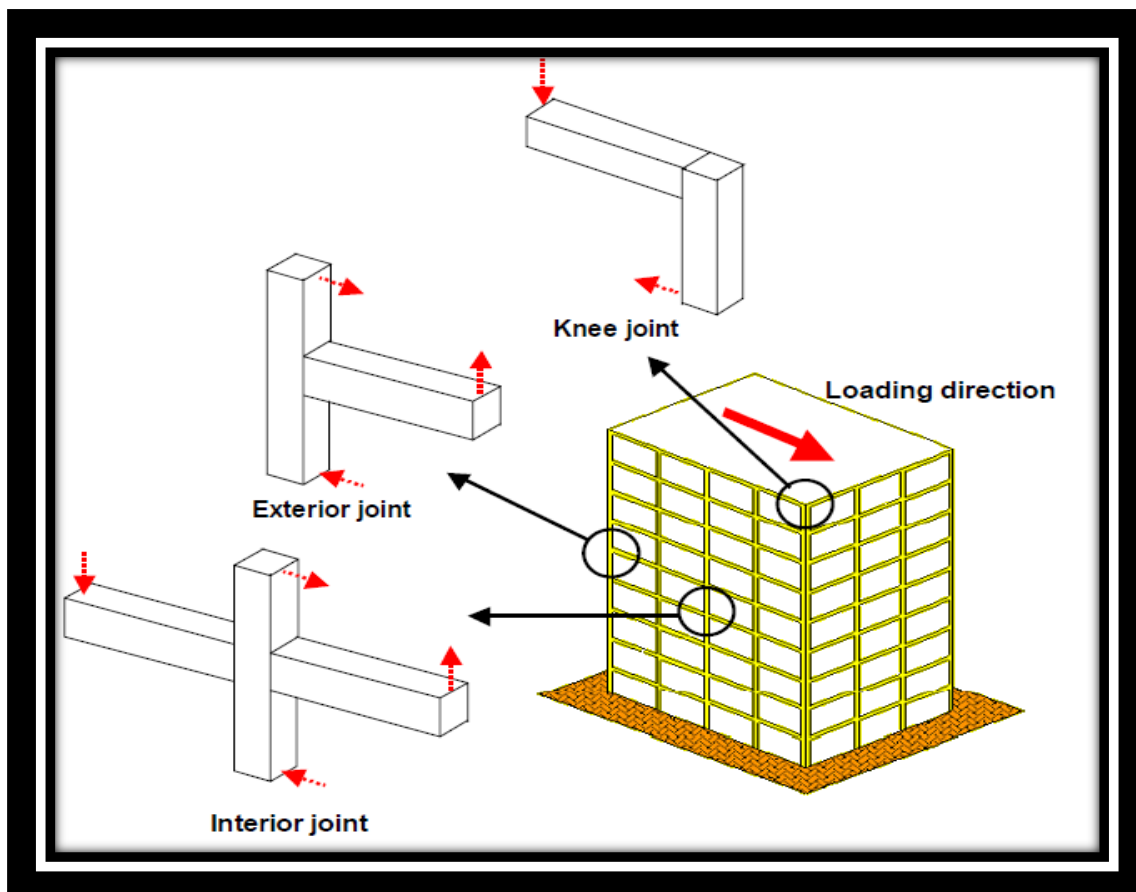
دورتر از بر ستون انتقال می‌دهند. در این تحقیق با بهره‌گیری از این مکانیسم برای قاب‌های بتنی نیز سعی شده تا با تغییر آرایش آرماتورگذاری در ناحیه‌ی اتصال محل تشکیل مفصل پلاستیک و تنش-های وارده بر اتصال را به ناحیه‌ای دورتر از بر تکیه‌گاه انتقال داده شود.

۲-۲- گروه‌بندی اتصالات در سازه‌های بتنی مسلح

گروه‌بندی اتصالات در سازه‌های بتنی مسلح تابعی از شکل هندسی اتصال تیر به ستون است. شکل (۲-۳) انواع مختلف اتصالات در سازه‌های بتنی مسلح را نشان می‌دهد. [۴ و ۵ و ۶]



- اتصال داخلی شامل دو تیر طولی همراه با یک ستون پیوسته است.
- اتصال زانویی شامل یک تیر طولی همراه با یک ستون غیر پیوسته است.
- اتصال خارجی شامل یک تیر طولی همراه با یک ستون پیوسته است.



شکل (۲-۳) انواع مختلف اتصالات [۶]

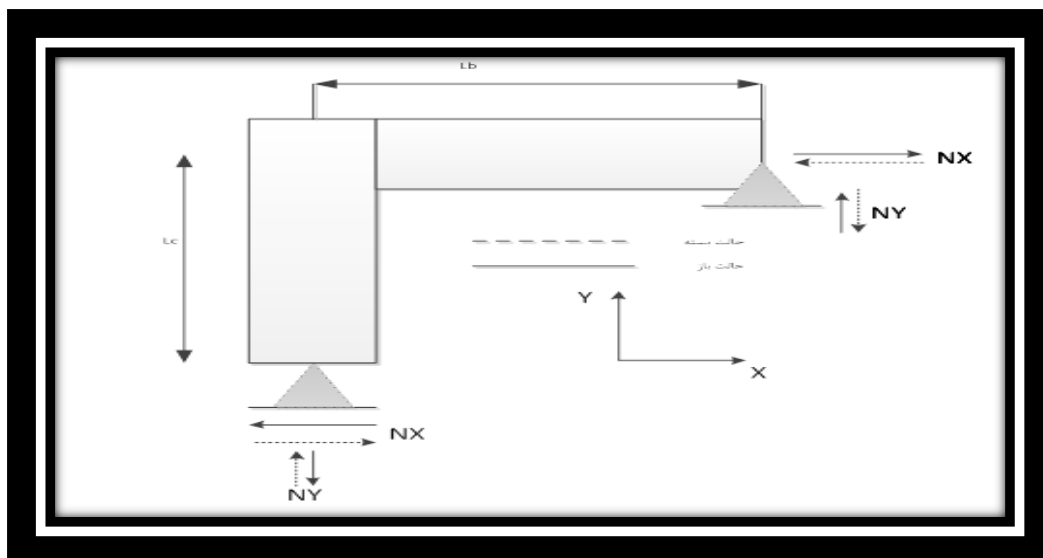
در دهه‌ی ۱۹۶۰ و ۱۹۷۰ آزمایش‌های زیادی بر روی اتصالات زانویی تحت بارهای مونوتونیک (یکنواخت) استاتیکی انجام شده‌است. در بیشتر این آزمایش‌ها ترک قطری در ناحیه‌ی شکننده اتصال

ایجاد شد، در حالی که تیر و ستون متصل به اتصال هنوز به ممان تسلیم نرسیده بودند. [۵]

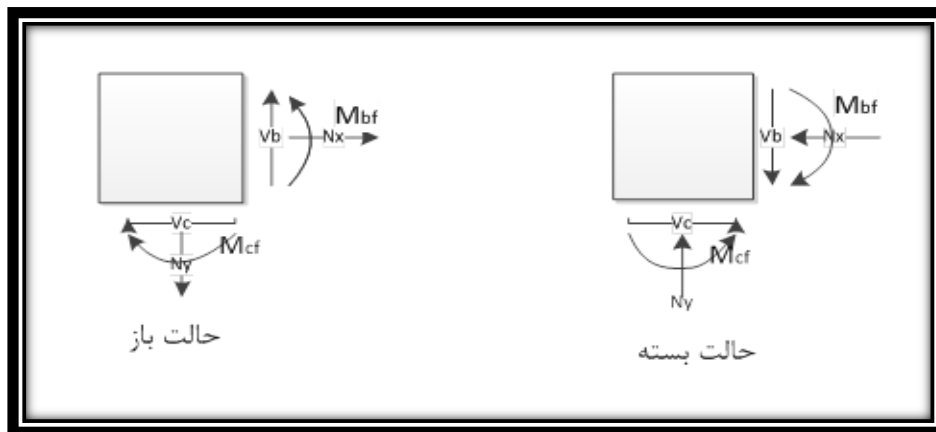
نیلسون^۱ خود در سال (۱۹۷۳) و به کمک همکارش لوزبرگ^۲ در سال (۱۹۷۶) بر روی اتصالات زانویی مطالعاتی داشته‌اند. شکل (۲-۶) توزیع تنش را در ناحیه اتصال در جهت x و y نشان می‌دهد. ترک-های ایجاد شده در داخل بتن فشار زیادی به آرماتورهای عرضی که نقش محصور کردن بتن را بر عهده دارند، وارد می‌کنند. [۵]

^۱ Nilsson

^۲ Losberg

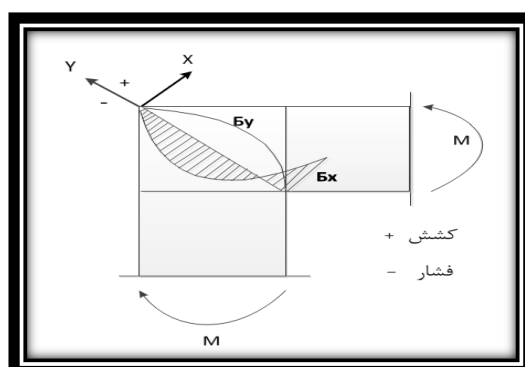


شکل (۲-۴) - دیاگرام مدل اتصال زانویی



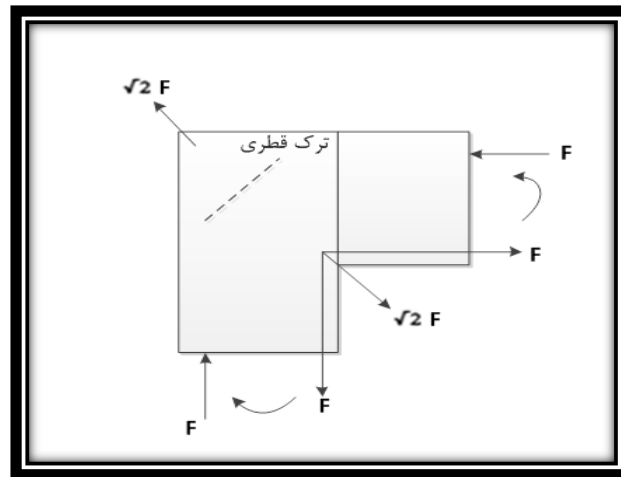
شکل (۲-۵) - دیاگرام نیرویی در حالت باز و بسته [۵]

در شکل (۲-۶) تنش‌ها و نیروهای قطری موجود در اتصال که توسط نیلسون بدست آمده، آورده شده‌است.



شکل (۲-۶) - تنش‌های قطری اتصال [۵]

در شکل زیر ترک قطری در ناحیه‌ی اتصال را نشان می‌دهد که بر اثر تنش کششی قطری بوجود آمده‌است.



شکل (۷-۲) - ترک قطری ناحیه‌ی اتصال

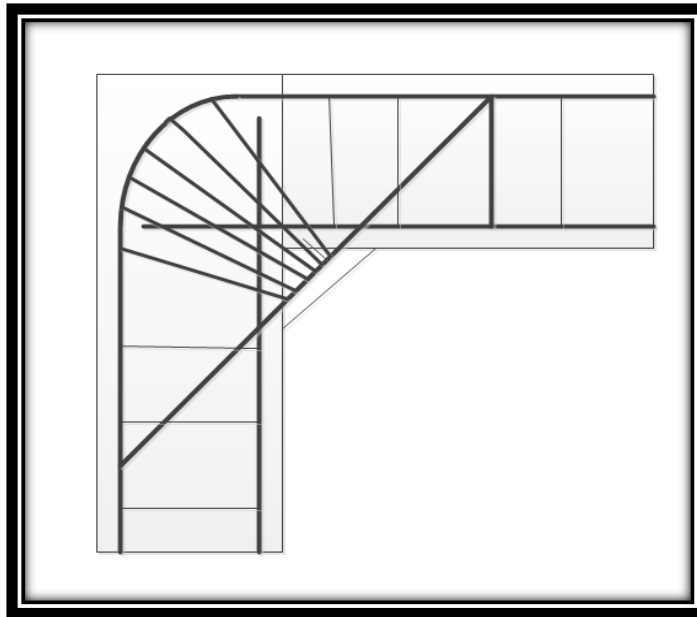
نیلسون در سال (۱۹۷۳) با بررسی اتصالات زانویی مودهای خرابی زیادی مشاهده و به نتایج قابل توجهی دست پیدا کرد :

- ترک کششی قطری که در اتصال گوشه اتفاق می‌افتد، به این دلیل است که تنش بوجود آمده توسط ممان خارجی بوسیله آرماتورها تحمل نمی‌شوند.
- تسلیم در آرماتورهای ناحیه‌ی اتصال.
- خرابی بتن فشاری که بر اثر شکستن بتن ناحیه اتصال است.

در سال (۱۹۶۹) سوان^۱ مدل‌های آرماتورگذاری را معرفی کرد که این طرح‌ها در سال (۱۹۷۲) توسط بالینت و تیلور^۲ ادامه پیدا کرد و یک سری میلگرد شعاعی و یک قفسه از آرماتور ارائه شد. این طرح کارائی بهتری نسبت به حالت ساده داشت. در شکل (۸-۲) این نوع آرایش آرماتورگذاری آورده شده- است. [۶۵]

^۱ Swaan

^۲ Balint and Taylor



شکل (۲-۸) - مدل بالینت و تیلور و نیلسون [۵]

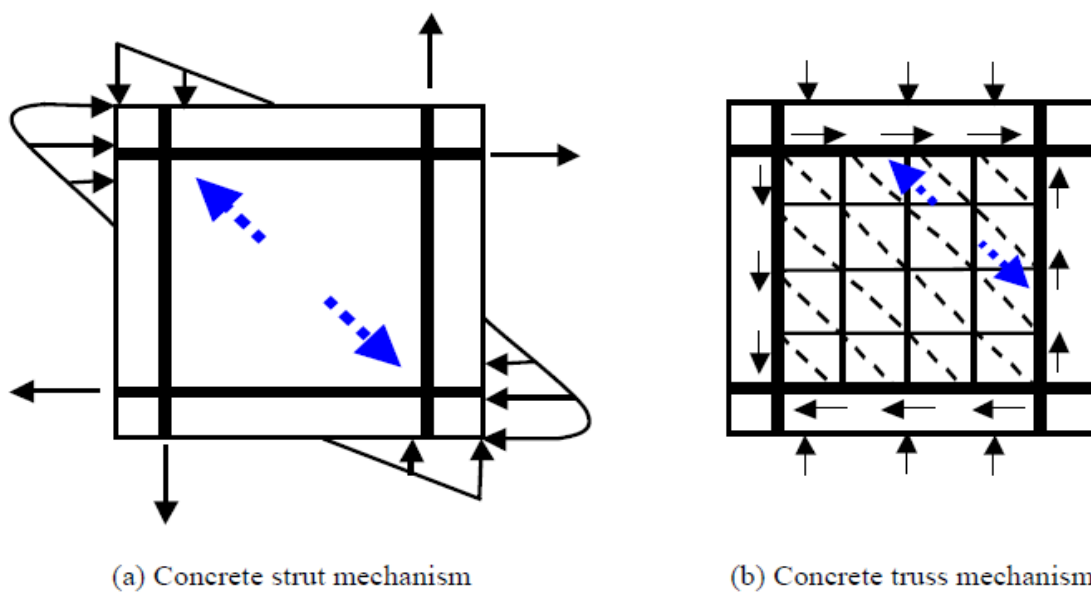
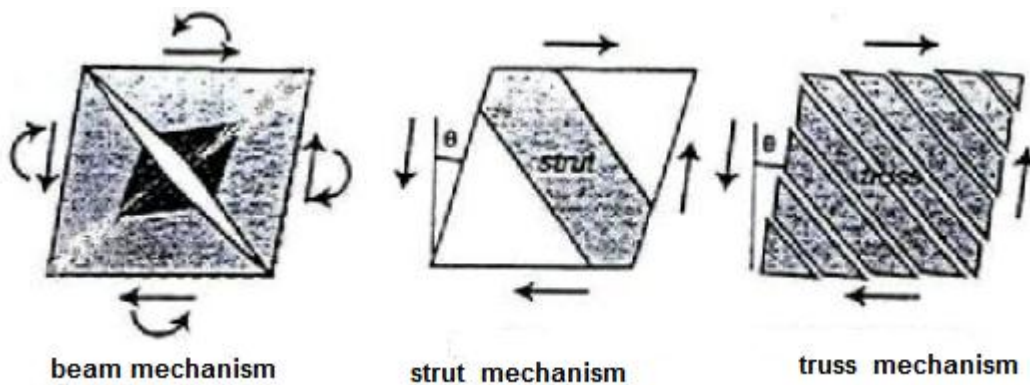
همچنین در دهه‌ی ۱۹۶۰ آزمایش‌های زیادی بر روی اتصالات بتنی تحت بار جانبی انجام شد که در نتیجه، آن‌ها به این موضوع رسیدند که اتصالات می‌توانند در مواجهه با خرابی، خیلی شکننده رفتار کنند. رفتار برشی فاکتور بسیار مهمی است که در اتصالات بتنی اگر بتوان آن را کنترل کرد، خرابی اتصال تا حد بسیار زیادی کاهش می‌یابد.

هانسون و کونور در سال (۱۹۶۷) توانستند با انجام بررسی تحلیلی اتصالات نیروی برشی دورن ناحیه اتصال و مقادیر برش اتصال را ارائه کنند. مقادیر این برش در بخش‌های بعد به طور مفصل آورده شده است. [۵]

بین سال‌های ۱۹۸۶ تا ۱۹۹۶، تحقیقات متعددی بر روی رفتار اتصالات انجام گرفت، اما اکثر این مطالعات، تنها محدود به چند آزمایش که هرکدام تعداد محدود اتصال را مورد بررسی کردند ختم شده است. از طرفی بروز مشکلاتی از قبیل مدل کردن معیار شکست بتن، مدل لغزش میلگردها، ترک خوردگی و شکست بتن و طلانی بودن زمان تحلیل با ابزار اجزاء محدود کمتر مطالعه‌ی جامعی به چشم می‌خورد.

۲-۳- مکانیزم‌های شکست اتصال

اتصالات سازه‌های بتنی، بارهای وارد شده به اتصال را به سه صورت انتقال می‌دهد، یا سه مکانیزم و مدل قدیمی برای انهدام اتصال قابل تصور است: (بارهای وارد از تیر و ستون به یک اتصال نمونه در شکل‌های زیر نشان داده شده است.) [۶۱]



شکل (۲-۹) - مکانیزم‌های شکست اتصال [۶۱]

۲-۳-۱- مکانیزم برش تیر^۱

با توجه به شکل (۲-۹)، در اثر بارهای وارد شده به اتصال ترک‌های قطری در اتصال بوجود می‌آید و با ادامه بار بصورت متناوب توسعه می‌یابد. قسمتی از نیروی برشی توسط بتن تحمل می‌شود و بقیه توسط آرماتورهای عرضی یا خاموت‌های اتصال گرفته می‌شود. بنابراین در مکانیزم برش تیر برای مقابله با ترک‌های قطری ایجاد شده توسط نیروهای برشی از آرماتورهای عرضی بصورت افقی و قائم استفاده می‌شود. با توجه به شکل برش نهایی برابر خواهد بود با :

$$v_u = \frac{V_u}{\phi A_{cv}} - \frac{\alpha F_y (A_{s1} - A_{s2}) - V_{col}}{A_{cv}}$$

(معادله ۲-۱)

α = ضریب سخت گرایی در میلگردهای تیر در اثر تغییر شکل زیاد ناشی از تشکیل لولاهای پلاستیکی می‌باشد.

A_{s1} = سطح مقطع آرماتورهای کششی

A_{s2} = سطح مقطع آرماتورهای فشاری

V_{col} = نیروهای برشی ستون

A_{cv} = سطح مقطع موثر در هسته‌ی اتصال که از حاصل ضرب عرض موثر در عمق موثر بدست می‌آید. بر اساس تجارب آزمایشگاهی، در حالت نهایی اگر لولاهای پلاستیکی در تیرها ایجاد شوند، شکل پذیری قاب به مراتب بیشتر خواهد بود. در نتیجه آیین نامه‌ها توصیه می‌نمایند در طراحی، تئوری تیر ضعیف - ستون قوی مد نظر قرار گیرد تا از تشکیل لولاهای پلاستیکی در تیرها اطمینان حاصل شود. بنابراین در اثر بارهای متناوب تغییر طول نسبی آرماتورهای تیر افزایش یافته و در اثر سخت گرایی تسلیم آرماتورها ازدیاد پیدا می‌کند. در نتیجه در محاسبه نیروهای اتصال ضریب α برای تنش تسلیم

^۱ Beam mechanism

آرماتورهای تیر استفاده می‌شود. مقدار ضریب α بر اساس آزمایش‌های انجام شده ۱/۲۵ در نظر گرفته می‌شود. [۲۶ و ۷۱]

۲-۳-۲- مکانیزم استرات فشاری^۱

مکانیزم استرات فشاری در سال ۱۹۸۲ توسط محققین نیوزلند و آیین‌نامه این کشور برای محاسبه ظرفیت برشی اتصال مطرح گردید. در یک قاب بتنی مقاوم در بارهای متناوب لولاهای پلاستیک در تیرها در مجاورت اتصال تشکیل می‌گردد. ستون‌های بالا و پایین اتصال در مجاورت اتصال در حالت الاستیک باقی می‌ماند (وقتی که بار محوری ستون ناچیز باشد). در شکل میانی نشان می‌دهد که در اتصال نیروهای فشاری داخل بتن به همراه نیروی برشی و نیروی چسبندگی تیرها و ستون‌ها به یک ناحیه فشاری که یک سیستم تعادل تشکیل می‌دهد انتقال می‌یابند. مولفه‌ی اصلی این مکانیزم استرات بتنی قطری است. قابل توجه است که مکانیزم استرات بتنی قادر است قسمت اعظم نیروهای برشی افقی و قائم هسته اتصال را انتقال دهد.

با توجه به مکانیزم احتمالی تشریح شده در فوق، مشخص می‌گردد که برای انتقال نیروهای وارد شده به اتصال، به آرماتورهای عرضی افقی و قائم نیاز است که این آرماتورها علاوه بر تحمل نیروهای برشی باید بتوانند هسته‌ی اتصال را به مقدار لازم محبوس نمایند.

بر اساس آزمایش‌های انجام شده توسط ژانگ^۲ و جیرسا^۳ آرماتورهای عرضی ضرورتاً باعث افزایش مقاومت برشی اتصال نمی‌گردد؛ با این حال باید یک مقدار مینیمم آرماتور عرضی جهت محبوس نمودن هسته بتن در اتصال فراهم شود. [۷۱]

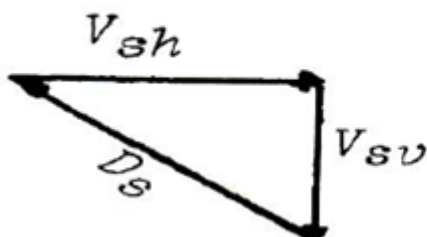
^۱ Concrete strut mechanism

^۲ Zhang

^۳ Jhirs

۲-۳-۳- مکانیزم خرابی ۴۵ درجه^۱

تنش‌های برشی بوجود آمده در هسته اتصال باعث ایجاد نیروهای کششی قطری در اتصال می‌شود. در اکثر حالت‌های مختلف، ظرفیت کششی قطری در هسته بتن اتصال تمام شده و ترک‌های قطری در اتصال ظاهر می‌شوند. بعد از ایجاد ترک در اتصال یک مکانیزم خرابایی می‌تواند تعادل نیروهای اتصال را برقرار نماید. هم چنان که در شکل زیر نشان داده شده سه عضو این خرپا می‌تواند آرماتورهای افقی و قائم و قسمت فشاری هسته اتصال باشد، بصورت شکل زیر:



V_{sv} : نیروی برشی آرماتور قائم
 V_{sh} : نیروی برشی آرماتور افقی
 D_s : نیروی فشار در بتن

این مکانیزم علاوه بر آرماتورهای برشی افقی، به آرماتورهای برشی قائم نیز نیاز است. این آرماتورهای برشی در اتصال می‌توانند به طرق زیر فراهم شوند:

الف- در نظر گرفتن آرماتورهای افقی و قائم در هسته اتصال

ب- بوسیله نیروهای فشاری خارجی از جمله فشار ناشی از ثقل یا بار محوری ستون‌ها که در واقع پیش فشردن اتصال توسط نیروهای فشاری ثقلی است.

یک راه حل معمولی و عملی استفاده از خاموت‌های افقی و توزیع آرماتورهای قائم ستون در هسته اتصال می‌باشد. [۷۱]

^۱ Concrete truss mechanism

۴-۲- مقاومت برشی در اتصالات

در این بخش به بررسی مقاومت برشی به وجود آمده در اتصال در آیین نامه و مقادیر ضرایب مختلف آن پرداخته شده است. [۹ و ۸]

۴-۲-۱- آیین نامه ی ACI-352R-02 و ACI318-05

برای اتصالات نوین در سازه های بتنی مسلح مقدار مقاومت برشی را برابر با :

(معادله ۲-۲)

$$V_n = \gamma_{ACI} \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

که در این فرمول :

γ_{ACI} : ضریب مقاومت برشی اتصال b_j : عرض موثر برشی اتصال

F'_c : مقاومت مشخصه فشاری بتن h_c : ارتفاع ستون

ضریب مقاومت برشی تابعی است از تعداد صفحات قائم اطراف اتصال که در جدول (۱) زیر آمده است.

جدول (۱-۲) - ضریب مقاومت برشی اتصالات [۹ و ۸]

Classification	$\gamma_{ACI} (Mpa)$
A. Joint with a continuous colum	
A1. Joint effectively confined on all four vert face	۱/۶۷
A2. Joint effectively confined on three vertival or on two opposite vertical faces	۱/۲۵
A3. Other cases	۱/۰۰
B. Joint with a discontinuous colum	
B1. Joint effectively confined on all four vert face	۱/۲۵
B2. Joint effectively confined on three vertival or on two opposite vertical faces	۱/۰۰
B3. Other cases	۰/۶۷

مقدار b_j کمترین مقدار بین مقادیر زیر است :

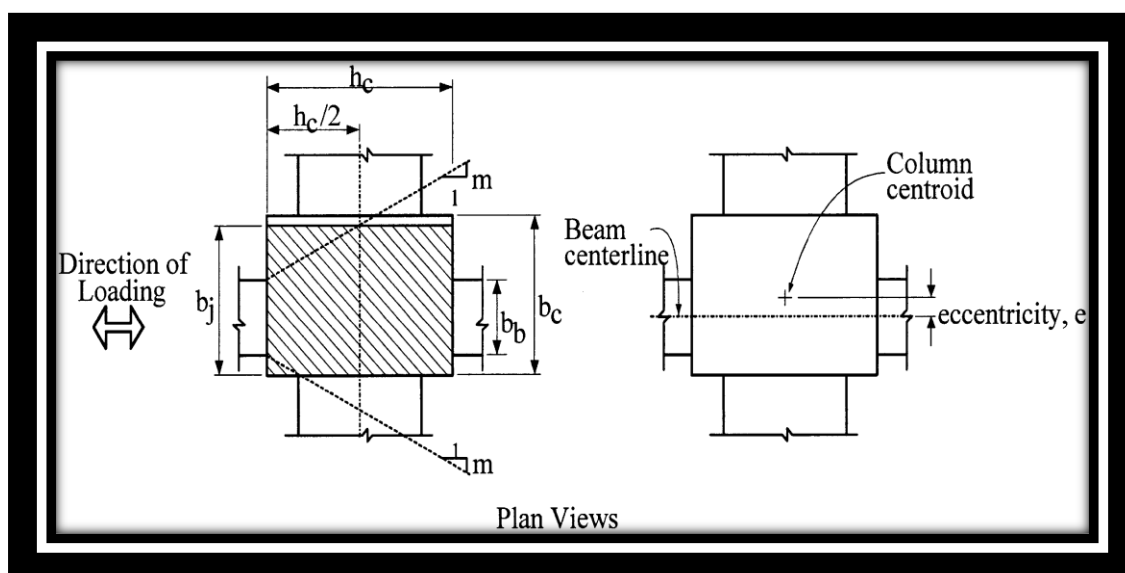
(معادله ۲-۳)

$$b_j = \min \left(\frac{b_b + b_c}{2}, b_b + \sum \frac{mh_c}{2}, b_c \right)$$

که در این فرمول :

b_b, b_c به ترتیب عرض ستون و عرض تیر می‌باشند و m شیب عرض مایل اتصال به راستای برش

است، که مقدار آن از $0/3$ تا $0/5$ است. [۹۰۸]



شکل (۲-۱۰) - جزییات در اتصال [۹۰۸]

۲-۴-۲- آیین نامه آبا

الزامات آیین نامه آبا جهت تعیین مقاومت برشی در اتصال، در سطور زیر آورده شده است :

برای این که اتصال تحت اثر کشش های قطری تخریب نشود لازم است فولادهای افقی و قائم برشی تعبیه شود. این فولادها موجب می شود تا تعادل منطقی در هسته ای اتصال برای نیروهای فشاری و کششی که متناوباً جایشان به دلیل بار زلزله عوض می شود، برقرار گردد. هنگامی که فولادهای عرضی و قائم برشی اتصال کافی نباشد، حلقه های خاموت ها به حد جاری شدن می رسند، که در این وضعیت این فولادها بدون توجه به جهت ترک های قطری ناگزیر می شوند که نیروی کششی را تحمل نمایند، که در نتیجه کرنش های غیر ارتجاعی غیر متناوب در آن ها ایجاد می شود این پدیده موجب می شود تا سختی اتصال در سطح پایینی از نیروی برشی به شدت کاهش یابد، نتیجه ی چنین رفتاری، عدم توانایی کل سیستم برای استهلاک و جذب انرژی زلزله می باشد. هنگامی که به قدر کافی فولاد برش در محل اتصال تعبیه شود تا جاری شدن آن ها محدود باشد و لولای خمیری در مجاورت اتصال و در تیر تشکیل شود. در این صورت خرد شدن بتن محل اتصال را باید مورد ارزیابی و توجه قرار داد تا شکست اتصال با شکست بتن آغاز نشود. چنین حالتی زمانی پیش می آید که میانگین تنش های برشی و فشاری محوری که قرار است تحمل شوند زیاد باشند. این مورد تخریب با در نظر گرفتن حد بالا یا کرانه ی فوقانی فشار قطری می توان جلوگیری کرد.

برطبق آبا حداکثر مقاومت اتصال ها برای حالات سه گانه زیر در نظر گرفته می شود :

۱. حداکثر مقاومت برشی اتصالاتی که در هر چهار وجه محصور شده اند برابر است با:

(معادله ۲-۴)

$$V_j = 1.44 \sqrt{f_c} A_j$$

۲. حداکثر مقاومت برشی اتصالاتی که در سه وجه یا دو وجه روبرو محصور شده اند برابر است با

(معادله ۲-۵)

$$V_j = 1.08 \sqrt{f_c A_j}$$

۳. حداکثر مقاومت برشی سایر اتصالات برابر است با:

$$V_j = 0.9 \sqrt{f_c A_j}$$

(معادله ۲-۶)

اگر نیروی برشی موجود در اتصال از مقاومت برشی اتصال بیشتر شود باید با افزایش ارتفاع تیرها، نیروها را کاهش داد و یا با افزایش سطح موثر، مقاومت اتصال را بیشتر کرد. [۱]

۲-۵- مقدار نیروی برشی در اتصال

آبا در تعیین نیروی برشی اتصال مطابق با شکل (۲-۹) و فرضیه وجود قطری فشاری موارد ذیل را در نظر می‌گیرد:

- نیروهای برشی نهایی موثر بر اتصال باید بر مبنای بیشترین نیروی کششی که در میلگردهای اصلی تیر دو طرف اتصال و برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال بوجود می‌آیند، محاسبه گردد.

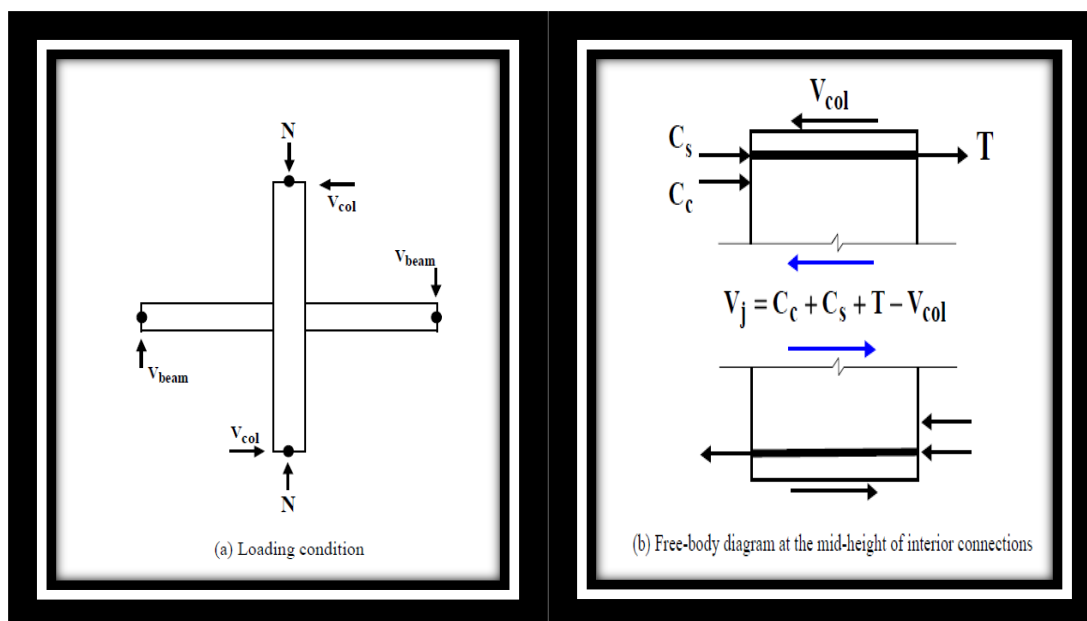
- بیشترین نیروی کششی در میلگردهای اصلی تیرهای طرفین وقتی ایجاد می‌شود که در تیرهای دو طرف اتصال تشکیل لولای خمیری داده اند، محاسبه می‌گردد.

- لنگر خمشی مثبت یا منفی مربوط به لولای خمیری دو طرف اتصال برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل در نظر گرفته می‌شود.

- برای منظور نمودن افزایش مقاومت مصالح و سخت شدگی کرنشی میلگرد در محاسبات،

تنش فولاد را مساوی $F_y/1.25$ در نظر می‌گیریم. [۱]

همان طور که شکل (۲-۱۱) نشان می‌دهد، نیروی برشی افقی موجود در یک اتصال داخلی مساوی مقدار زیر خواهد بود:



شکل (۲-۱۱) - نیروی برشی اتصال [۶۱]

(معادله ۲-۷)

$$V_j = A_{s1}(1.25F_y) + A_{s2}(1.25F_y) - V_c$$

به ترتیب مقادیر فولادهای کششی و فشاری مقطع می‌باشند و نیروی برشی افقی موجود

در یک اتصال خارجی عبارت است از :

(معادله ۲-۸)

$$V_j = A_s(1.25F_y) - V_c$$

۲-۶- بررسی آیین‌نامه‌های موجود و محدودیت‌های آن‌ها

آیین‌نامه‌های موجود ساختمانی فعلی برای طراحی قاب‌های خمشی مقاوم در برابر زلزله، جهت جلوگیری از تخریب نابه‌هنگام اتصالات تیر-ستون به سبب تمرکز تغییر شکل برشی در اتصالات، یک سری محدودیت‌های تجربی را برای نیروی برشی اتصال قائل می‌شوند (AIJ1994, ACI1995, SANZ1995). در این آیین‌نامه‌ها به ظرفیت چسبندگی به عنوان یک فاکتور موثر در مقاومت و شکل گسیختگی اهمیتی داده نمی‌شود. هرچند نتایج تعداد کمی از آزمایش‌های اخیر، رابطه‌ی بین برش ورودی اتصال و شرایط چسبندگی را اثبات می‌کند. ایده‌ی اصلی تاثیر پذیری مود شکست اتصال از چسبندگی میان بتن موجود در اتصال و میلگردهای طولی تیر(که از میان اتصال عبور می‌کنند)، به وجود آمد که در نتیجه آزمایشاتی گزارش شد، مبنی بر این‌که در نمونه‌های آزمایشگاهی کاملاً مشابه، وقتی از میلگرد آجدار برای آرماتورهای طولی تیراستفاده گردید، در اتصال شکست برشی مشاهده شد، در حالی که با استفاده از آرماتورهای صاف حتی با افزایش بسیار زیاد نیروی برشی، هیچگونه شکست برشی در اتصال اتفاق نیافتاد. در این حالت تمام نمونه‌ها با تسلیم تیرهای طرفین اتصال مواجه شدند. از آن‌جا که چنین آزمایشاتی، به صورت مدون و برنامه ریزی شده تنها در دهه‌ی اخیر انجام گرفته‌اند و مدت زمان زیادی از انتشار آن‌ها نمی‌گذرد، هم‌اینک زمینه‌های زیادی برای بحث و بررسی پیرامون توسعه‌ی این آزمایش‌ها وجود دارد و در صورت قطعیت در نتایج آن‌ها باید منتظر تحولی کلی در اصول پایه‌ای در طراحی اتصالات تیر-ستون در قاب‌های خمشی بتن مسلح باشیم. این تحول در وهله‌ی اول به تغییر در مدل‌های رفتاری کلاسیکی هم چون مکانیزم خریا یا قطری فشاری که از سالیان بسیار دور، مبنای محاسبات تئوری در طراحی اتصالات تیر-ستون بتن مسلح در آیین‌نامه‌های مختلف قرار گرفته اند، منجر خواهد شد. نتایج آزمایش‌های اخیر با هدف بررسی نقش چسبندگی در مود شکست اتصالات، سازگاری خوبی را با روابط موجود در آیین‌نامه‌های فعلی مبتنی بر مکانیزم خریا یا قطری فشاری، از خود نشان می‌دهد. [۵۱]

۷-۲- مقادیر برش در اتصالات

هانسون و کونور (۱۹۶۷) نتیجه آزمایشی را روی اتصال تیر- ستون بتن مسلح گزارش دادند که در آن مقدار کمی تغییر شکل خمشی ناشی از برش اتصال، به عنوان نیروی افقی منتقل شده در میانه ارتفاع مقطع افقی معرفی شده بود. آن‌ها پیشنهاد کردند ممکن است با محدود کردن تنش برشی اتصال در یک سطح که در آن، شکست اتصال رخ می‌دهد، بتوان از شکست برشی اتصال جلوگیری کرد. آن‌ها برای یک اتصال تیر- ستون داخلی، برش اتصال را با معادله (۹-۲) تعریف کردند. V_j نیروی داخلی در صفحه افقی است که در میانه ارتفاع اتصال قرار دارد. سهم بتن و فولاد بطور جداگانه مورد محاسبه قرار می‌گیرند. [۵ و ۶]

(معادله ۹-۲)

$$V_j = T + C'_s + C'_c - V_c = T + T' - V_c$$

که در آن C'_s نیروی فشاری در آرماتورهای طولی مسلح کننده تیر، C'_c نیروی فشاری در بتن، T' ، T نیروی کششی در آرماتور طولی تیر و V_c نیروی برشی ستون یا همان برش طبقه می‌باشد. برای اندازه گیری V_j ، در عمل نصب کرنش سنج برای تعیین نیروی کششی و در بالا و پایین اتصال ضروری می‌باشد. بعلاوه یک مدل رفتاری غیر الاستیک برای مصالح در حالتی که کرنش از محدوده خطی و الاستیک تجاوز کند، مورد نیاز است. برای تعیین نیروی کلی فولاد در بالا و پایین مقطع کرنش‌ها در آرماتور طولی، باید مشاهده و اندازه‌گیری شود. چنین سیستم اندازه‌گیری‌ای غیر معمول بوده و در آزمایش‌های عادی از آن استفاده نمی‌شود.

لنگر در وجه ستون M_b برابر است با حاصل ضرب نیروی T در فاصله J_b ، با این فرض که نیروی محوری در تیر وجود نداشته باشد. بنابراین معادله (۹-۲) بر حسب لنگر در دو وجه مخالف ستون، بصورت زیر باز نویسی می‌شود :

(معادله ۱۰-۲)

$$V_j = \frac{M_b}{J_b} + \frac{M'_b}{J'_b} - V_c$$

(J_b فاصله برآیند نیروی کششی و فشاری در مقطع بحرانی تیر می‌باشد).

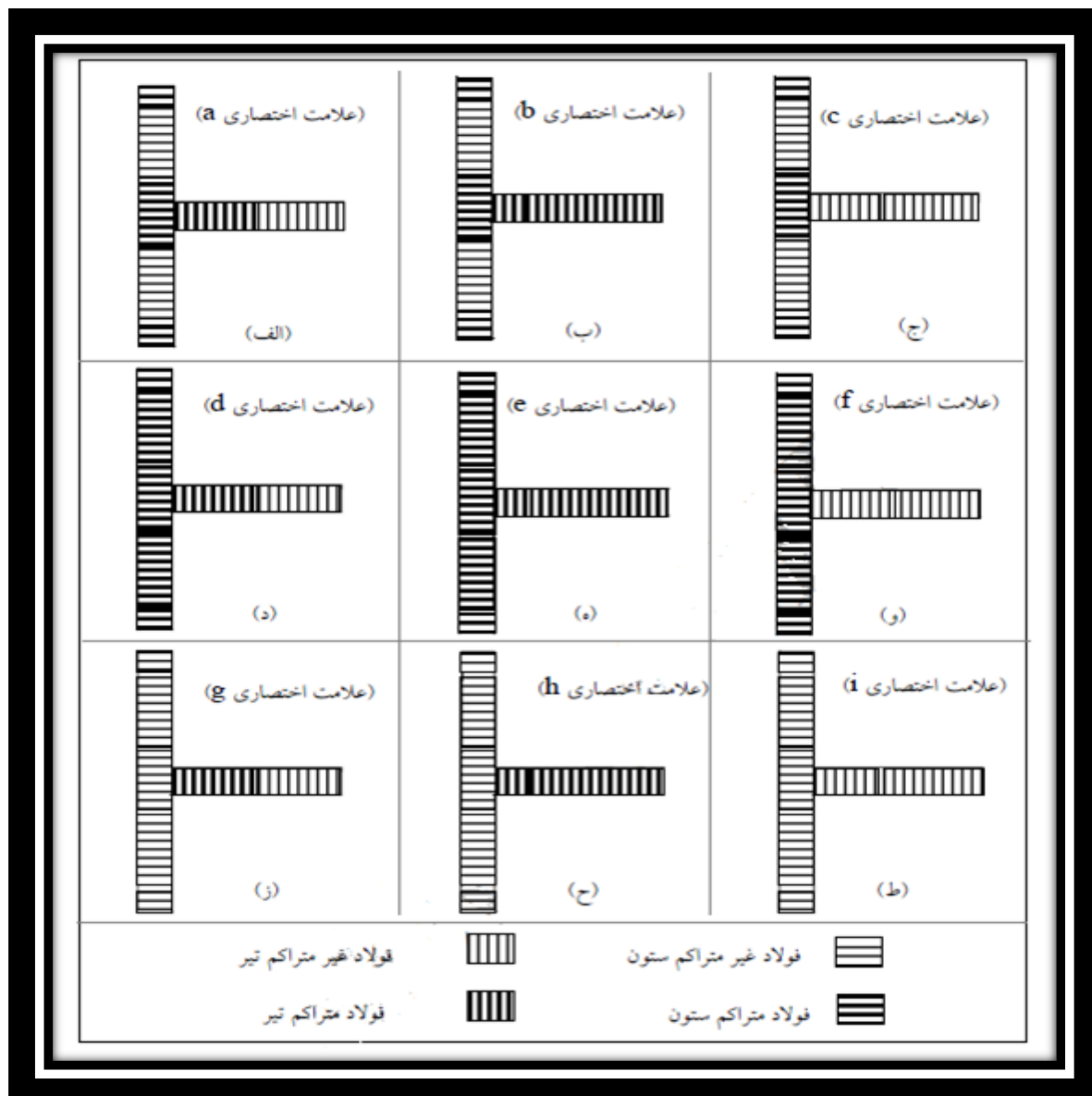
به علت مشکل بودن ارزیابی T', T با دقت مناسب، در عمل برش اتصال به روش بالا تعیین می‌شود که در آن J_b در طول آزمایش، مقداری نامتغیر فرض می‌شود. با این فرض تنش برش اتصال، با نیروی برش طبقه همواره متناسب است. برش اتصال بدست آمده از معادله (۲-۱۰)، برای ارزیابی استاتیکی ماکزیمم برش های اتصال که از آزمایش‌ها گزارش می‌شود، مناسب است، از آن‌جا که فرض ثابت بودن J_b در طول آزمایش، یک فرض غیر واقعی است، لذا استفاده از معادله (۲-۱۰) برای تعریف و تعیین مدل شکست برشی اتصال، مناسب نیست. این مقدار باید بعنوان یک شاخص متغیر با سطح نیرو مورد بحث قرار گیرد. تغییر J_b در طول آزمایش به علت رابطه غیر خطی تنش کرنش مواد و رابطه لغزش

چسبندگی بین آرماتورهای طولی و بتن بوجود می‌آید. [۷]

محققین کشورمان هم در راستای بررسی اتصالات آزمایش‌ها و بررسی‌های متعددی انجام داده‌اند که در این بین می‌توان به تحقیقاتی که در سال ۱۳۸۱ توسط داود مستوفی نژاد و جعفر سبحانی بر روی درصد فولادگذاری عرضی در ناحیه اتصال انجام دادند. ایشان با ارائه‌ی حالت‌های مختلف آرماتورگذاری و مدل کردن آن‌ها میزان عملکرد و لنگر نهایی را بررسی کردند و در نهایت اتصالات را به چهار گروه صلب-مقاوم، نیمه صلب-مقاوم، صلب - نیمه مقاوم، نیمه صلب - نیمه مقاوم طبقه بندی کردند. [۱۰]

پارامترهایی که مورد بررسی قرار گرفته شده‌اند عبارتند از: ۴: نوع ابعاد اتصال، ۲: مقدار مختلف برای فولاد تیر متصل به اتصال (۱/۲ و ۲/۴)، ۲: مقدار مختلف برای فولاد ستون متصل به اتصال (۱/۴ و ۳/۴)، مقدار مختلف فولاد عرضی (مطابق آیین نامه ی ACI، ۷۵/۲۰ برابر مقدار پیشنهادی آیین نامه) و ۹ جزئیات مختلف برای فولادگذاری عرضی در نواحی مختلف اتصالات، بدین منظور در مجموع ۴۳۲ نمونه اتصال بدست می‌آید که در این آزمایش مورد بررسی قرار گرفته است.

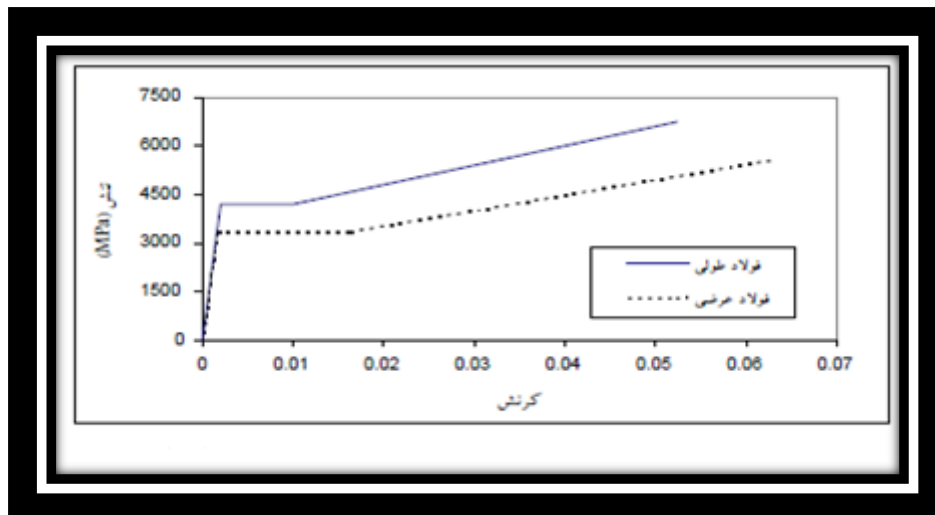
در شکل (۲-۱۰) مدل‌های آزمایشگاهی انجام شده برای حالت‌های مختلف آرماتورگذاری آورده شده- است.



شکل (۲-۱۲) - مدل‌های آزمایشگاهی مستوفی نژاد و سبحانی [۱۰]

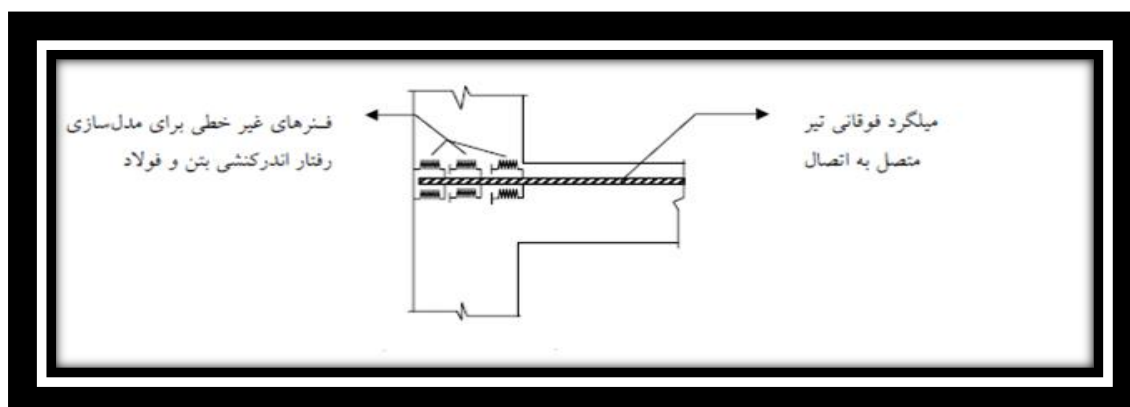
نحوه‌ی مدل سازی سه بعدی و تحلیل اتصالات بتن آرمه از نرم افزار انسیس^۱ استفاده شده است. برای مصالح بتنی، از المان شش وجهی با معیار شکست ویلیام-وارنک که یک معیار شکست ۵ پارامتری با قابلیت شکست بتن در فشار و ترک خوردن در کشش است، استفاده گردیده است. برای فولادهای عرضی و طولی اتصالات، از منحنی تنش-کرنش مطابق شکل (۲-۱۱) استفاده شده است. همچنین مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته ی بتن به ترتیب ۳۰ و ۲۷۳۶۶ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

^۱ ANSYS

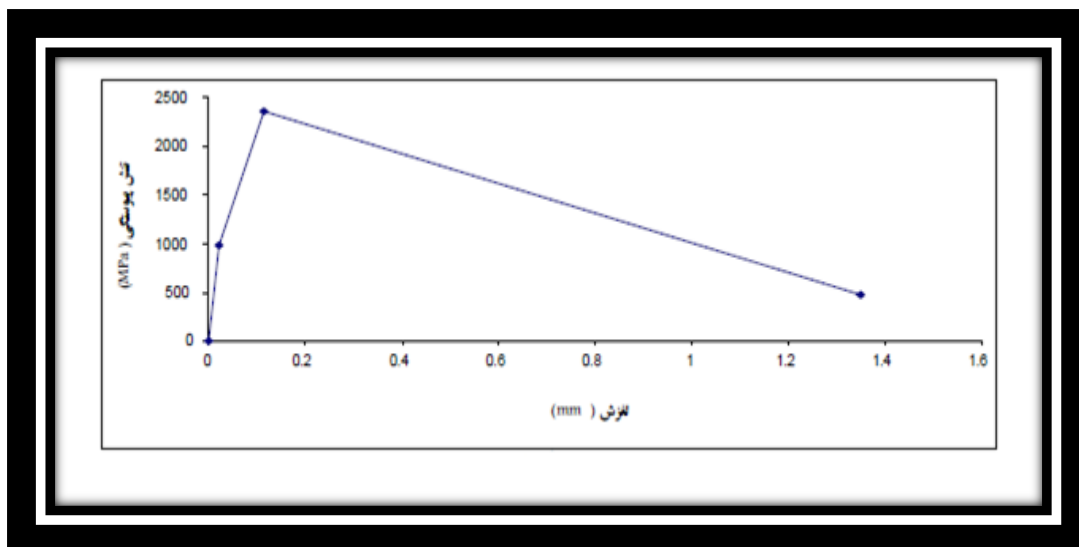


شکل (۲-۱۳)- منحنی تنش-کرنش برای فولادهای طولی و عرضی اتصال [۱۰]

نرم افزار انسیس اصولاً پیوستگی بین بتن و میلگرد را بصورت کامل در نظر میگیرد که برای نواحی میلگرد با کشش حداکثر، صحیح نخواهد بود. برای رفع این مشکل از فنرهای غیرخطی برای برقراری ارتباط بین بتن و فولاد استفاده شده است. شکل (۲-۱۲) نشانگر نحوه‌ی مدل‌سازی رابط‌های بتن و فولاد با استفاده از فنر غیرخطی است. شکل (۲-۱۳) مدل رفتاری این فنر را نشان می‌دهد که بر اساس قطر میلگرد، مشخصات منحنی تنش-کرنش و جزئیات برآمدگی‌های سطح میلگرد، باتکیه برمشاهدات آزمایشگاهی ارائه گردیده است. [۱۰]



شکل (۲-۱۴)- نمایش دو بعدی ارتباط بتن و فولاد با فنر غیر خطی [۱۰]



شکل (۲-۱۵) - نمودار تنش پیوستگی - لغزش برای فنر غیر خطی [۱۰]

که در نهایت منجر به ارائه‌ی نتایج زیر شد:

- افزایش میزان فولاد طولی تیر از ۱ به ۲ درصد، بین ۴۰ تا ۶۰ درصد لنگر نهایی مقاوم را افزایش می‌دهد.
- افزایش فولاد طولی ستون از ۱ به ۴ درصد تغییرات کمتری را در مقایسه با افزایش فولاد طولی تیر، در میزان لنگر و دوران نهایی اتصالات و همچنین میزان عملکرد آنها بوجود می‌آورد.

در سال ۱۳۸۷ محمدستاری و محمدرضا و محمود رضا بنان از دانشگاه شیراز بر روی رفتار لرزه‌ای اتصالات داخلی تیر به ستون تحت بارهای ثقلی مطالعه داشتند. ایشان اثر مقاومت فشاری بتن و بار محوری ستون را بر میزان شکل‌پذیری و مقاومت و میزان استهلاک مدل‌های ساخته شده، با هم مقایسه کردند. نتایج حاصله به شرح زیر بود [۱۳و۱۲و۱۱]:

- افزایش مقاومت فشاری بتن باعث افزایش مقاومت ماکزیمم، شکل‌پذیری و میزان استهلاک انرژی اتصال می‌شود.

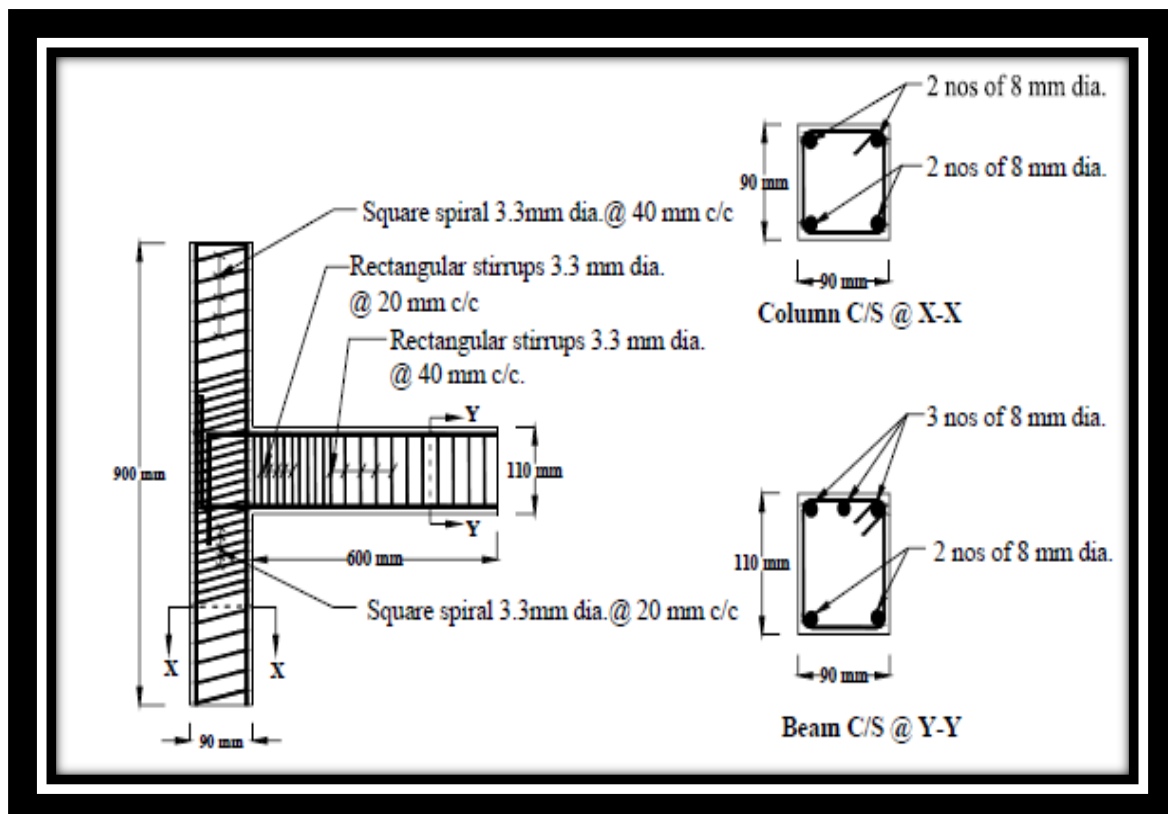
- افزایش بار محوری ستون باعث افزایش مقاومت نهایی و شکل‌پذیری می‌شود.

در سال ۲۰۰۵ آیو و همکاران بر روی اتصالات با میلگردهای مایل به جای میلگردهای عرضی آزمایشاتی انجام دادند. ایشان ۶ نمونه با مقیاس ۱/۲ (نیم) مورد بررسی قرار دادند، که دوتای آن بدون آرماتور عرضی و دوتای آن به صورت ساده و دوتا هم به صورت آرماتور مایل بودند. پس از انجام آزمایش نتایج حاصله نشان داد که نمونه‌های بدون میلگرد عرضی مناسب نبودند و زود خراب شدند. وجود آرماتورهای مایل در ناحیه‌ی اتصال به بهبود عملکرد اتصال در چرخش کمک کرد و ترک‌های آن را کنترل کرد. [۵]

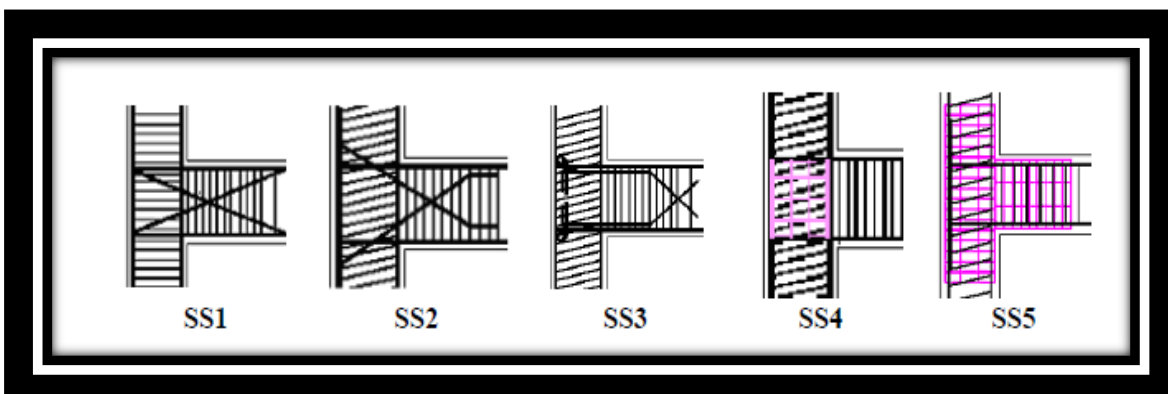
در سال ۲۰۱۰-۲۰۱۱ آقایان پی.آشاو آر.سانداراجان^۱ آزمایشاتی بر روی نمونه‌های اتصال بتنی که در شکل (۲-۱۴) آورده شده است مشاهده می‌کنید. ایشان با بررسی حالت‌های مختلف آرماتورگذاری در ناحیه‌ی اتصال طرح‌های جدیدی از آرماتورگذاری مثل حالت قفسه آرماتور و حالت ضربدری آرماتور طولی را ارائه کردند. [۱۴]

نمونه‌های ارائه شده توسط این دونفر در شکل زیر آورده شده است. شکل (۲-۱۴) حالت ساده‌ی آرماتورگذاری را نشان می‌دهد و در شکل (۲-۱۵) حالت‌های مختلف آرماتورگذاری را نشان می‌دهد.

^۱ P.Asha, R.sandarajan



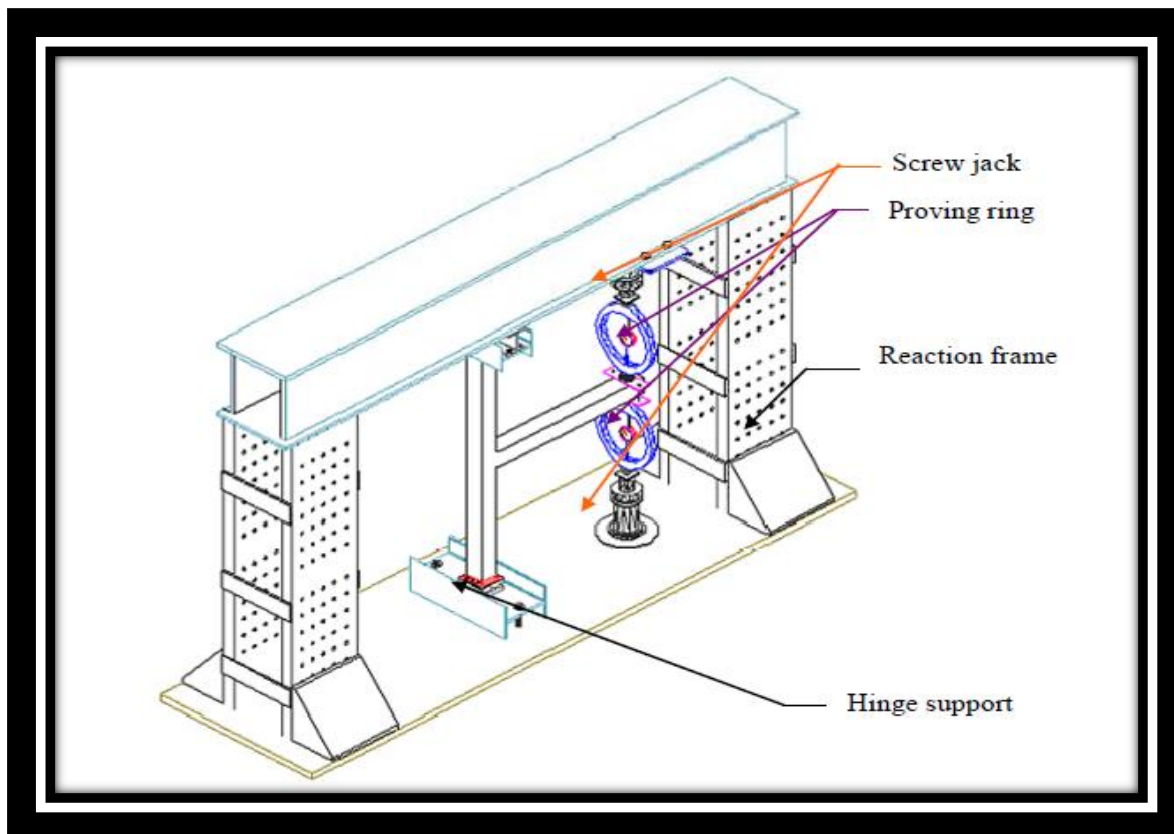
شکل (۲-۱۶) - حالت ساده آرماتورگذاری نمونه‌های پی.آشا و آر.ساندراجان [۱۴]



شکل (۲-۱۷) - حالت‌های آرماتورگذاری [۱۴]

در این آزمایش رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون که دارای میلگردهای تقویتی دور پیچ محصور شده در ناحیه‌ی اتصال است را بررسی می‌کند که انواع مختلف مدل‌های جایگذاری آرماتور آزمایش شده-شده‌است. هر شش نمونه از نظر ابعاد و شکل محصور شدگی دورپیچ مربعی یکسانند ولی از نظر جزئیات میلگردهای تقویتی متفاوت‌اند.

همان طور که در شکل (۱۶-۲) مشاهده می‌شود نمونه تحت نیروی عکس العمل قائم ۱۰۰ تن بر ستون است. در انتهای ستون به محوری وصل شده‌است. جک‌های چرخشی در بالا و پایین تیر قرار دارند که جابجایی حاصل از بارگذاری را کنترل کنند. چرخش و تغییر شکل تیر با دستگاه اندازه‌گیری می‌شود، کرنش‌های آرماتورهای داخلی با کرنش سنج وایتمر بدست می‌آید. سیکل‌های بارگذاری همان طور که در شکل (۱۶-۲) آورده شده با دامنه‌های ۵، ۱۰، ۱۵، ۳۰، ۴۵ میلیمتر هستند.



شکل (۱۸-۲)- بارگذاری نمونه‌ی مورد نظر

نتایج حاصل از آزمایشات آن‌ها به طور خلاصه در زیر آورده شده‌است.

■ نمونه‌های SS۴, SS۵, SS۲, SS قابلیت تحمل بار بیشتری داشتند. نمونه SS۲ بیشترین مقدار بار برابر ۱۵/۶ کیلونیوتن را تحمل کرد. نمونه‌های SS۳, SS۱ در حلقه‌ی بارگذاری به علت مقاومت کم دچار سوراخ شدگی شدند.

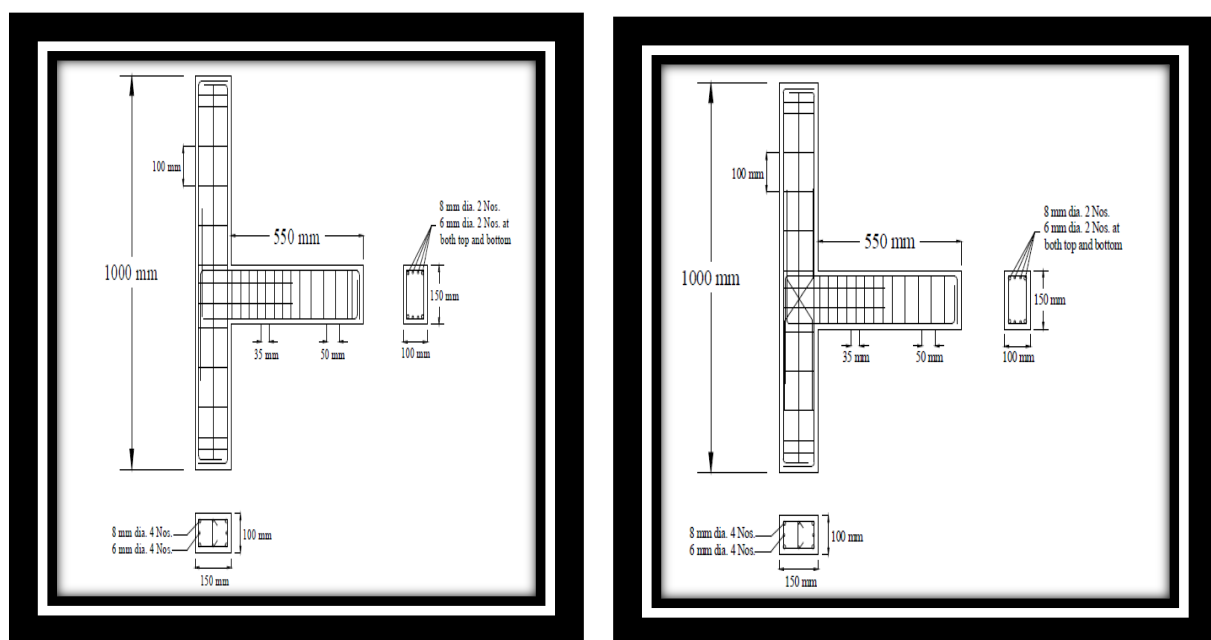
■ درصد سختی اولیه در سیکل ۴۵ میلیمتر برای نمونه SS۵, SS۴, SS۲, SS بیش از SS۳, SS۱ است. نمونه SS۲ دارای بیشترین درصد سختی اولیه برابر ۳۱٪ است.

■ SS۲ بیشترین استهلاک انرژی را در میان همه‌ی نمونه‌ها داشت، SS۱، SS۳ به نسبت باقی نمونه‌ها کمترین محو انرژی را داشتند.

■ در نمونه‌های SS، SS۴، SS۵ مفصل پلاستیک در مقطع تیر-ستون اتفاق افتاد در حالیکه در نمونه SS۲ در فاصله $1/5D$ از ستون اتفاق افتاد. نمونه‌های ۱ و ۳ نیز دچار خرابی ناشی از برش در اتصال شدند. [۱۴]

همچنین در سال (۲۰۱۰) ک.آربیندهو و ک.پی.جایا^۱ بر روی مقاومت و عملکرد چند نوع اتصال خارجی تیر به ستون با وجود آرماتورگذاری قطری در ناحیه‌ی اتصال بررسی کردند. ایشان عملکرد چهار نوع اتصال را تحت بارگذاری دوره‌ای لرزه‌ای بررسی کردند. [۱۵]

اتصال‌های مورد بررسی در شکل (۲-۱۷) نشان داده شده است.

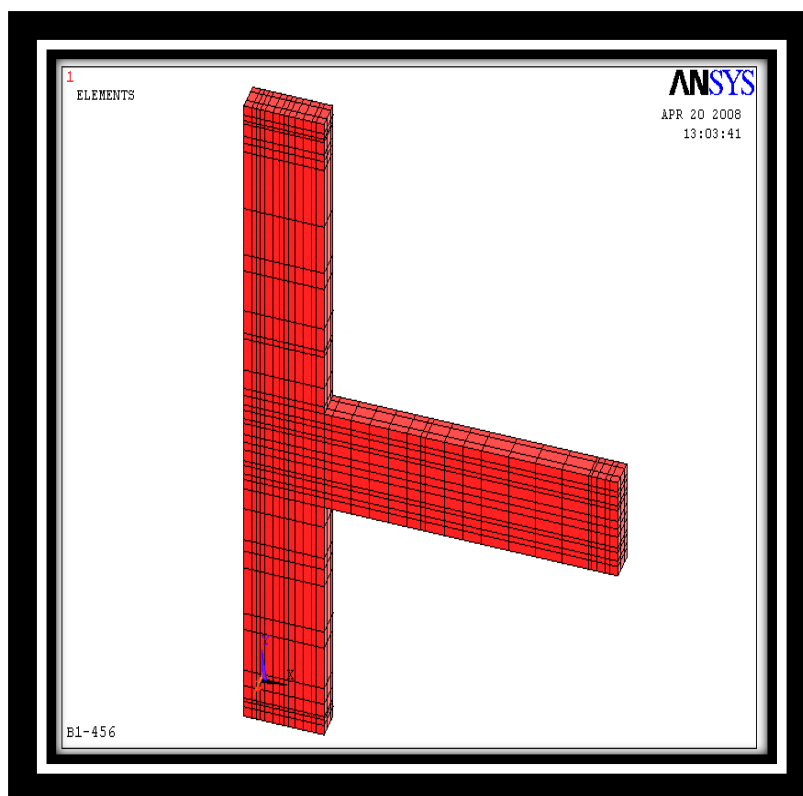


شکل (۲-۱۹) - اتصال‌های مورد بررسی توسط k.p.jaya و k.R.bindhu [۱۵]

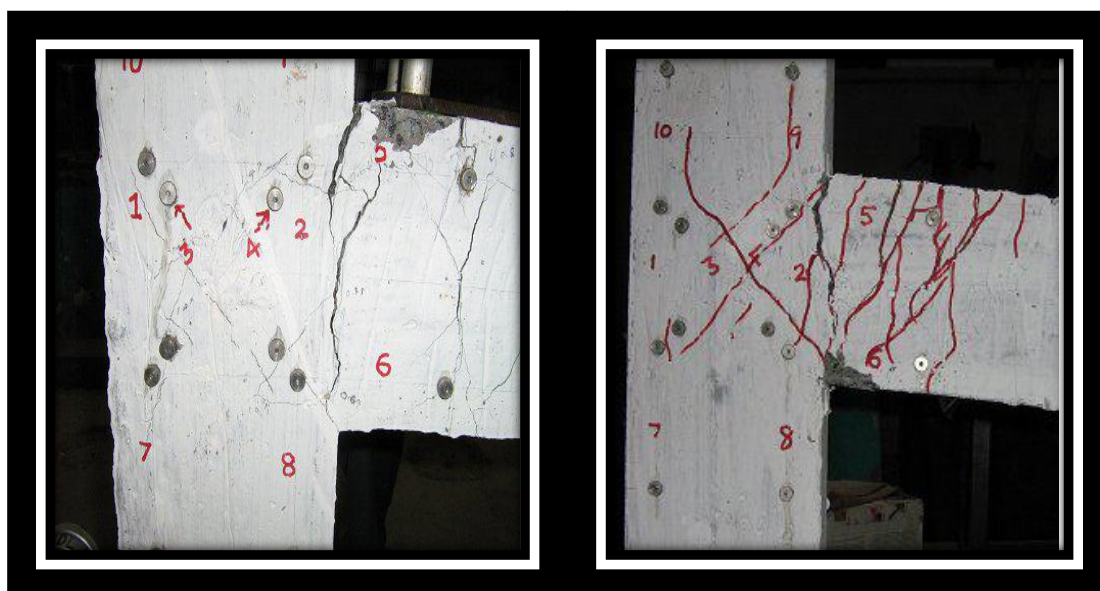
این تحقیق با استفاده از نرم افزار انسیس و نتایج آن با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. با اعمال جابجایی به انتهای تیر و آنالیز اتصال در نرم افزار برای نیروی اتصال و نرمی ناحیه‌ی اتصال و همچنین انرژی مستهلک شده در آن بررسی کردند.

^۱ k.R.bindhu و k.p.jaya

شکل زیر کارهای آزمایشگاهی و مدل‌های انجام شده توسط ایشان را نشان می‌دهد.



شکل (۲-۲۰) - اتصال مدل شده در انسیس [۱۵]



شکل (۲-۲۱) - مدل‌های انجام شده توسط k.R.bindhu و k.p.jaya [۱۵]

تحقیقات کار آقایان k.p.jaya و k.R.bindhu منجر به ارائه‌ی نتایج زیر شده است :

- نمونه‌های با میلگردگذاری قطری ناحیه‌ی اتصال عملکرد بهتر و ترک‌های کوچکتري در ناحیه‌ی اتصال داشتند. همه‌ی نمونه‌ها با گسترش ترک کششی در سطح بین تیر و ستون دچار خرابی شدند.
- نمونه‌ها با میلگردگذاری قطری نرم تر از نمونه‌هایی بودند که آرماتور قطری نداشتند. همچنین انرژی مستهلک شده در آنها نیز بیشتر از حالت ساده بود.
- نیروی نهایی تحمل شده توسط اتصال با میلگردگذاری قطری بیشتر از حالت ساده است. [۱۵]

فصل سوم :

مدل سازی و صحت سنجی

نرم افزار

۳-۱- مقدمه

روش مدل سازی رفتار واقعی مصالح، تاثیر عمده ای بر نتایج تحلیل دارد. در روش های معمول مدل سازی سازه ها، فرض می شود که مصالح، رفتار ارتجاعی خطی دارند. سازه بر این اساس تحلیل و نیروهای داخلی آن تعیین می شود. آزمایش های مختلف انجام داده شده بر روی مصالحی مثل بتن نشان داده اند که چنین فرضی برای این ماده صحیح نمی باشد. در سال های اخیر برای شناخت بهتر رفتار واقعی مصالح، اعضا و اتصالات بتن مسلح تحت اثر بارهای نوسانی، تحقیقات گسترده ای به عمل آمده است. نتایج این آزمایش ها نشان می دهد که پارامترهای متعددی در مشخصات تغییر شکل و جذب انرژی اعضای بتن تاثیر دارند. [۱۶]

۳-۲- مدل های غیر خطی بتن

معروف ترین مدل های غیر خطی بتن که در تحلیل های غیر خطی به کار می روند عبارتند از مدل ترک پخشی^۱ و مدل پلاستیسیته خسارت که در زیر مختصراً این دو مدل معرفی می شوند. در نرم افزار آباکوس^۲ از این دو مدل استفاده می شود. [۱۶]

۳-۲-۱- مدل ترک پخشی

در مدل ترک پخشی بر مبنای الاستیسیته خسارت جهت دار (ترک پخشی) و پلاستیسیته فشاری ایزوتروپیک برای تبیین رفتار غیر ارتجاعی بتن استفاده می شود. این مدل برای بیان بتن تحت کرنش های یکنوا (مونوتونیک) و فشارهای محصورشدگی طراحی شده است. این مدل دارای یک سطح تسلیم سخت شونده ایزوتروپیک بوده و هنگامی که تنش در حالت فشاری است فعال می باشد و هم چنین دارای یک سطح تشخیص ترک مستقل که مشخص کننده گسیختگی در یک نقطه در اثر ترک

^۱ Smeared Crack
^۲ ABAQUS

است می‌باشد. به دلیل این که این مدل برای رفتار مونوتونیک بتن مناسب است، در این پروژه به کار گرفته نشده است و از توضیحات بیشتر در ارتباط با آن صرف نظر می‌شود. [۱۶]

۳-۲-۲- مدل پلاستیسیته خسارت بتن

مدل پلاستیسیته خسارت بتن (CPD) یکی از مدل‌هایی است که در تحلیل غیرخطی به کار می‌رود. این مدل توسط لوبلینر و همکاران (۱۹۸۹) توسعه داده شد و پس از آن توسط لی و فنوز در سال (۱۹۹۸) اصلاح گردید. [۱۶]

در این تحقیق برای مدل کردن بتن از مدل پلاستیسیته خسارت استفاده شده است. در نرم افزار آباکوس مدل پلاستیسیته خسارت برای بیان رفتار غیر خطی بتن بر مبنای مفاهیم الاستیسیته خسارت ایزوتروپیک به همراه پلاستیسیته فشاری و کششی ایزوتروپیک استفاده شده است. مدل پلاستیسیته خسارت بتن دارای ویژگی‌های زیر است :

الف- قابلیت مدل سازی بتن و سایر مصالح شبه ترد در انواع سازه‌ها شامل تیرها، خرپاها و پوسته ها

ب- قابلیت مدل سازی بتن غیر مسلح

ج- امکان استفاده برای بتن تحت اثر بارهای مونوتونیک، تناوبی و یا دینامیکی

د- دارا بودن حساسیت به نرخ کرنش

۳-۲-۲-۱- مدل رفتار مکانیکی

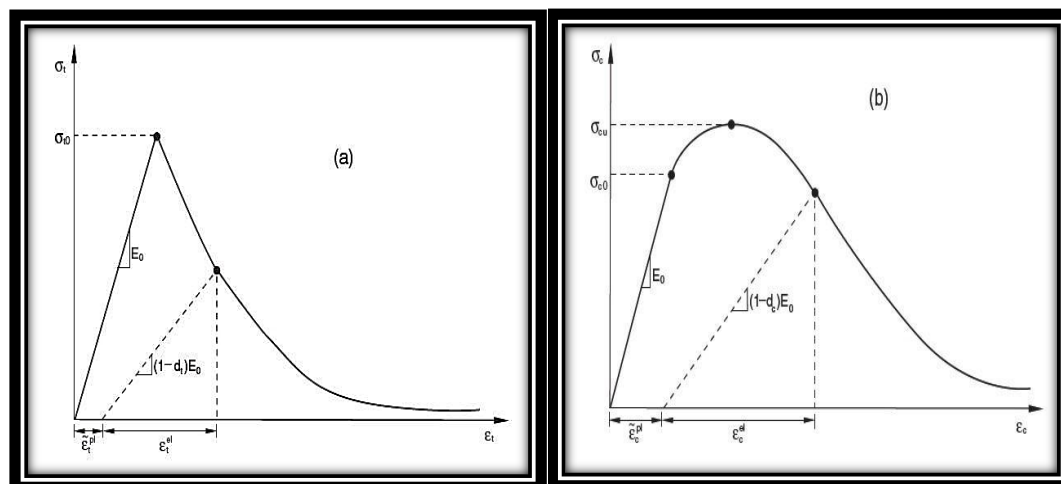
این مدل به عنوان یک مدل خسارت پیوسته و بر اساس پلاستیسیته بتن با این فرض که مکانیسم اصلی گسیختگی با ترک خوردگی کششی و شکست فشاری تبیین می‌شود، استوار است.

سطح شکست در این مدل به وسیله دو متغیر $\bar{\epsilon}_c^{pl}$ و $\bar{\epsilon}_t^{pl}$ که به ترتیب کرنش‌های خمیری معادل گسیختگی کششی و گسیختگی فشاری هستند، کنترل می‌شود.

۳-۲-۲- رفتار کششی و فشاری تک محوری

این مدل فرض می کند که پاسخ تک محوری کششی و فشاری بتن به وسیله ی پلاستیسیته خسارت

مطابق شکل (۱-۳) تعیین می شود. [۱۶ و ۱۷ و ۱۸]



شکل (۱-۳)- منحنی تنش-کرنش بتن در مدل پلاستیسیته خسارت در حالت تک محوری [نیکوروش] [۱۷ و ۱۸]

در کشش تک محوری پاسخ تنش-کرنش تا رسیدن به تنش گسیختگی (σ_t) از یک رابطه ی الاستیک خطی پیروی می کند. تنش گسیختگی با شروع تشکیل ترک های ریز در بتن متناظر است. بعد از تنش گسیختگی، تشکیل ترک های ریز به وسیله یک رفتار تنش-کرنش نرم شونده بیان می شود. در فشار تک محوری رفتار بتن تا زمانی که به تنش تسلیم اولیه (σ_{c0}) برسد خطی است. در ناحیه ی خمیری رفتار بتن قبل از تنش نهایی (σ_{cu}) شامل سخت شوندگی (تنش) و پس از آن نرم شوندگی (کرنش) است.

این تعریف از رفتار بتن اگر چه ساده است اما بیشتر خصوصیات اصلی رفتاری بتن را پوشش می دهد. فرض می شود که منحنی های تنش-کرنش تک محوری می تواند به منحنی های تنش در مقابل کرنش پلاستیک تبدیل شوند. این تبدیل به صورت خودکار توسط نرم افزار از روی اطلاعات تنش و کرنش

پلاستیک که توسط کاربر تهیه می شود انجام می گیرد. [۱۶]

بنابراین تنش گسیختگی و تنش تسلیم اولیه در کشش و فشار از روابط (۱-۳) و (۲-۳) به دست می-آیند :

(۱-۳)

$$\sigma_t = \sigma_t(\bar{\epsilon}_t^{pl}, \dot{\bar{\epsilon}}_t^{pl}, \theta, f_i)$$

(۲-۳)

$$\sigma_c = \sigma_c(\bar{\epsilon}_c^{pl}, \dot{\bar{\epsilon}}_c^{pl}, \theta, f_i)$$

که اندیس t و c نماینده کشش و فشار، $\bar{\epsilon}_t^{pl}$ و $\bar{\epsilon}_c^{pl}$ کرنش‌های پلاستیک معادل کششی و فشاری، $\dot{\bar{\epsilon}}_t^{pl}$ و $\dot{\bar{\epsilon}}_c^{pl}$ نرخ کرنش‌های پلاستیک معادل، θ دما و f_i شامل سایر متغیرها است. همان طور که در شکل (۱-۳) نشان داده شده است هنگامی که نمونه‌ی بتنی در هر نقطه‌ای از شاخه نرم‌شوندگی کرنش در منحنی تنش-کرنش بار برداری شود، سختی الاستیک ماده کاهش یافته و قابلیت پاسخ ماده به باربرداری ضعیف می‌شود. کاهش در سختی الاستیک به وسیله دو متغیر خسارت d_c و d_t تعیین می‌شود توابعی از کرنش‌های پلاستیک و سایر متغیرها باشند.

(۳-۳)

$$d_c = d_c(\bar{\epsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_c \leq 1$$

(۴-۳)

$$d_t = d_t(\bar{\epsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_t \leq 1$$

متغیرهای خسارت می توانند بین مقادیر ۰ تا ۱ که به ترتیب به منزله ی عدم خسارت از دست رفتن و از دست رفتن کامل مقاومت است، تغییر کند. [۱۶ و ۱۷ و ۱۸]

اگر E . معادل سختی اولیه مصالح باشد، روابط تنش-کرنش تحت کشش و فشار تک محوری عبارتند از:

(۳-۵)

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_c (\varepsilon_t - \bar{\varepsilon}_t^{pl})$$

(۳-۶)

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_c (\varepsilon_c - \bar{\varepsilon}_c^{pl})$$

و تنش های چسبندگی موثر کششی و فشاری به صورت روابط (۳-۷) و (۳-۸) تعریف شده که این تنش ها، سطح گسیختگی را تعیین می کنند:

(۳-۷)

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_c (\varepsilon_t - \bar{\varepsilon}_t^{pl})$$

(۳-۸)

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_c (\varepsilon_c - \bar{\varepsilon}_c^{pl})$$

۳-۲-۲-۳- رفتار تک محوری تناوبی

تحت شرایط بارگذاری تک محوری تناوبی مکانیسم زوال سختی که شامل باز و بسته شدن ترک‌های ریزی که قبلاً تشکیل شده است، کاملاً پیچیده می‌باشد. به طور تجربی مشاهده شده است که هنگامی که جهت بارگذاری تک محوری تناوبی تغییر می‌کند مقداری از سختی ارتجاعی بازیابی می‌شود. اثر بازیابی سختی یک مقوله‌ی مهم در رفتار بتن تحت بارگذاری تک محوری تناوبی است. این اثر معمولاً هنگامی دیده می‌شود که بار از کشش به فشار تغییر کند و باعث بسته شدن ترک‌های کششی می‌شود. این امر موجب بازیابی سختی فشاری می‌گردد. در مدل پلاستیسیه خسارت بتن، کاهش مدول ارتجاعی به صورت رابطه‌ی (۳-۹) منظور می‌شود که در آن E مدول ارتجاعی اولیه بتن است.

(۳-۹)

$$E = (1 - d)E_s$$

این رابطه برای ناحیه‌ی کششی و فشاری به کار می‌رود. متغیر کاهش سختی (d)، تابعی است از حالت تنش و متغیرهای خسارت تک محوری d_t و d_c . برای شرایط تک محوری تناوبی در نرم افزار فرض می‌شود که رابطه (۳-۱۰) برقرار باشد.

(۳-۱۰)

$$\langle (1 - d) = (1 - S_t d_t)(1 - S_c d_c) \rangle$$

که S_t و S_c توابعی از حالت تنش هستند و به صورت روابط (۳-۱۱) و (۳-۱۲) تعریف می‌شوند.

$$S_i = 1 - W_i r^*(\sigma_{11}) \quad 0 \leq w_i \leq 1$$

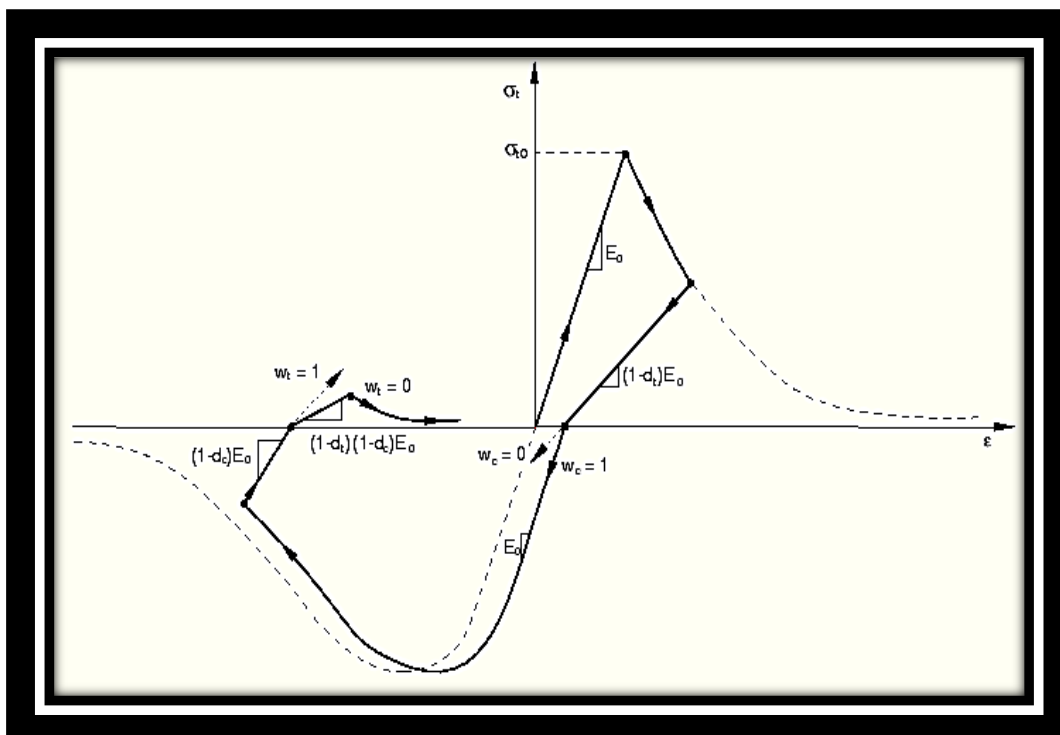
(۱۱-۳)

(۱۲-۳)

$$S_e = 1 - W_e (1 - r^*(\sigma_{11})) \quad 0 \leq w_e \leq 1$$

که :

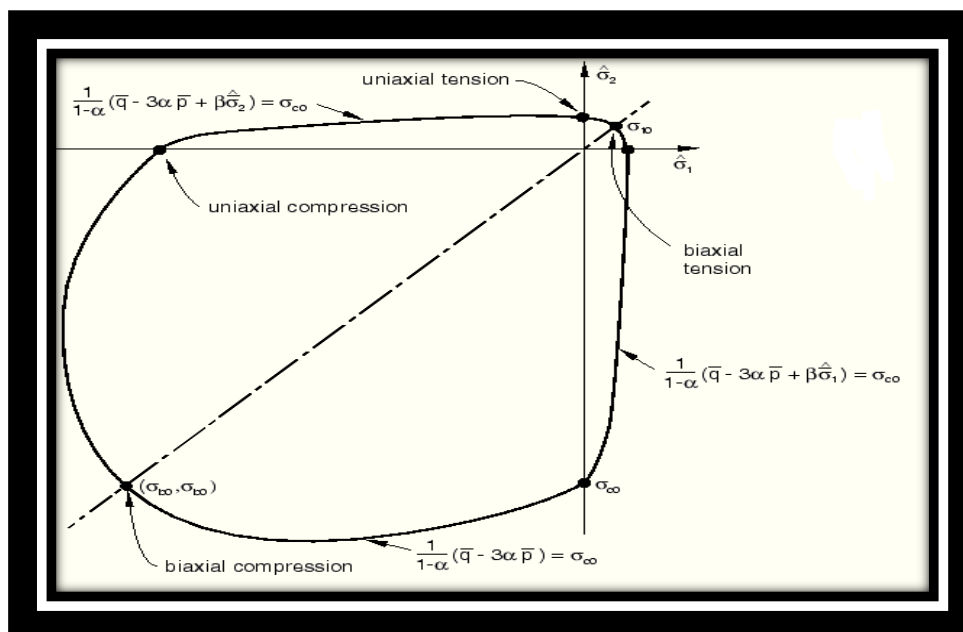
$$r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \dots \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \dots \sigma_{11} < 0 \end{cases}$$



شکل (۲-۳) - بارگذاری چرخه‌ای کشش - فشار - کشش [۱۶ و ۱۸ و ۳۰]

ضرایب وزنی W_t و W_c که فرض می شود جزء خصوصیات ماده باشند، بازیابی سختی کششی و فشاری را در اثر تغییر جهت بار کنترل می کنند.

در شکل (۳-۳) می توان مشاهده کرد که وقتی باربرداری شروع می شود مسیر بازیابی دارای شیب کمتری نسبت به مدول بتن قبل از خرابی، E ، می باشد. در این شکل پارامترهای $W_t = ۱$ و $W_c = ۱$ مربوط به رفتار بازیابی سختی فشاری روی بسته شدن ترک ها وقتی که بارگذاری از کشش به فشار تغییر می کند، می باشد. با این پارامترها، چنانچه بارگذاری از فشار به کشش تغییر کند بازیابی سختی کششی اتفاق نمی افتد و ریز ترک ها توسعه می یابند. سطح تسلیم دو محوره در مدل CPD در شکل (۳-۳) نشان داده شده است که اولین بار توسط لوبلینر (۱۹۸۹) توسعه داده شد [۱۸] و سپس توسط لی و فنوز در سال ۱۹۹۸ اصلاح گردید [۱۸]. این سطح تسلیم در نرم افزار آباکوس نیز استفاده شده است.



(۳-۳) - سطح تسلیم دو محوره در مدل CPD [۱۸]

در فشار، بتن تا تنش تسلیم اولیه (σ_{c0}) رفتار الاستیک خطی از خود نشان می دهد، سپس با یک سختی کرنشی ناحیه پلاستیک را پشت سر می گذارد و تا قبل از کرنش فشاری نهایی، با نرم شدگی کرنش دنبال می شود. فرض می گردد تسلیم زمانی اتفاق می افتد که تنش بتن به ۶۰٪ تنش نهایی

رسیده باشد. [۱۶ و ۱۷] در کشش، تا زمانی که ترک خوردگی آغاز نشده است رفتار بتن الاستیک خطی است. در این حالت فرض می شود که در نواحی ترک خورده نرم شدگی کرنش وجود داشته باشد. یکی از مزایای مهم مدل پلاستیسیته خسارت نسبت به مدل ترک پخشی این است که مدل پلاستیسیته خسارت دارای حساسیت کمتری نسبت به ترک خوردگی بتن در سازه می باشد. در مازول تعریف مصالح در آباکوس، پارامترهای مدل پلاستیسیته خسارت با سه دسته از پارامترها تعیین می گردد که عبارتند از: «پلاستیسیته»، «رفتار فشاری» و «رفتار کششی». مقادیر ورودی رفتار کششی (منحنی نرم شدگی بتن) در این قسمت ارائه شده است و پارامترهای پلاستیسیته در ادامه در قسمت بعدی ارائه شده است. [۱۶]

۳-۲-۴- رفتار کششی پس از ترک خوردگی بتن

در نرم افزار آباکوس سه نوع نرم شوندگی قابل تعریف است [۱۶]:

(۱) تنش پس گسیختگی / رابطه ترک-کرنش (کرنش-نرم شوندگی)

(۲) مقاومت کششی و انرژی شکست

(۳) تنش پس-گسیختگی / رابطه جابجایی- ترک خوردگی

استفاده از پس گسیختگی یا رابطه کرنش- ترک در بتن غیرمسلح به سبب امکان تشکیل باند ترک^۱

روی تغییر شکل های کوچک، ممکن است مشکل ساز باشد [۱۶ و ۱۸].

تحقیقات زیادی مشکلات مربوط به نرم شوندگی در تحلیل اجزاء محدود را بررسی کرده اند که خلاصه ی آن در زیر آورده شده است [۱۶]:

(۱) اندازه المان های استفاده شده در تحلیل نقش مهمی را ایفا می کند ترک تمایل به تمرکز در

یک باند - به اندازه المان - را دارد.

^۱ Crack-band

(۲) چنانچه مش بندی اصلاح شود، انرژی شکست مستهلک شده کاهش می یابد و به حدود صفر می رسد.

(۳) جواب بدست آمده وابستگی به اندازه و راستای مش بندی دارد.

راهکارهای زیر برای فائق آمدن بر مشکلات فوق ارائه شده است :

(۱) تعریف نرم شوندگی کرنش مرتبط با اندازه المان [۱۶و۲۲].

(۲) تشکیل خرابی غیر موضعی توسط مازارو و بازالت [۱۶و۲۳].

(۳) معرفی ویسکوپلاستیسیته پیشنهادی توسط سلیس، لرت، و پریووست [۱۶و۲۴].

(۴) استفاده از تئوری گرادیان دوم در تعریف تانسور کرنش [۱۶و۲۵].

همان طور که قبلاً ذکر شد، مدل پلاستیسیته خسارت بتن حساسیت کمتری نسبت به ترک خوردگی بتن در کشش را دارد و مشکلات ذکر شده در بالا، در این مدل بروز نمی کند.

رفتار پس گسیختگی به وسیله ی سخت شوندگی کششی در نرم افزار مدل می شود، که در آن اجازه ی تعریف رفتار کرنش-نرم شوندگی برای بتن ترک خورده را می دهد. همچنین این رفتار اثرات اندرکرنش بین میلگرد و بتن را به صورت ساده شبیه سازی می کند. سخت شوندگی کششی پارامتری مهم برای تعریف مدل پلاستیسیته خسارت بتن در نرم افزار می باشد. می توان به وسیله یک رابطه تنش -کرنش پس گسیختگی کششی را در نرم افزار اختصاص داد. [۱۶]

۳-۲-۲-۴-۱- رابطه ی تنش-کرنش پس گسیختگی

در بتن مسلح شده، اختصاص رفتار پس گسیختگی به طور کلی به این معناست که تنش پس گسیختگی به عنوان تابعی از کرنش ترک خوردگی باشد. کرنش ترک خوردگی از حاصل تفریق کرنش الاستیک از کرنش کل بدست می آید.

(۱۳-۳)

$$\bar{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{ot}^{el}$$

که در اینجا کرنش الاستیک از رابطه (۱۴-۳) به دست می آید.

(۱۴-۳)

$$\varepsilon_{ot}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_o}$$

برای جلوگیری از بروز مشکلات عددی، نرم افزار آباکوس کمترین مقدار تنش پس گسیختگی را به یک درصد تنش ترک خوردگی محدود می کند.

۳-۲-۵- پارامتر پلاستیسیته

در مدل پلاستیسیته خسارت بتن دو عبارت کلیدی برای تشریح پلاستیسیته نیاز به حل دارد. اولین مورد جریان پلاستیسیته^۱ G، می باشد (تابع هایپربولیک دراگر - پراگر):

(۱۵-۳)

$$G = \sqrt{(\varepsilon \sigma_t \cdot \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi$$

دومین عبارت تابع تسلیم^۲ توسعه داده شده توسط لوبلینر و همکارانش در سال (۱۹۸۹) و اصلاح شده آن توسط لی و فنوز در سال (۱۹۹۸) می باشد.

^۱ plastic flow
^۲ Yield function

(۱۶-۳)

$$F = \frac{1}{1-\alpha} \left(q - 3\alpha p + \beta(\bar{\varepsilon}_{\max}^{pl}) (\hat{\sigma}_{\max}) - \gamma(-\sigma_{\max}) \right) - \bar{\sigma}_{\varepsilon}(\bar{\varepsilon}_{\varepsilon}^{pl}) = 0$$

$$\alpha = \frac{(\sigma_{\varepsilon_{\max}} / \sigma_{\varepsilon_{\min}}) - 1}{2(\sigma_{\varepsilon_{\max}} / \sigma_{\varepsilon_{\min}}) - 1} \quad 0 \leq \alpha \leq 0.5$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_{\varepsilon}(\bar{\varepsilon}_{\varepsilon}^{pl})(1-\alpha) - (1+\alpha)}{\bar{\sigma}_{\varepsilon}(\bar{\varepsilon}_{\varepsilon}^{pl})}$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_{\varepsilon})}{2K_{\varepsilon} - 1}$$

برای بدست آوردن مقادیر واقعی پارامترهای پلاستیسیته بایستی تعدادی آزمایش انجام گیرد. از آن جا که این امر در این تحقیق میسر نخواهد بود، مقادیر پیش فرض نرم افزار آباکوس یا مقادیر استفاده شده در سایر تحقیقات مورد استفاده قرار می گیرد. پارامترهای استفاده شده در رابطه‌ی (۳-۱۵) و (۳-۱۶) با استفاده از عبارت‌های زیر تعریف می شوند.

زاویه اتساع ψ : مقدار حجم افزایشی تحت برش، که اتساع نامیده می شود و زاویه سطح گسیختگی را نشان می دهد. در این تحقیق زاویه اتساع برابر ۳۰ فرض شده است.

σ_{ε_0} : تنش گسیختگی تک محوری بتن در فشار، که با توجه به منحنی تنش - کرنش بتن تعریف شده در نرم افزار مشخص می شود.

ε : خروج از محوریت، نرخ‌ی که رابطه‌ی (۳-۱۵) به خط مجانب می رسد. وقتی خروج از محوریت به صفر می رسد، پتانسیل جریان متمایل به خط صاف می گردد. در این تحقیق مقدار خروج از محوریت برابر ۰/۱ در نظر گرفته شده است که پیش فرض آباکوس می باشد، که این بدین معناست که مصالح دارای زاویه اتساع تقریباً یکسان روی گستره وسیعی از مقادیر فشار محصورشدگی می باشند.

$(\bar{\sigma}_t(\bar{\epsilon}_t^{pl}) \quad \bar{\sigma}_{\max} \quad \bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl}))$: این پارامترها به ترتیب اشاره به تنش چسبندگی فشاری موثر و تنش چسبندگی کششی موثر و تنش اصلی ماکزیمم دارند. این مقادیر به صورت اتوماتیک توسط نرم افزار محاسبه می گردد.

نسبت تنش تسلیم فشاری آغازی دو محوره به تنش تسلیم فشاری تک محوره در نرم افزار پیش فرض آن برابر ۱/۱۶ می باشد.

Kc: نسبت دومین تغییر ناپذیر تنش در نصف النهار کششی به نسبت دومین تغییر ناپذیر تنش در نصف النهار فشاری است. توصیف هندسی این مسئله در شکل (۳-۴) ارائه شده است. معمولاً

$0.5 \leq K_c \leq 1$ متغیر است. مقدار آن بصورت پیش فرض $\frac{2}{3}$ در تحلیل استفاده می گردد. مقدار kc

معمولاً با افزایش فشارهای هیدرواستاتیک افزایش می یابد [۱۶].

۳-۳- صحت سنجی نرم افزار

در این بخش برای اطمینان از صحت مدل سازی، یک دیوار برشی طره با تیر و ستون ها و اتصالات، مدل سازی و به روش صریح تحلیل غیرخطی شده و سپس نتایج حاصل از تحلیل با نتایج آزمایشگاهی و نتایج حاصل از مدل پایان نامه مربوط مقایسه شده است.

۳-۳-۱ نحوه ی مدل سازی دیوار و اجزای آن

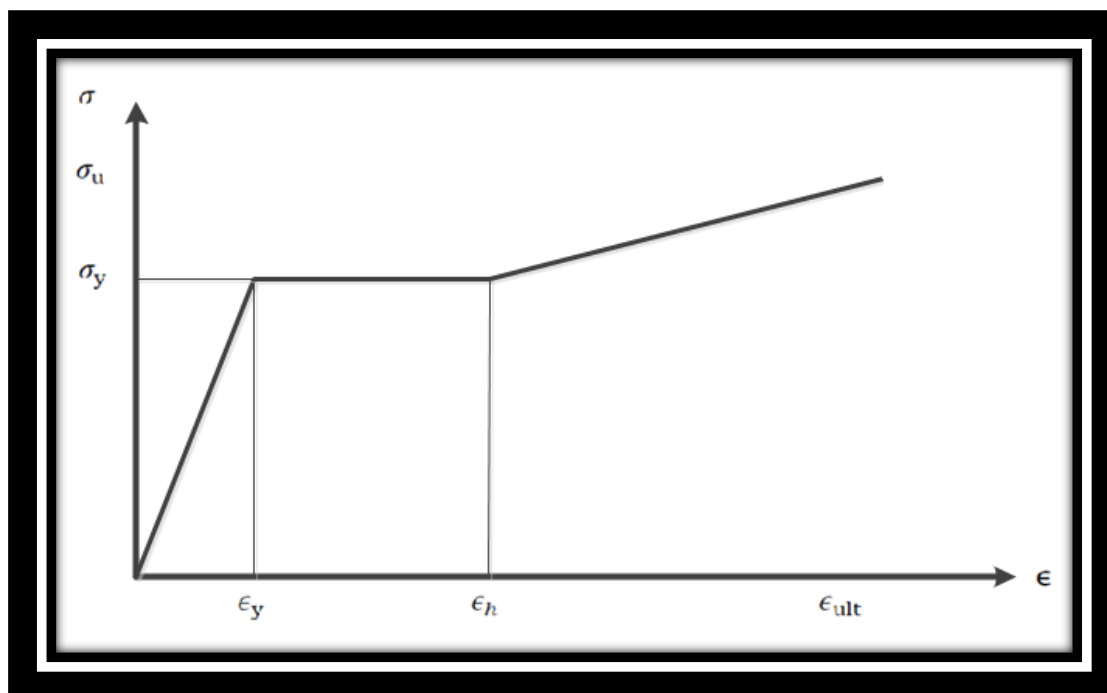
در این پایان نامه کلیه ی نمونه های دیوار برشی و تیر و ستون ها و اتصالات به صورت المان سه بعدی با استفاده از المان Solid مدل شده اند. میلگردهای موجود در آن با المان Beam مدل سازی شده اند. میلگردهای طولی و عرضی هر کدام بصورت جداگانه در یک لایه تعریف شده اند و هر لایه با مشخصاتی از قبیل سطح مقطع میلگرد، نوع مصالح میلگرد، زاویه امتداد معرفی شده اند. امتداد میلگردها هم به وسیله تعیین یک زاویه بر حسب درجه تعیین می شود که این زاویه نسبت به محورهای مختصات مرجع محاسبه می شود. به این ترتیب با تعریف پارامترهای مربوط به میلگردها می توان کلیه ی میلگردها را به صورت دقیق در محل مورد نظر مدل سازی کرد. تمام میلگردهای مدل شده با روش مدفون کردن بتن^۱ در محل های مورد نظر در داخل المان های Solid قرار می گیرند. روش مدفون کردن المان می تواند رفتار پیوستگی کامل بین میلگرد و بتن^۲ را تامین کند.

^۱ Embedded Element

^۲ Prefect Bond

۳-۲-۳- مدل سازی مصالح

برای مدل سازی فولاد از مدل ساده شده سه خطی مطابق شکل (۳-۴) استفاده شده است.

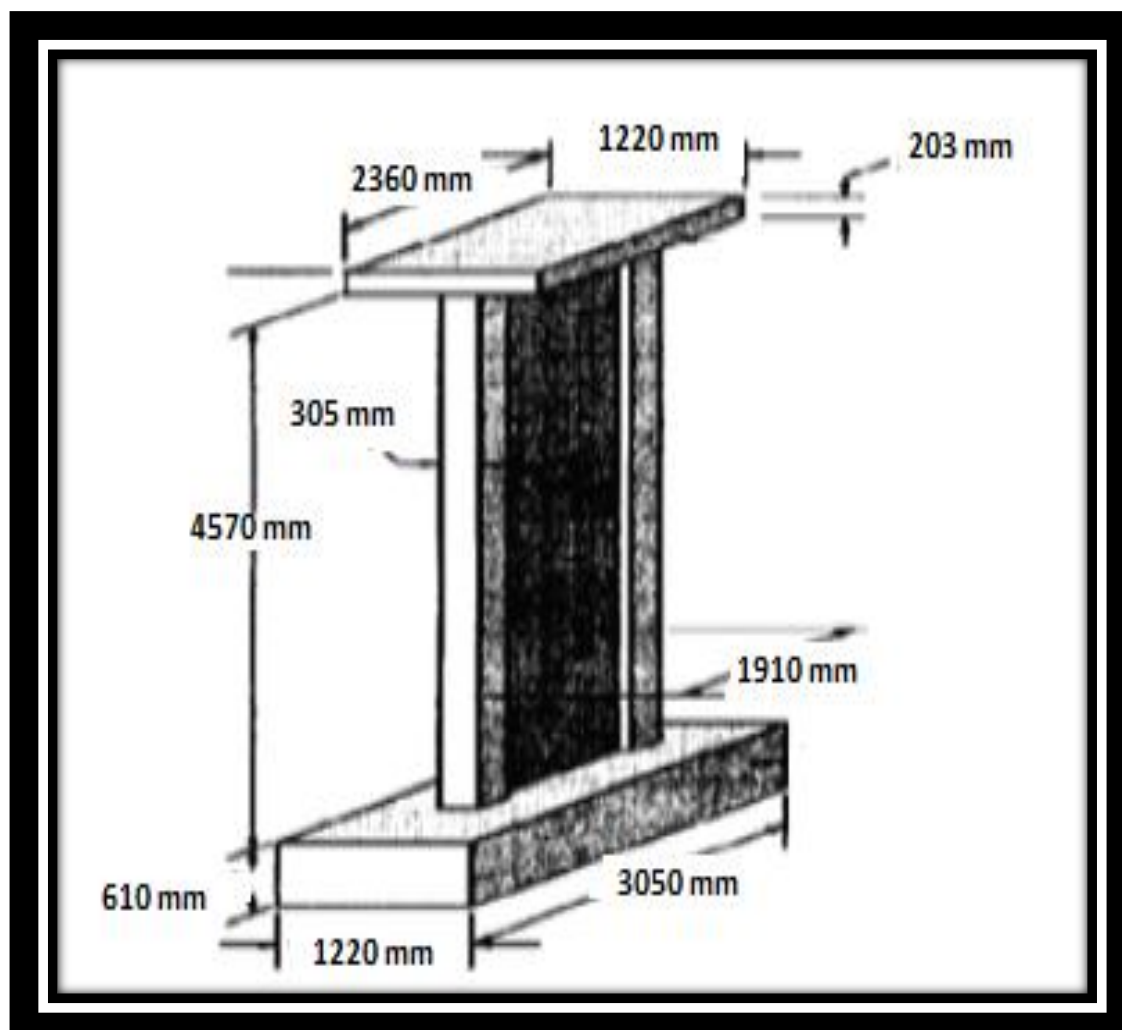


شکل (۳-۴)- مدل ساده شده ی سه خطی برای رفتار فولاد [۱۶]

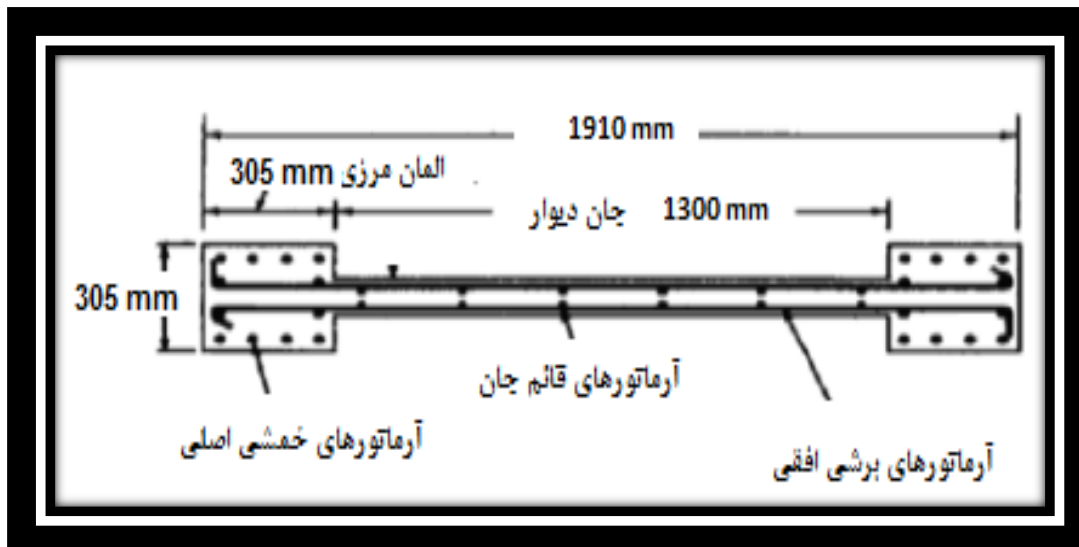
و برای مدل سازی بتن از مدل پلاستیسیته خسارت که در بخش های قبل بیان شد استفاده شده است. این نمونه دیوار برشی طره ی ۵ طبقه است که با مقیاس $\frac{1}{3}$ در انجمن سیمان پرتلند آمریکا^۱ مورد آزمایش قرار گرفته است. این دیوار دارای ارتفاع ۴۵۷۰ mm و طول ۱۹۰۰ mm می باشد که ۱۳۰۰ آن طول جان دیوار می باشد و دو المان مرزی به ابعاد ۳۰۵ mm در ۳۰۵ mm در دو طرف جان دیوار قرار دارد. المان های مرزی شامل ۱۲ میلگرد قائم به قطر ۱۹ mm ($\rho=3/67\%$) و میلگردهای عرضی به قطر ۹ mm و فاصله ۲۰۸ mm ($\rho=0/67\%$) می باشد. میلگردهای توزیع شده در جان دیوار شامل دو سفره میلگرد در جهت طولی و عرضی می باشد که میلگردهای طولی به قطر ۶/۴ mm و فاصله ۲۰۸ mm ($\rho=0/28\%$) و میلگردهای عرضی به قطر ۹ mm و فاصله ۲۰۸ mm ($\rho=0/67\%$) می باشد. ضخامت جان دیوار ۱۰۲ mm است و پوشش بتنی برای میلگردها در

^۱ PCA: Portland Cement Association

نظر گرفته شده است. شکل (۳-۵-الف) و (۳-۵-ب) جزئیات این نمونه‌ی آزمایشگاهی را نشان می‌دهد [۱۶].



شکل (۳-۵-الف) - جزئیات نمونه‌ی آزمایشگاهی [۱۶]



شکل (۳-۵-ب) - جزئیات نمونه‌ی آزمایشگاهی [۱۶]

۳-۴-۳- مشخصات مصالح

مشخصات مکانیکی بتن ساخته شده برای دیوار به شرح جدول (۵-۱) است.

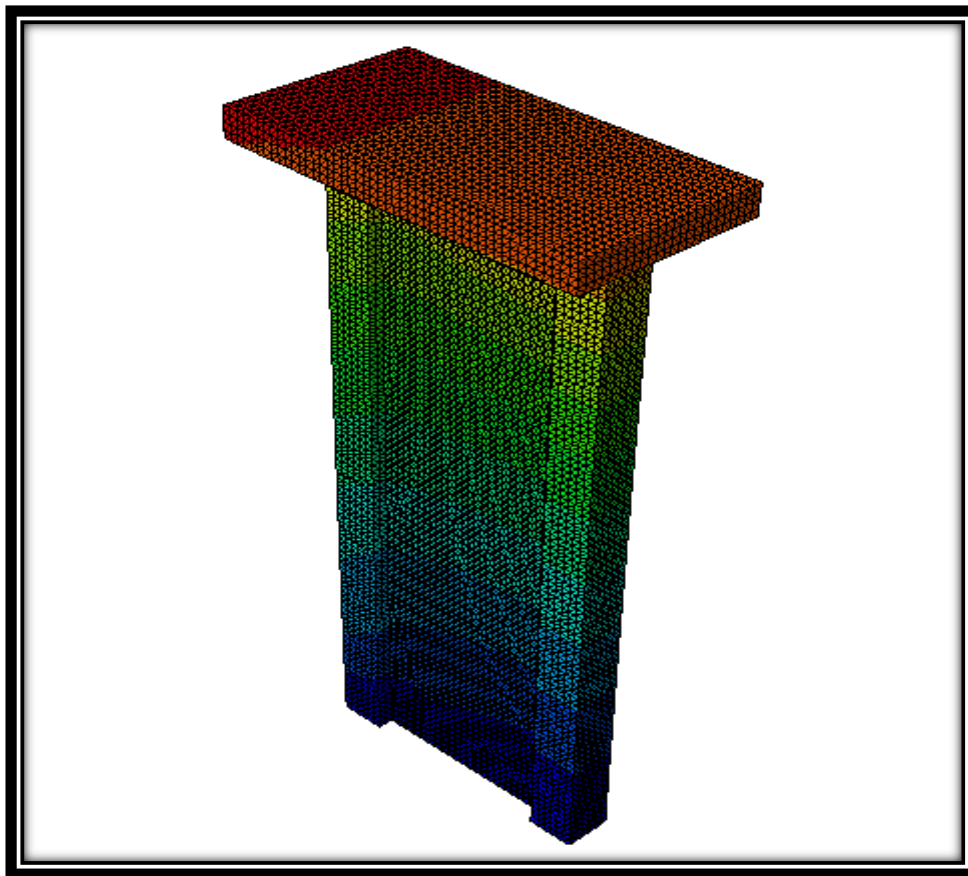
جدول (۳-۱) - مشخصات بتن در نمونه‌ی آزمایشگاهی

ϵ_t	f_t (Mpa)	ϵ_c	f_c (Mpa)	E_c (Mpa)
۰/۰۰۰۱۰۳	۳/۳۶	۰/۰۰۲۶	۵۳/۶	۳۲۷۰۰

۳-۵-۳- مدل سازی و تحلیل دیوار برشی

همان طور که قبلاً اشاره شد برای مدل سازی این دیوار برشی از المان سه بعدی (Solid) استفاده شده

است. این مدل به صورت شماتیک در شکل (۳-۶) آورده شده است.



شکل (۳-۶) - نمونه‌ی مدل شده در نرم افزار

جدول (۳-۲) - مشخصات مکانیکی آرماتورها [۱۶]

قطر میلگرد	$f_y(\text{Mpa})$	$f_u(\text{Mpa})$	ϵ_y	ϵ_h	ϵ_u
۱۹mm	۴۱۰	۶۱۵	۰/۰۰۲۰۵	۰/۰۱۸۴۵	۰/۲۰۲۹۵
۹mm	۵۳۲	۷۹۸	۰/۰۰۲۶۶	۰/۰۲۳۹۴	۰/۲۶۳۳۴
۶/۴mm	۵۳۲	۷۹۸	۰/۰۰۲۶۶	۰/۰۲۳۹۴	۰/۲۶۳۳۴

برای مدل سازی رفتار غیرخطی بتن از مدل پلاستیسیته خسارت استفاده شده است. پارامترهای

پلاستیسیته و خسارت فشاری و کششی برای این نمونه آزمایشگاهی مطابق جدول (۳-۳) تا (۳-۵)

می باشد. توضیحات درباره این مصالح در بخش های قبل آورده شده است.

جدول (۳-۳) - پارامترهای پلاستیسیته مدل [۱۶]

K	f_b/f_c	خروج از محوریت	زاویه اتساع
۰/۶۶۷	۱/۱۵	۰/۱	۳۰

جدول (۳-۴) - پارامترهای خسارت کششی نمونه [۱۶]

کرنش ترک خوردگی	پارامتر خسارت	کرنش ترک خوردگی	تنش جاری شدگی (mpa)
.	.	.	۳/۳۶۵۲۱۹
۵/۱۵E-۰۵	۰/۲۱۵۹۴۷۳۱۸	۵/۱۵E-۰۵	۲/۶۳۸۵۰۸۹۱
۰/۰۰۰۱۲۳۴۹۴	۰/۳۷۶۹۱۶۲۹۸	۰/۰۰۰۱۲۳۴۹۴	۲/۰۹۶۸۱۳۱۱۲
۰/۰۰۰۳۰۸۷۳۶	۰/۵۶۴۷۲۴۷۱۸	۰/۰۰۰۳۰۸۷۳۶	۱/۴۶۴۷۹۶۶۴۸
۰/۰۰۰۵۱۴۵۵۹	۰/۶۵۸۷۲۱۲۴۸	۰/۰۰۰۵۱۴۵۵۹	۱/۱۴۸۵۴۷۷۷۴
۰/۰۰۰۷۲۰۳۸۳	۰/۷۱۲۸۲۵۴۱۱	۰/۰۰۰۷۲۰۳۸۳	۰/۹۶۶۴۰۵۳۸۲
۰/۰۰۰۹۲۶۲۰۷	۰/۷۴۸۸۱۱۳۵۷	۰/۰۰۰۹۲۶۲۰۷	۰/۸۴۵۳۰۴۷۹۵
۰/۰۰۱۱۳۲۰۳۱	۰/۷۷۴۸۳۹۹۹۴	۰/۰۰۱۱۳۲۰۳۱	۰/۷۵۷۷۱۲۷۳۲
۰/۰۰۱۳۳۷۸۵۵	۰/۷۹۴۷۳۱۰۸۹	۰/۰۰۱۳۳۷۸۵۵	۰/۶۹۰۷۷۴۸۴

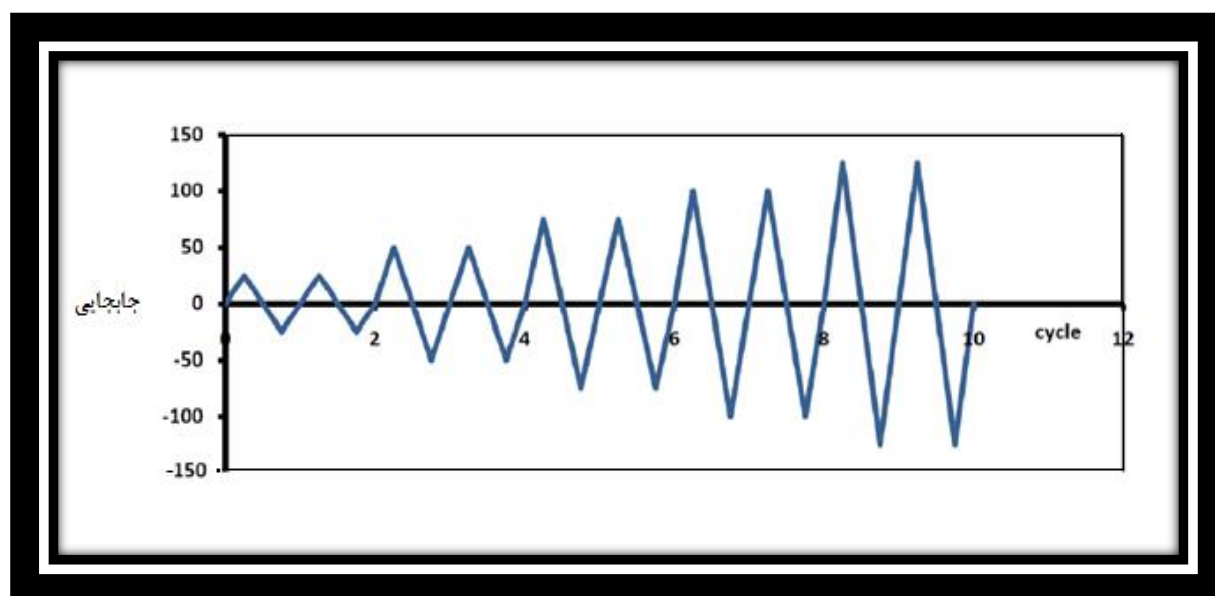
جدول (۳-۵) - پارامترهای خسارت فشاری نمونه [۱۶]

کرنش غیر الاستیک	پارامتر خسارت	کرنش غیر الاستیک	تنش جاری شدگی (mpa)
.	.	.	۳۶/۹۵۵۵۱۶۰۱
۷/۶۲E-۰۵	.	۷/۶۲E-۰۵	۴۱/۵۴۶۲۶۳۳۵
۰/۰۰۰۱۴۵۶۱	.	۰/۰۰۰۱۴۵۶۱	۴۵/۴۴۸۳۹۸۵۸
۰/۰۰۰۲۶۵۴۰۹	.	۰/۰۰۰۲۶۵۴۰۹	۴۹/۳۵۰۵۳۳۸۱
۰/۰۰۰۳۸۶۹۰۸	.	۰/۰۰۰۳۸۶۹۰۸	۵۰/۷۲۷۷۵۸۰۱
۰/۰۰۰۴۷۷۶۸۸	.	۰/۰۰۰۴۷۷۶۸۸	۵۱/۸۷۵۴۴۴۸۴
۰/۰۰۰۶۴۳۹۴۴	.	۰/۰۰۰۶۴۳۹۴۴	۵۳/۰۲۳۱۳۱۶۷
۰/۰۰۰۸۰۰۵۴	.	۰/۰۰۰۸۰۰۵۴	۵۳/۲۵۲۶۶۹۰۴
۰/۰۰۰۹۶۰۸۵۶	.	۰/۰۰۰۹۶۰۸۵۶	۵۳/۶
۰/۰۰۱۲۳۵۴۷۷	۰/۰۱۰۷۶۲۴۶۹	۰/۰۰۱۲۳۵۴۷۷	۵۳/۰۲۳۱۳۶۷
۰/۰۰۱۶۸۸۸۱۳	۰/۰۴۹۳۰۴۱۹۱	۰/۰۰۱۶۸۸۸۱۳	۵۰/۹۵۷۲۹۵۳۷
۰/۰۰۱۹۵۷۴۷	۰/۰۷۴۹۹۸۶۷۲	۰/۰۰۱۹۵۷۴۷	۴۹/۵۸۰۰۷۱۱۷
۰/۰۰۲۳۷۴۵۰۵	۰/۱۲۲۱۰۵۲۲۱	۰/۰۰۲۳۷۴۵۰۵	۴۷/۰۵۵۱۶۰۱۴
۰/۰۰۲۷۹۱۵۳۷	۰/۱۶۹۲۱۱۷۷	۰/۰۰۲۷۹۱۵۳۷	۴۴/۵۳۰۲۴۹۱۱
۰/۰۰۳۱۱۹۰۱۴	۰/۲۰۷۷۵۳۴۹۲	۰/۰۰۳۱۱۹۰۱۴	۴۲/۴۶۴۴۱۲۸۱
۰/۰۰۳۳۷۵۰۹	۰/۲۳۳۴۴۷۹۷۴	۰/۰۰۳۳۷۵۰۹	۴۱/۰۸۷۱۸۸۶۱
۰/۰۰۳۶۸۹۹۸۲	۰/۲۷۱۹۸۹۶۹۶	۰/۰۰۳۶۸۹۹۸۲	۳۹/۰۲۱۳۵۲۳۱
۰/۰۰۳۹۴۶۰۵۷	۰/۲۹۷۶۸۴۱۷۷	۰/۰۰۳۹۴۶۰۵۷	۳۷/۶۴۴۱۲۸۱۱

این پارامترها به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که بهترین تطابق را با نتایج آزمایشگاه و نتایج پایان نامه مورد نظر داشته باشد. لذا برای رسیدن به این پارامترها تحلیل‌های متعددی صورت گرفته‌است. در این تحلیل‌ها سعی شده است بهترین اعداد که تناسب بیشتری برای رسیدن به نتایج بهتری داشته‌اند انتخاب شده‌است.

۳-۳-۶- بارگذاری

بارگذاری دیوار در آزمایشگاه به این صورت است که ۲۵mm جابجایی رفت و برگشتی در بالاترین تراز دیوار به دال وارد می‌شود و بعد از هر دو بار رفت و برگشت این مقدار جابجایی ۲۵mm افزایش می‌یابد تا آخرین سیکل جابجایی به ۱۲۵mm برسد. (مطابق شکل (۳-۷)).

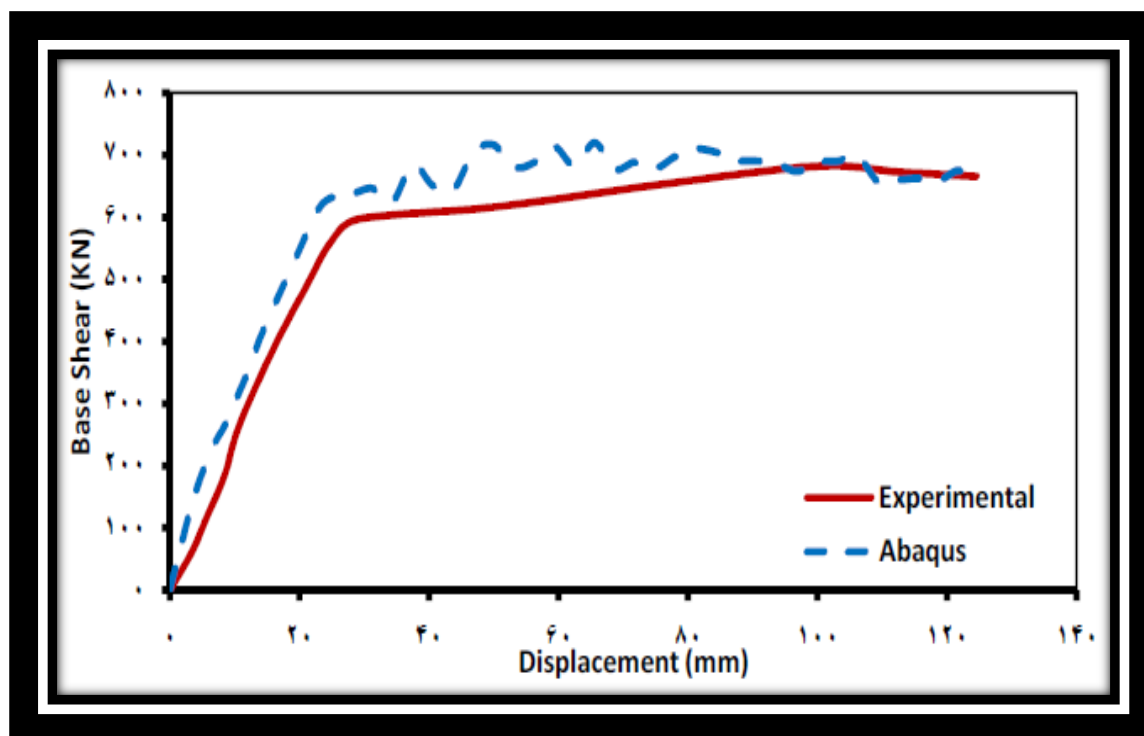


شکل (۳-۷) - الگوی بارگذاری نمونه‌ی آزمایشگاهی [۱۶]

۳-۳-۷- مقایسه‌ی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی

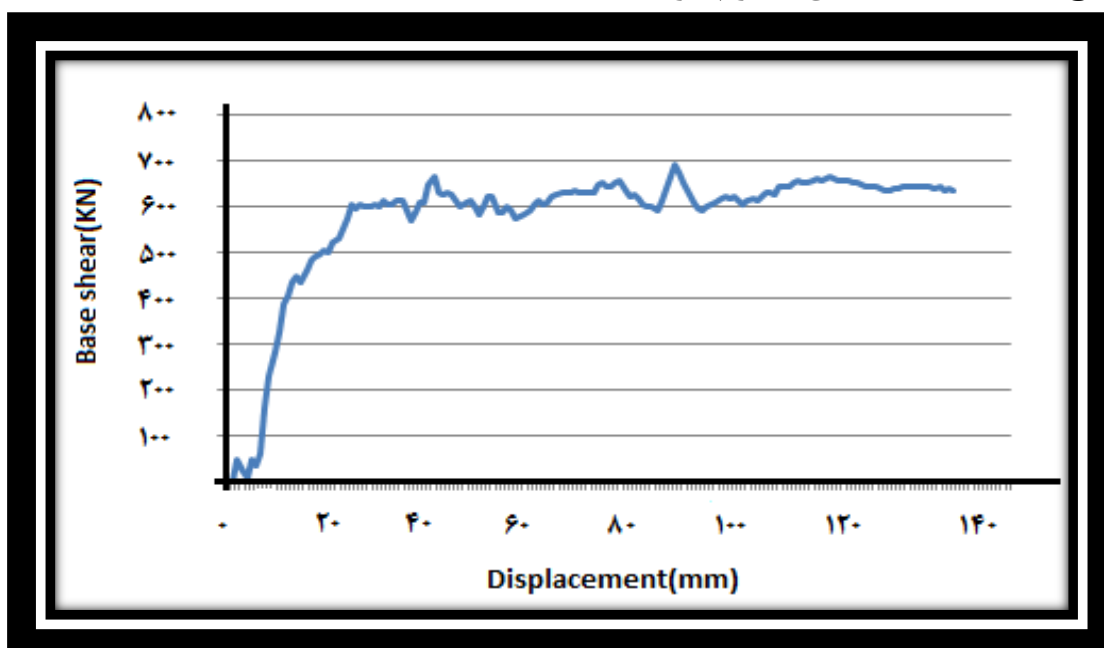
شکل (۳-۸) مقایسه بین نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان تراز بالای دیوار برشی در نمونه آزمایشگاهی و پایان نامه مذکور و دیوار مدل شده در نرم افزار را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده

می‌شود، تطابق خوبی بین این سه نتیجه برقرار است. علت اختلاف نتایج در این است که آرماتورهای داخل دیوار در نرم‌افزار بصورت یکپارچه با بتن مدل شده‌اند و اثر لغزش آرماتور (Bonding) در نظر گرفته نشده‌است. در شکل (۸-۳) مقایسه نتایج پایان‌نامه مذکور با نتایج آزمایشگاهی را ملاحظه می‌شود و در شکل (۹-۳) مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی که توسط اینجانب انجام گرفته است را مشاهده می‌شود.



شکل (۸-۳) - مقایسه نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی [۱۶]

نتایج حاصل از مدل سازی در نرم افزار:



شکل (۳-۹) - نتایج مدل سازی

فصل چهارم :
آنالیز و طراحی
نمونه ها

۴-۱- مقدمه

هدف از این تحقیق بررسی پاسخ اتصالات بتنی با آرایش آرماتورگذاری‌های مختلف در آن‌ها تحت اثر بارگذاری‌های ثقیلی و جانبی و بررسی عملکرد آن‌ها است. در این تحقیق به بررسی اتصالات زانویی و T شکل پرداخته شده است.

برای رسیدن به این اهداف ابتدا یک ساختمان با ۳ طبقه را که در منطقه‌ای با خطر نسبی زیاد و خاک بستر II (مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ ایران) طراحی شده است، در نظر گرفته می‌شود. سپس از داخل این سازه قابی برای بررسی بیرون کشیده و یک نمونه اتصال ساده‌ی زانویی یک دهانه با یک تیر و ستون و یک اتصال T شکل با یک ستون پیوسته و یک تیر متصل به آن در نظر گرفته شد. پارامترهایی که برای طراحی ساختمان فوق الذکر عبارتند از:

۱. ارتفاع طبقات، ۳ متر
۲. تعداد طبقات ساختمان، ۳ طبقه
۳. طول دهانه قاب‌ها، ۴ متر
۴. تعداد دهانه در هر طبقه، ۳ دهانه

۴-۲- مراحل و جزئیات انجام کار :

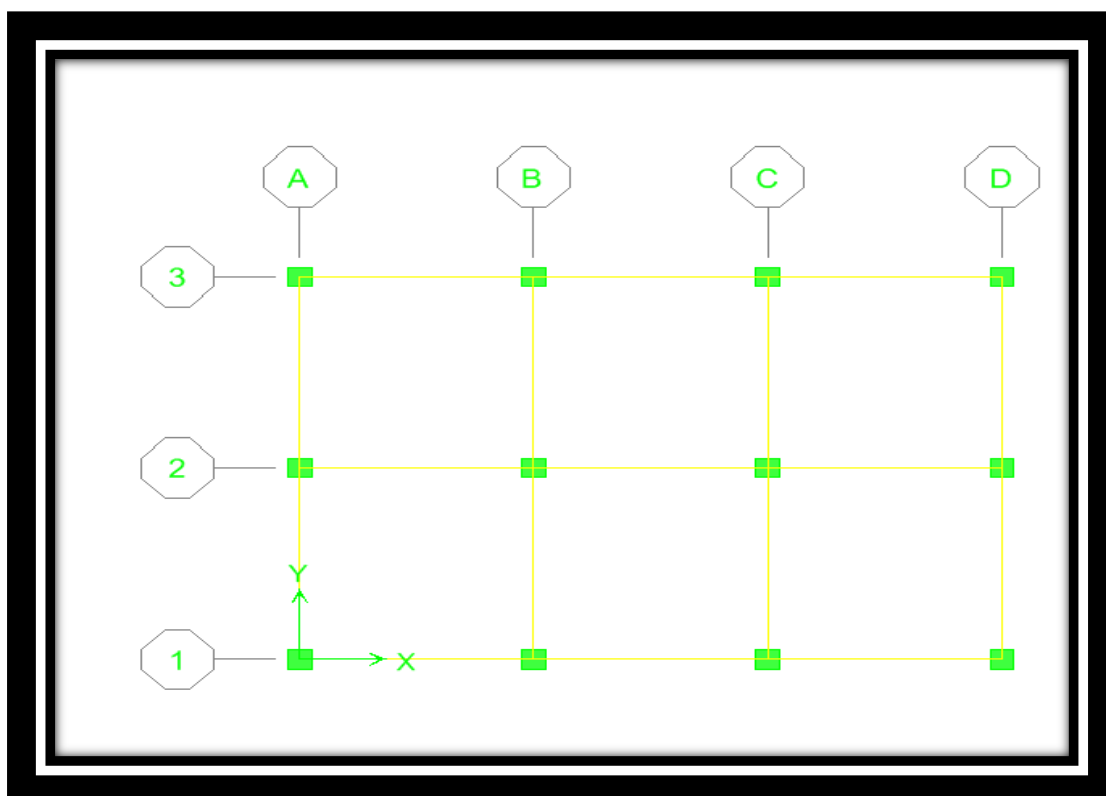
با توجه به اینکه برای تحلیل غیرخطی و بررسی رفتار قاب‌ها نیاز به انتخاب قاب از ساختمان‌های واقعی طراحی شده توسط آیین‌نامه‌های معتبر است، ابتدا بایستی یک پلان سازه‌ای را انتخاب کرده و برای طراحی بارگذاری‌های لازم به سازه اعمال شود.

در مرحله‌ی بعدی سازه به وسیله‌ی نرم افزار ETABS، تحلیل خطی شده و با بدست آمدن نیروها و دریافت‌ها، اعضای ساختمان طراحی می‌شود. سپس قابی که از ساختمان طراحی شده به وسیله ETABS انتخاب شده است را در نرم افزار ABAQUS مدل سازی و تحلیل غیر خطی می‌شود. سرانجام با بدست آوردن و مقایسه پارامترهای موثر در رفتار این اتصالات، هدف اصلی این تحقیق که

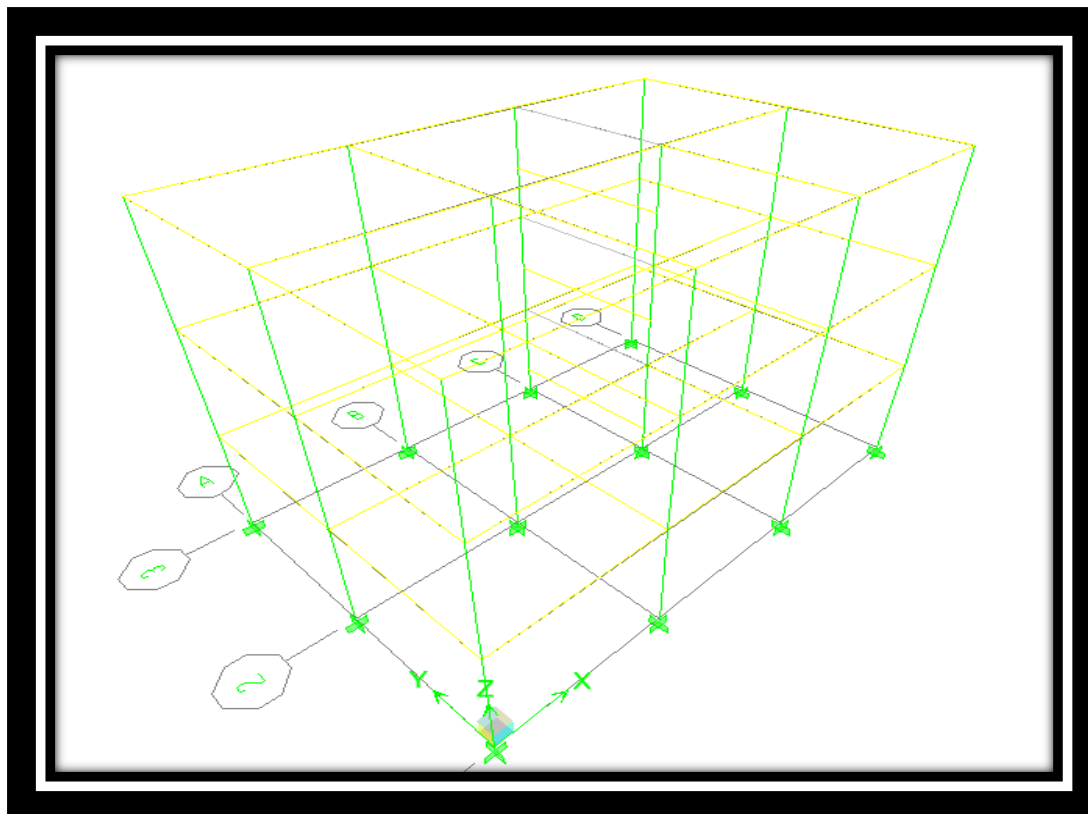
بررسی اثر آرماتورگذاری و تعیین محل تنش‌های ماکزیمم و مفصل پلاستیک است، تحقق می‌یابد. سپس با بررسی این نوع اتصال و تعمیم آن برای حالت‌های مختلف با اعمال جابجایی به اتصال و انجام تحلیل غیر خطی (همان‌طور که در فصول قبل ذکر شد)، نیروها و تنش‌های بوجود آمده در اتصال بررسی می‌شود. در این تحقیق سعی شده با افزایش آرماتورگذاری در تیر و ستون و بررسی درصدهای مختلف آرایش آن‌ها و نیز تحلیل حالت‌های خاصی از آرماتورگذاری به صورت ضربدری در تیر، نتایج حاصل از آن را بررسی شده است و تنش‌ها و کرنش‌های موجود در المان‌ها و نیروهای عکس العمل حاصله از آن‌ها با هم مقایسه شده است.

۳-۴- پلان و بارگذاری

در این تحقیق از یک پلان منظم و متقارن مطابق با شکل (۴-۱) استفاده شده است.



شکل (۴-۱)- پلان ساختمان مورد نظر



شکل (۴-۲) - مدل سه بعدی نرم افزار ETABS

محل قرار گیری ستون‌ها و تیرها در پلان مشخص شده‌اند. طول دهانه‌ی قاب‌ها همانطور که گفته شد ۴ متر هستند.

برای بارگذاری ثقلی سازه از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۸] استفاده شده است و همانطور که قبلاً اشاره شد برای بارگذاری جانبی از آیین نامه ۲۸۰۰ [۲۹] با در نظر گرفتن خطر نسبی خیلی زیاد و فرض نوع خاک II استفاده شده است. بار مرده و زنده در طبقات ساختمان به ترتیب 550 kg/m^2 و 200 kg/m^2 در نظر گرفته شده است.

۴-۴- تحلیل خطی و طراحی سازه

پس از مشخص شدن بارگذاری سازه، شامل بارهای مرده، زنده و بار زلزله مدل آماده‌ی تحلیل و طراحی می‌گردد. همانطور که قبلاً گفته شد برای تحلیل خطی سازه و طراحی آن از نرم افزار ETABS استفاده شده است.

محاسبه‌ی ضریب زلزله :

ارتفاع ساختمان ۳ طبقه‌ی مورد نظر ۹ متر است، در نتیجه بر طبق آیین نامه ۲۸۰۰ پیروود تجربی آن برابر $T=0.07H^{0.75}=0.26$ ثانیه بدست می‌آید. مقادیر شتاب مبنای طرح، ضریب بازتاب، ضریب اهمیت ساختمان و ضریب رفتار به ترتیب ۰/۳۵، ۲/۷۵، ۱ و ۷ می‌باشد، در نتیجه ضریب زلزله برای این ساختمان ۰/۱۳۷۵ به دست می‌آید.

پس از تحلیل و طراحی سازه، مقاطع طراحی شده ستون‌ها مطابق جدول (۴-۱) انتخاب می‌شود.

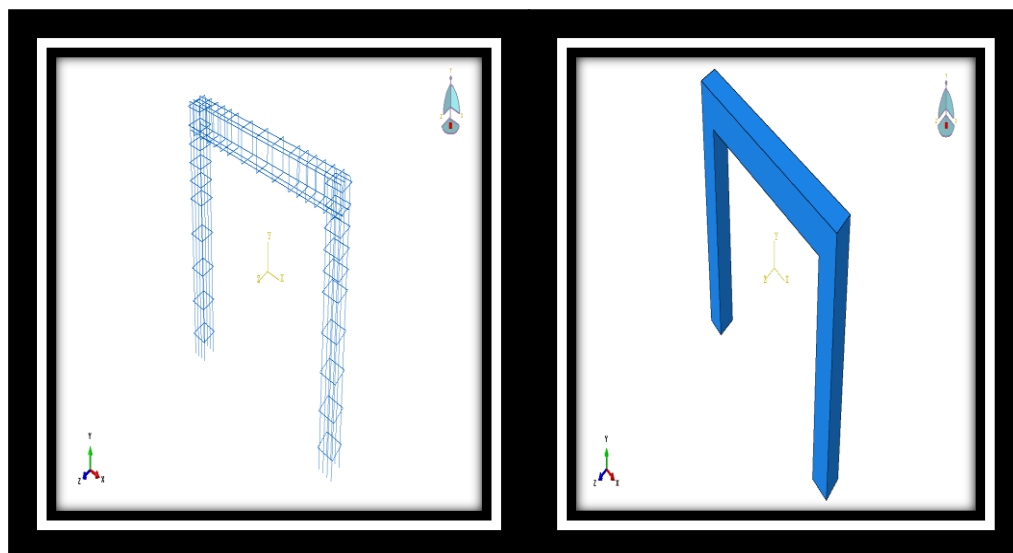
جدول (۴-۱)- مشخصات و جزئیات سازه مورد نظر

طبقه	ستون‌ها			تیرها	
	b_c (mm)	h_c (mm)	A_s (mm ²)	b_b (mm)	d_b (mm)
۳	۳۵۰	۳۵۰	۱۲Q۱۸	۳۰۰	۳۵۰
۲	۴۰۰	۴۰۰	۱۲Q۱۸	۴۰۰	۴۰۰
۱	۴۰۰	۴۰۰	۱۲Q۱۸	۴۰۰	۴۰۰

۳Q۱۸
یا
۵Q۱۲

۴-۴-۱- مشخصات و ابعاد نمونه‌های مورد بررسی :

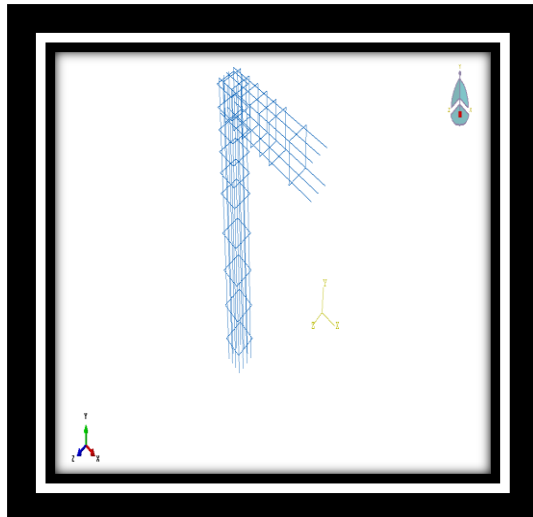
پس از انجام تحلیل خطی با نرم افزار ETABS یک قاب مطابق شکل (۴-۳) به صورت یک دهانه و یک طبقه از آن بیرون کشیده می‌شود که به صورت سه بعدی مدل شده است. دهانه‌ی قاب به اندازه ۴۰۰۰ میلیمتر و ارتفاع آن ۳۰۰۰ میلیمتر و بعد تیر و ستون‌ها ۴۰۰ X ۴۰۰ میلیمتر است.



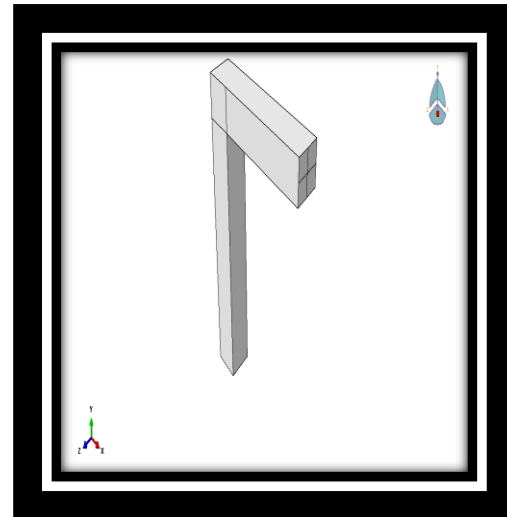
شکل (۴-۳) - قاب مورد نظر در آباکوس شکل (۴-۴) - آرماتورهای مدل شده در نمونه

آرماتورهای تعبیه شده در مدل همانند آرماتورهای طراحی شده در نرم افزار ETABS است که به صورت سه بعدی در نرم افزار ABAQUS مدل شده و در شکل‌های بالا آورده شده‌است. به دلیل تقارن در این قاب و سرعت عمل در انجام تحلیل در این تحقیق به بررسی نیمی از این اتصال و اعمال قیود تکیه گاهی همانند حالت کلی انجام شده‌است.

اتصال زانویی مدل شده در این تحقیق مطابق شکل (۴-۵) به صورت یک دهانه و یک تیر و ستون که سه بعدی مدل شده است. دهانه‌ی قاب به اندازه ۲۰۰۰ میلیمتر و ارتفاع آن ۳۰۰۰ میلیمتر و بعد تیر و ستون‌ها ۴۰۰ X ۴۰۰ میلیمتر است. همچنین یک اتصال T شکل نیز از همان قاب با طول ستون ۶۰۰۰ میلیمتر و طول تیر به اندازه‌ی ۲۰۰۰ میلیمتر جدا شد و با اعمال جابجایی‌های برگرفته از مدل ETABS مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته شد. در شکل (۴-۷) مدل T شکل آورده شده است.

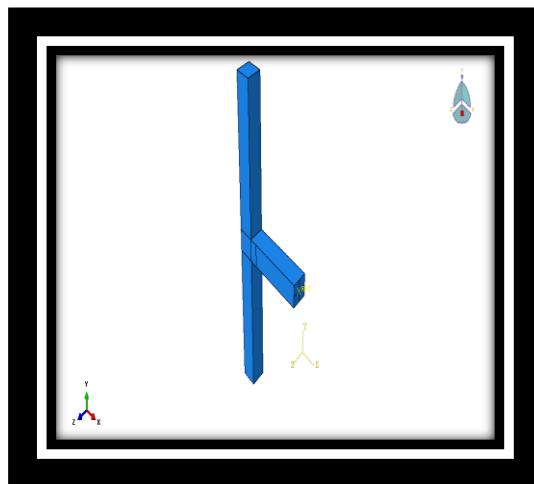


شکل (۴-۶) - آرماتور گذاری در اتصال زانویی

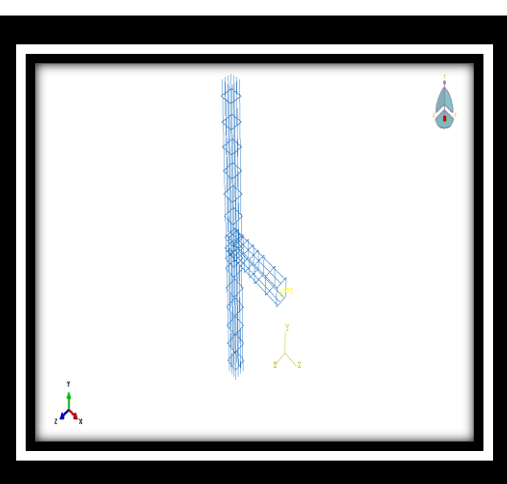


شکل (۴-۵) - حالت سه بعدی مدل زانویی

در کل تحقیق برای آرماتورهای طولی تیر و ستون‌ها از میلگرد ۱۲ و ۱۴ و ۱۶ و ۱۸ و برای خاموت‌ها از میلگرد ۸ و ۱۰ استفاده شده است که در شکل (۴-۸) حالت ساده و کلی آرماتورگذاری را مشاهده می‌شود.



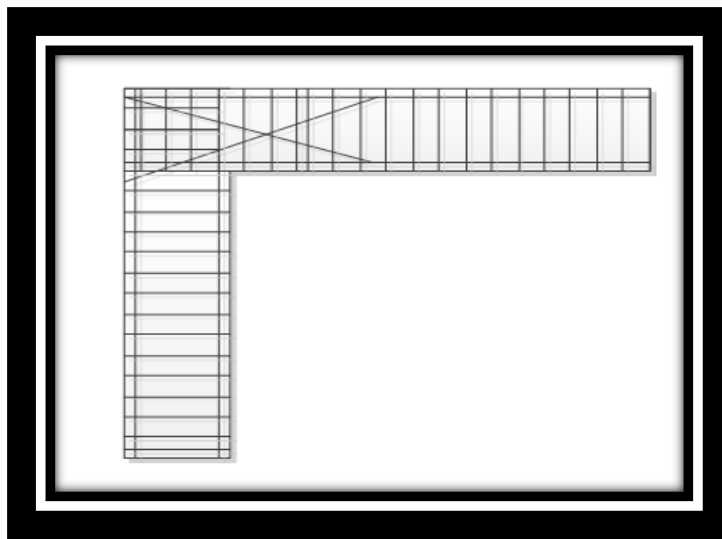
شکل (۴-۸) - آرماتورگذاری در اتصال T شکل



شکل (۴-۷) - اتصال T شکل

یک حالت خاص آرماتور گذاری هم در شکل (۴-۹) مشاهده آورده شده است که جزئیات آن را در جداول زیر آمده است. در حالت خاص ضربدری سعی بر آن است که مدل جدیدی از اتصالات بتنی ارائه شود که همانند اتصالات فولادی همراه با لچکی که باعث می‌شود مفصل پلاستیک به ناحیه‌ی دورتر از اتصال برده شود، برگرفته شده است. همانطور که در فصل ۲ اشاره شد با این کار سعی می‌-

شود با سخت کردن ناحیه‌ی اتصال، محل تشکیل تنش‌های ماکزیمم و مفصل پلاستیک در تیر را به ناحیه‌ی دورتر از $D/2$ از بر ستون انتقال داده‌شود.



شکل (۴-۹) - حالت خاص ضربدري

این نمونه‌ها در نرم افزار آباکوس بصورت سه بعدی مدل شده اند. مشخصات مصالح استفاده شده نیز همان‌طور که در فصل سوم ذکر شد آورده شده است. مشخصات مصالح بکاررفته بتنی و فولادی در جداول زیر آورده شده است. برای مدل‌سازی فولاد از منحنی تنش-کرنش سه خطی مطابق جدول (۴-۲) استفاده شده است.

جدول (۴-۲) - مشخصات فولاد

قطر میلگرد	$f_y(\text{Mpa})$	$f_u(\text{Mpa})$	ϵ_y	ϵ_h	ϵ_u
۱۲mm	۴۱۰	۶۱۵	۰/۰۰۲۰۵	۰/۰۱۸۴۵	۰/۲۰۲۹۵
۱۸mm	۴۱۰	۶۱۵	۰/۰۰۲۰۵	۰/۰۱۸۴۵	۰/۲۰۲۹۵
۸mm	۵۳۲	۷۹۸	۰/۰۰۲۶۶	۰/۰۲۳۹۴	۰/۲۶۳۳۴

جدول (۴-۳) - مشخصات بتن

ϵ_t	$f_t(\text{Mpa})$	ϵ_c	$f_c(\text{Mpa})$	$E_c(\text{Mpa})$
۰/۰۰۰۱۰۳	۳/۳۶	۰/۰۰۲۶	۵۳/۶	۳۲۷۰۰

جدول زیر مشخصات مربوط به پارامترهای پلاستیسیته خسارت و کرنش‌های ترک خوردگی بتن را نشان می‌دهد.

جدول (۴-۴) - مشخصات ترک خوردگی بتن

کرنش ترک خوردگی	پارامتر خسارت	کرنش ترک خوردگی	تنش جاری شدگی (Mpa)
.	.	.	۳/۳۶۵۲۱۹
۵/۱۵E-۰۵	۰/۲۱۵۹۴۷۳۱۸	۵/۱۵E-۰۵	۲/۶۳۸۵۰۸۹۱
۰/۰۰۰۱۲۳۴۹۴	۰/۳۷۶۹۱۶۲۹۸	۰/۰۰۰۱۲۳۴۹۴	۲/۰۹۶۸۱۳۱۱۲
۰/۰۰۰۳۰۸۷۳۶	۰/۵۶۴۷۲۴۷۱۸	۰/۰۰۰۳۰۸۷۳۶	۱/۴۶۴۷۹۶۶۴۸
۰/۰۰۰۵۱۴۵۵۹	۰/۶۵۸۷۲۱۲۴۸	۰/۰۰۰۵۱۴۵۵۹	۱/۱۴۸۵۴۷۷۷۴
۰/۰۰۰۷۲۰۳۸۳	۰/۷۱۲۸۲۵۴۱۱	۰/۰۰۰۷۲۰۳۸۳	۰/۹۶۶۴۰۵۳۸۲
۰/۰۰۰۹۲۶۲۰۷	۰/۷۴۸۸۱۱۳۵۷	۰/۰۰۰۹۲۶۲۰۷	۰/۸۴۵۳۰۴۷۹۵
۰/۰۰۱۱۳۲۰۳۱	۰/۷۷۴۸۳۹۹۹۴	۰/۰۰۱۱۳۲۰۳۱	۰/۷۵۷۷۱۲۷۳۲
۰/۰۰۱۳۳۷۸۵۵	۰/۷۹۴۷۳۱۰۸۹	۰/۰۰۱۳۳۷۸۵۵	۰/۶۹۰۷۷۴۸۴

جدول زیر مشخصات مربوط به پارامترهای غیرخطی بتن را نشان می‌دهد.

جدول (۴-۵) - مشخصات غیر خطی بتن

کرنش غیر الاستیک	پارامتر خسارت	کرنش غیر الاستیک	تنش جاری شدگی (Mpa)
.	.	.	۳۶/۹۵۵۵۱۶۰۱
۷/۶۲E-۰۵	.	۷/۶۲E-۰۵	۴۱/۵۴۶۲۶۳۳۵
۰/۰۰۰۱۴۵۶۱	.	۰/۰۰۰۱۴۵۶۱	۴۵/۴۴۸۳۹۸۵۸
۰/۰۰۰۲۶۵۴۰۹	.	۰/۰۰۰۲۶۵۴۰۹	۴۹/۳۵۰۵۳۳۸۱
۰/۰۰۰۳۸۶۹۰۸	.	۰/۰۰۰۳۸۶۹۰۸	۵۰/۷۲۷۷۵۸۰۱
۰/۰۰۰۴۷۷۶۸۸	.	۰/۰۰۰۴۷۷۶۸۸	۵۱/۸۷۵۴۴۴۸۴
۰/۰۰۰۶۴۳۹۴۴	.	۰/۰۰۰۶۴۳۹۴۴	۵۳/۰۲۳۱۳۱۶۷
۰/۰۰۰۸۰۰۵۴	.	۰/۰۰۰۸۰۰۵۴	۵۳/۲۵۲۶۶۹۰۴
۰/۰۰۰۹۶۰۸۵۶	.	۰/۰۰۰۹۶۰۸۵۶	۵۳/۶
۰/۰۰۱۲۳۵۴۷۷	۰/۰۱۰۷۶۲۴۶۹	۰/۰۰۱۲۳۵۴۷۷	۵۳/۰۲۳۱۳۶۷
۰/۰۰۱۶۸۸۸۱۳	۰/۰۴۹۳۰۴۱۹۱	۰/۰۰۱۶۸۸۸۱۳	۵۰/۹۵۷۲۹۵۳۷
۰/۰۰۱۹۵۷۴۷	۰/۰۷۴۹۹۸۶۷۲	۰/۰۰۱۹۵۷۴۷	۴۹/۵۸۰۰۷۱۱۷
۰/۰۰۲۳۷۴۵۰۵	۰/۱۲۲۱۰۵۲۲۱	۰/۰۰۲۳۷۴۵۰۵	۴۷/۰۵۵۱۶۰۱۴
۰/۰۰۲۷۹۱۵۳۷	۰/۱۶۹۲۱۱۷۷	۰/۰۰۲۷۹۱۵۳۷	۴۴/۵۳۰۲۴۹۱۱
۰/۰۰۳۱۱۹۰۱۴	۰/۲۰۷۷۵۳۴۹۲	۰/۰۰۳۱۱۹۰۱۴	۴۲/۴۶۴۴۱۲۸۱
۰/۰۰۳۳۷۵۰۹	۰/۲۳۳۴۴۷۹۷۴	۰/۰۰۳۳۷۵۰۹	۴۱/۰۸۷۱۸۸۶۱
۰/۰۰۳۶۸۹۹۸۲	۰/۲۷۱۹۸۹۶۹۶	۰/۰۰۳۶۸۹۹۸۲	۳۹/۰۲۱۳۵۲۳۱
۰/۰۰۳۹۴۶۰۵۷	۰/۲۹۷۶۸۴۱۷۷	۰/۰۰۳۹۴۶۰۵۷	۳۷/۶۴۴۱۲۸۱۱

۴-۴-۲- مش بندی مدل مورد مطالعه

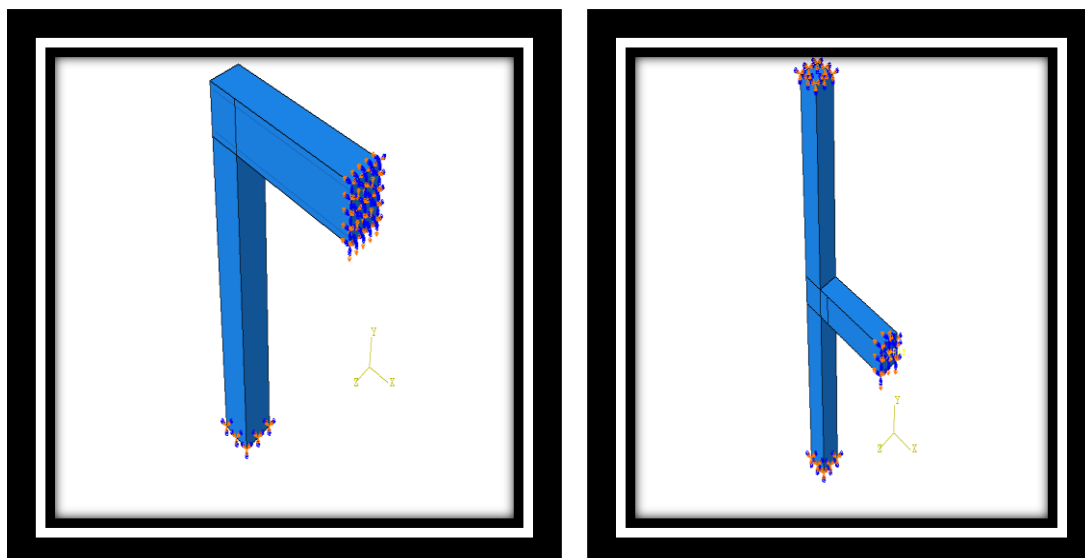
برای تحلیل قاب مورد مطالعه در نرم افزار آباکوس با توجه به این که بتن و فولاد دو ماده غیر هم‌جنس هستند باید به صورت مجزا مش بندی شوند. بتن را با المان‌های سه بعدی هشت نقطه ای خطی مش بندی و فولاد را با المان beam مش بندی شده است. در شکل (۴-۱۰) مش بندی نمونه مشاهده می‌شود.



شکل (۴-۱۰) مش بندی نمونه مورد مطالعه

۴-۴-۳- بارگذاری و اعمال شرایط مرزی تکیه‌گاهی

در این تحقیق برای به دست آوردن عکس العمل‌های تکیه‌گاهی لازم است همانند قاب اصلی، که انتهای قاب را بصورت گیر داراست، مدل شود و تنش‌ها و نیروهای بوجود آمده در آن بدست می‌آید. در قسمت بالای قاب، همان‌طور که در شکل (۴-۱۱) آورده شده است، نیروهای مورد نظر به صورت جابجایی‌های که از نرم افزار ETABS گرفته شده است به نمونه وارد می‌شوند. این جابجایی‌ها هم به صورت افقی و هم بصورت عمودی به قاب اعمال می‌شود. همچنین در این تحقیق جابجایی وارده به نمونه بر اساس خرابی حاصل از بررسی کرنش‌های بوجود آمده در نیز بررسی می‌شود.



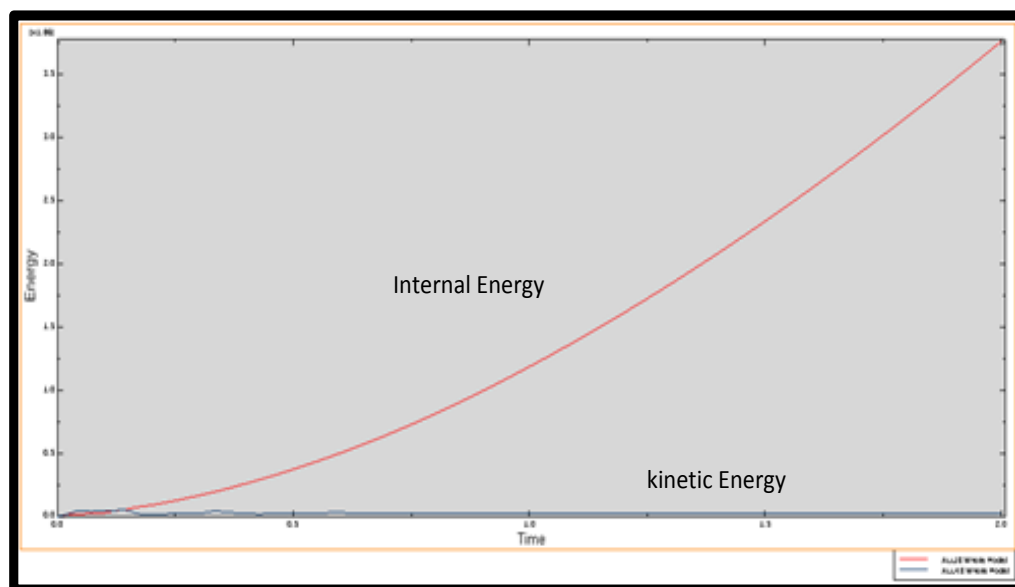
شکل (۴-۱۱) - اعمال شرایط تکیه‌گاهی و جابجایی

با بررسی جابجایی‌های برگرفته از ETABS، در جهت جانبی ۶ میلیمتر و در جهت قائم نیز خیز ۶ میلیمتر برای یک قاب از این ساختمان برای وسط قاب در نظر گرفته شد. همچنین این آرایش میلگرد برای جابجایی‌های مختلف نیز که عبارتند از جابجایی ۴ میلیمتر تا ۱۰ میلیمتر مورد بررسی قرار گرفت.

۴-۵- آنالیز و تحلیل مدل

در مدل‌های ساخته شده، تحریکات خارجی به صورت تغییر مکان در نوک تیر وارد گردیده‌اند، به گونه‌ای که حداکثر تغییر مکان برابر ۱۰ میلیمتر برای آزمایش حالت‌های خارج از محدوده‌ی مجاز آیین نامه برای حرکت جانبی می‌باشد. آنالیز انجام شده بصورت دینامیکی انجام می‌شود ولی تعداد گام‌های مراحل انجام تحلیل طوری انتخاب شده است که به آهستگی بار بر نمونه وارد می‌شود که همانند تحلیل استاتیکی انجام می‌شود. در این نوع تحلیل، نسبت انرژی جنبشی به انرژی کل نمونه باید کمتر از ۵ درصد باشد تا بتواند بصورت استاتیکی مورد قبول باشد. حال به بررسی تک تک اجزا پرداخته شده است. تحلیل نمونه‌ها بصورت تحلیل استاتیکی در نظر گرفته شده است. برای این منظور در نرم افزار از تحلیل دینامیکی استفاده شده است، ولی گام‌های تحلیل به قدری کوچک در نظر گرفته می‌شود که مقدار انرژی جنبشی در مقابل انرژی کل بسیار ناچیز باشد. اگر مقدار انرژی جنبشی

در این مدل‌ها تقریباً در حدود ۵ درصد انرژی کل باشد، عملکرد نرم افزار در تحلیل استاتیکی درست است.

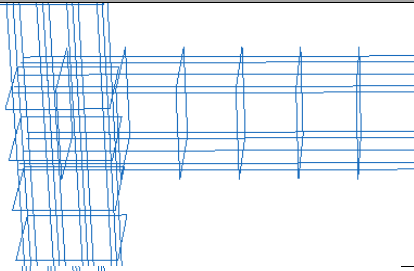
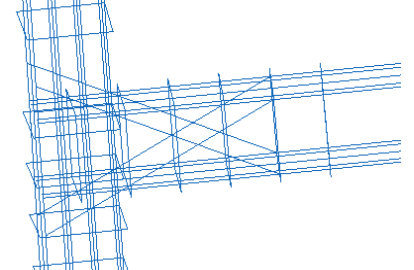
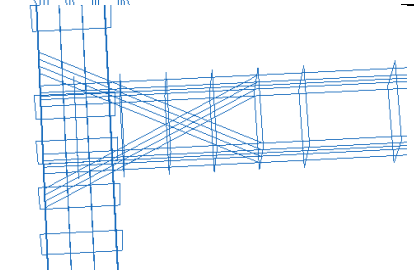
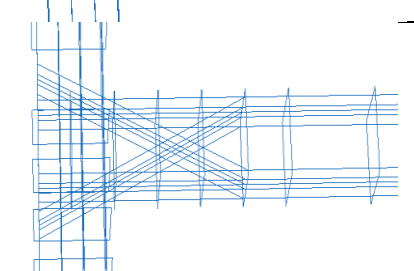


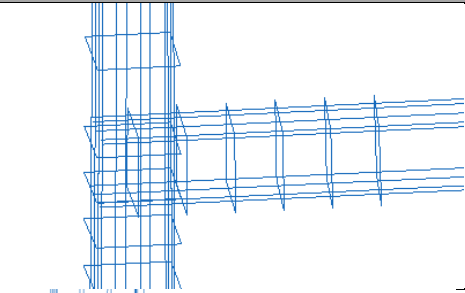
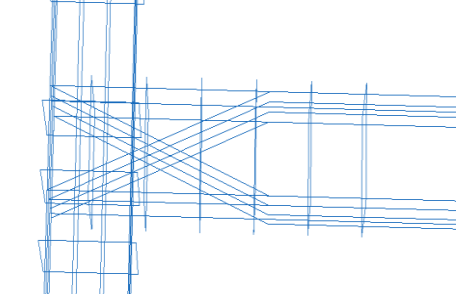
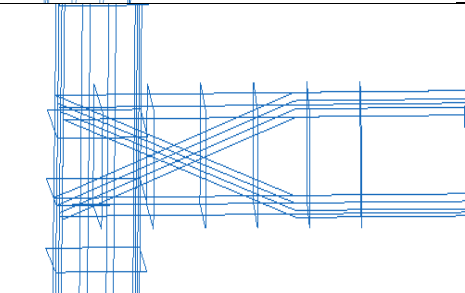
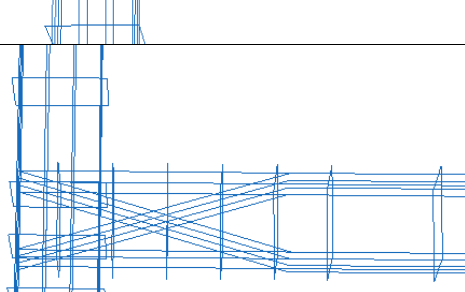
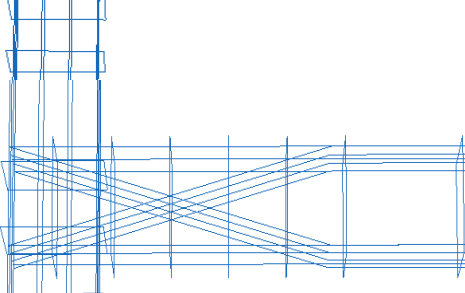
شکل (۴-۱۲) - نمودار انرژی جنبشی و انرژی کل نمونه

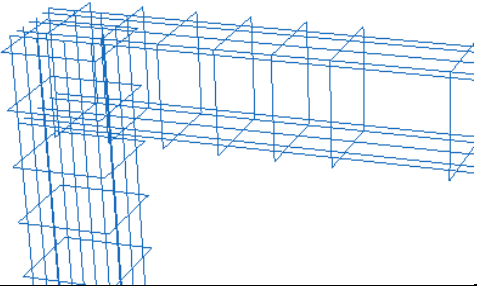
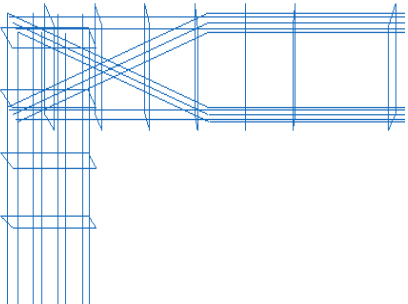
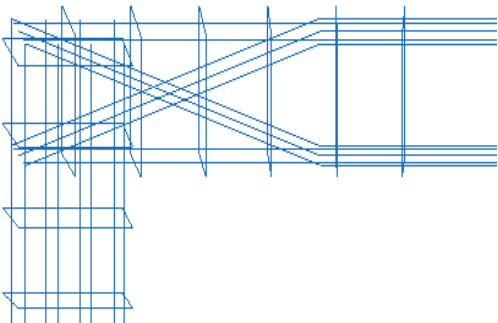
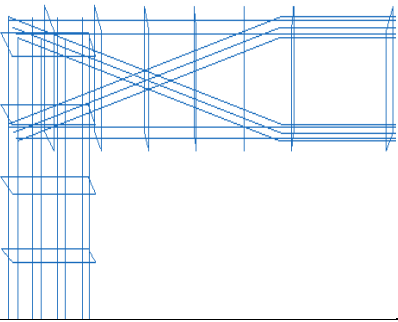
۴-۶- معرفی نمونه های مورد مطالعه

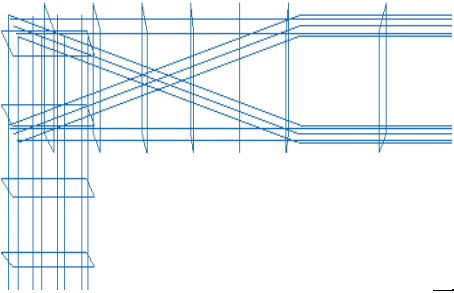
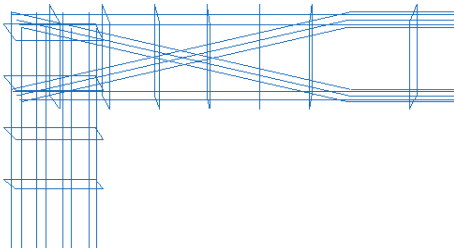
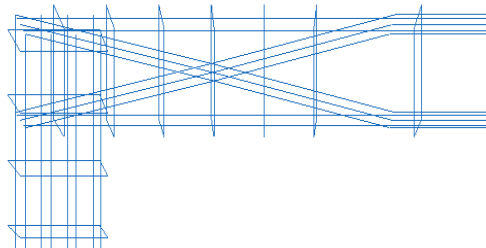
مدل‌های مطالعه شده در این تحقیق بر اساس آرایش و فاصله‌ی برخورد آرماتورهای ضربدری و نیز تعداد آن‌ها در ناحیه‌ی اتصال مورد بررسی قرار گرفته است. در جدول‌های زیر نوع آرایش آرماتورها آورده شده است.

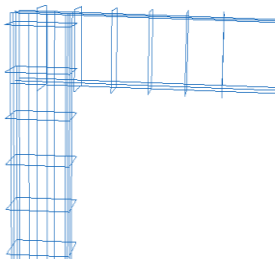
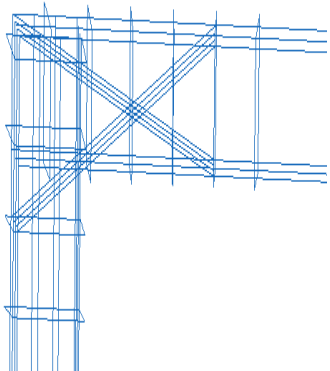
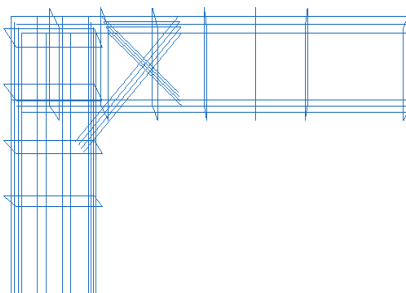
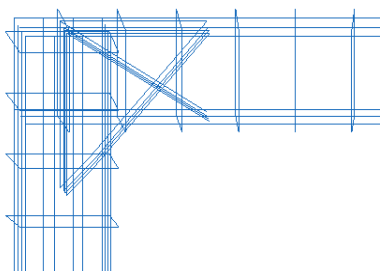
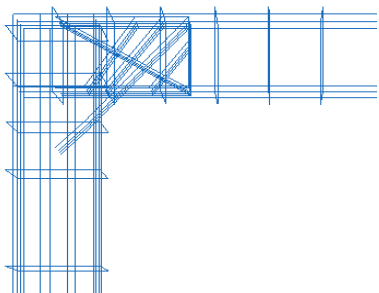
جدول (۴-۶) - مشخصات نمونه‌ها

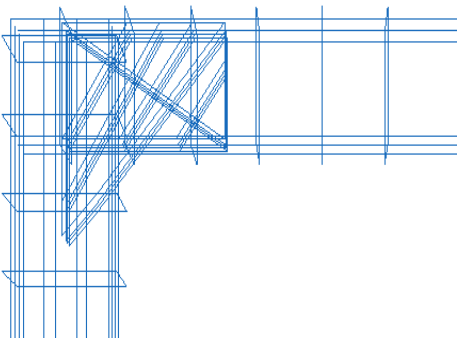
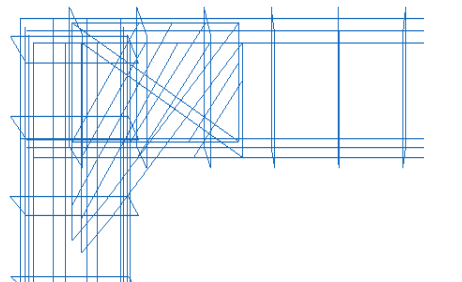
نام اتصال	آرماتورگذاری	تعداد آرماتور طولی تیر	تعداد آرماتور ضربدری
T-M		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	----- -----
TX-M-۲/۵		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	۲Q۱۲ ۲Q۱۲
TX-M-۴/۵		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	۴Q۱۲ ۴Q۱۲
TX-M-۵/۵		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	۵Q۱۲ ۵Q۱۲

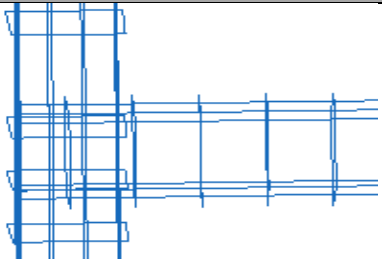
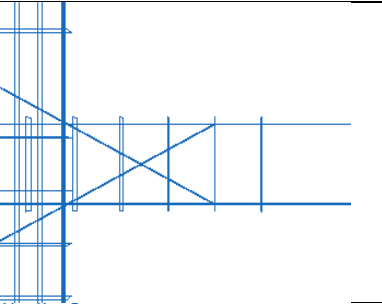
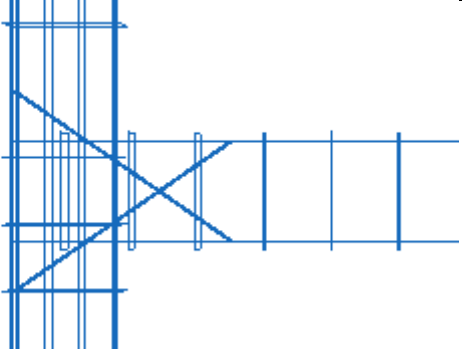
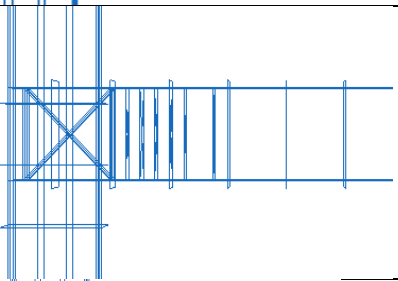
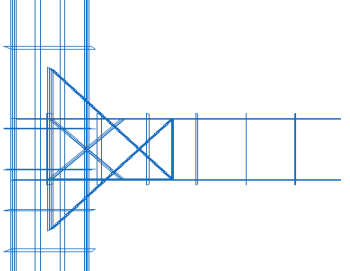
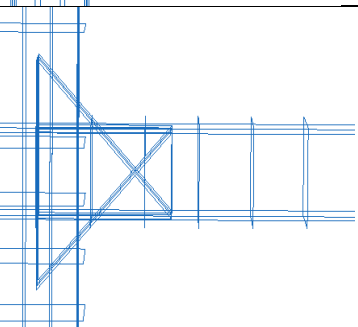
نام اتصال	آرماتورگذاری	تعداد آرماتور طولی تیر	تعداد آرماتور ضربدری
T-۵Q		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	----- -----
T X-۵۰		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	۴Q۱۲ ۴Q۱۲
T X-۱۰۰		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	۴Q۱۲ ۴Q۱۲
T X-۲۰۰		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	۴Q۱۲ ۴Q۱۲
T X-۲۵۰		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	۴Q۱۲ ۴Q۱۲

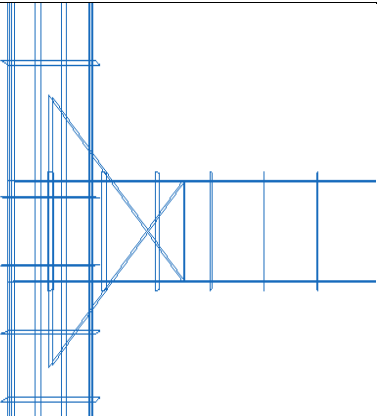
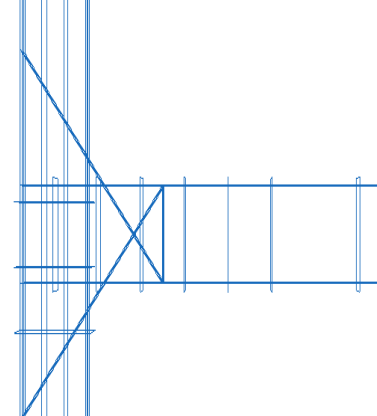
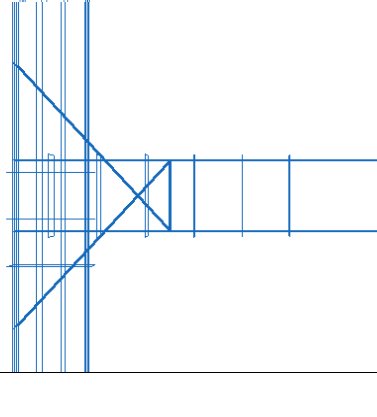
نام اتصال	آرماتورگذاری	تعداد آرماتور طولی تیر	تعداد آرماتور ضربدري
L-۵Q		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	----- -----
LX-۵۰		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	۳Q۱۲ ۳Q۱۲
LX-۱۰۰		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	۳Q۱۲ ۳Q۱۲
LX-۲۰۰		۵Q۱۲ ۵Q۱۲	۳Q۱۲ ۳Q۱۲

LX-۲۵۰		ΔQ_{12} ΔQ_{12}	$3Q_{12}$ $3Q_{12}$
LX-۳۰۰		ΔQ_{12} ΔQ_{12}	$3Q_{12}$ $3Q_{12}$
LX-۴۰۰		ΔQ_{12} ΔQ_{12}	$3Q_{12}$ $3Q_{12}$

نام اتصال	آرماتورگذاری	تعداد آرماتور طولی تیر	تعداد آرماتور ضربدری
L-۳Q		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	----- -----
L X ۱		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸
L X ۲		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸
L X ۳		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸
L X ۴		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸

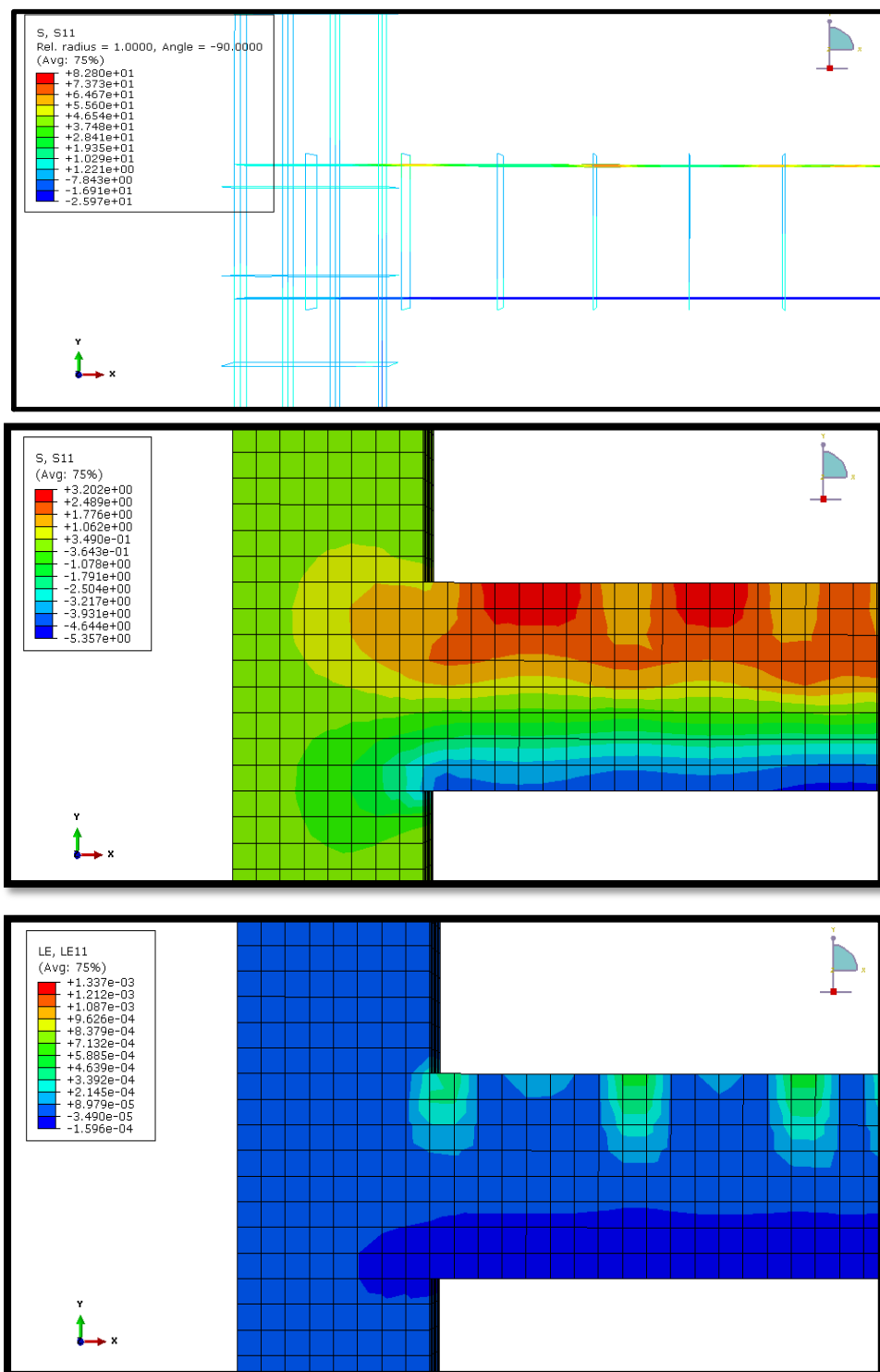
L X ۵		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸
L X ۶		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۲Q۱۸ ۲Q۱۸

نام اتصال	آرماتورگذاری	تعداد آرماتور طولی تیر	تعداد آرماتور ضربدری
T-۳Q		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	----- -----
TX ۱		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸
TX ۲		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸
TX ۳		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸
TX ۴		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸
TX ۵		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸

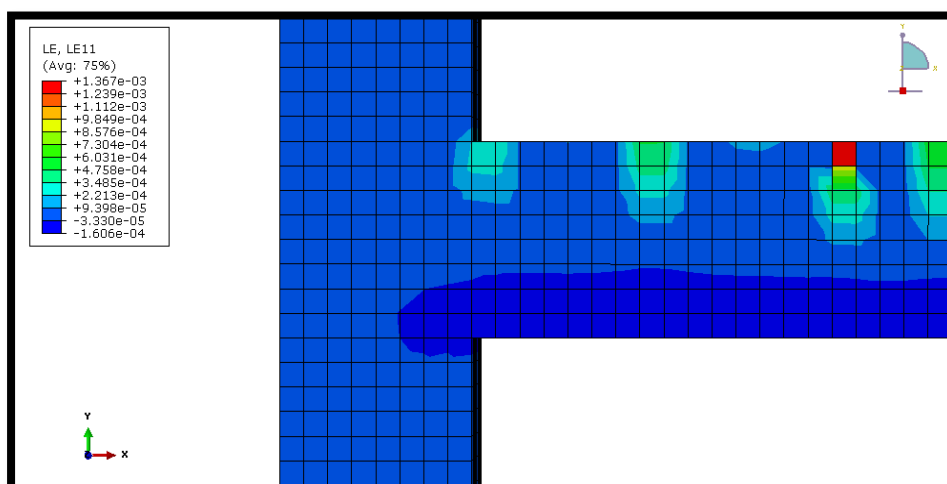
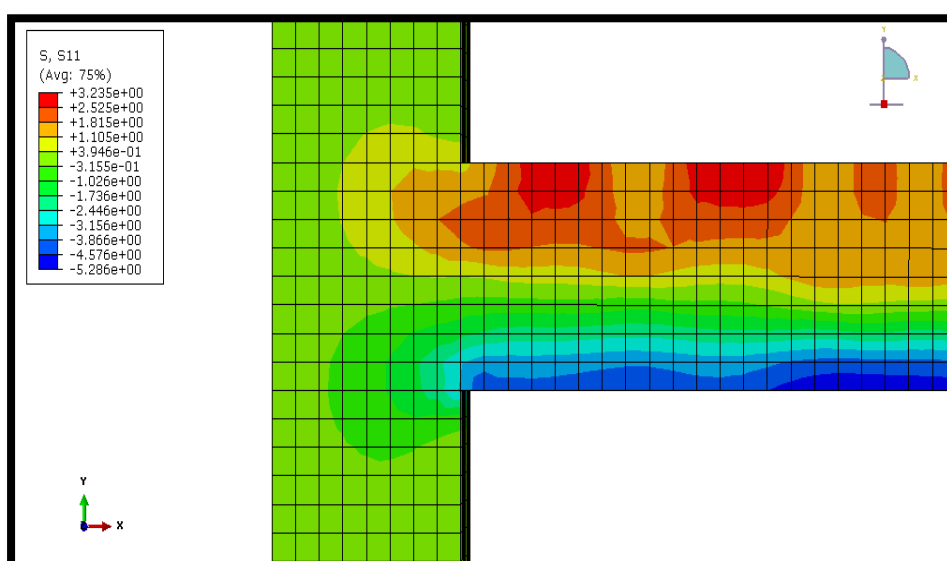
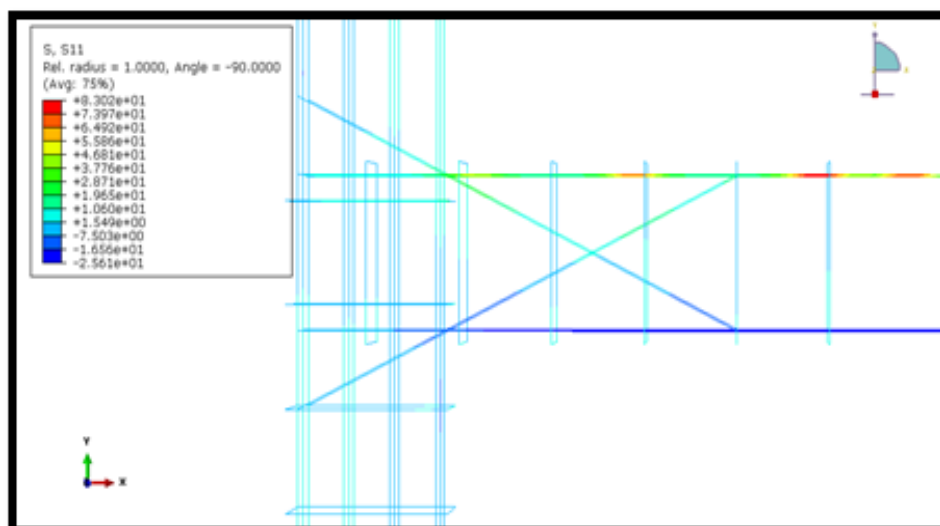
TX ۶		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۲Q۱۸ ۲Q۱۸
TX ۷		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۸ ۴Q۱۸
TX ۸		۳Q۱۸ ۳Q۱۸	۴Q۱۶ ۴Q۱۶

۷-۴- بررسی تحلیل‌های اجزا محدود

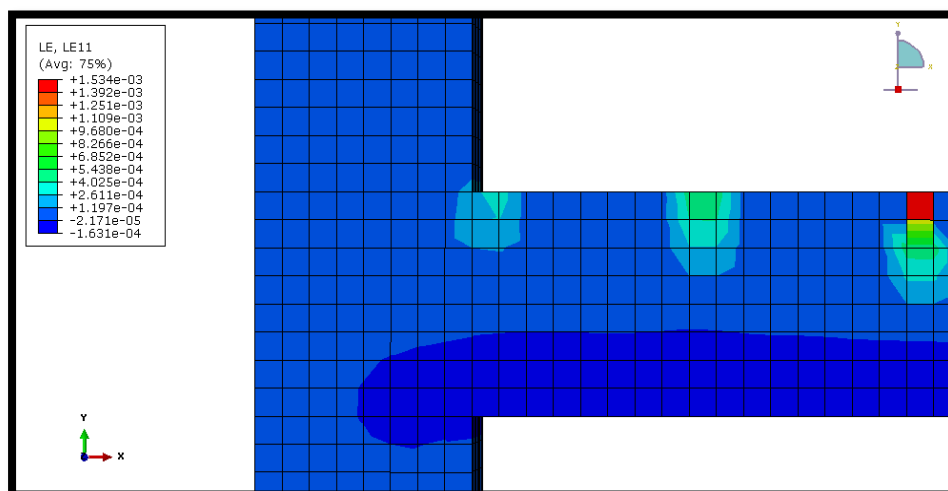
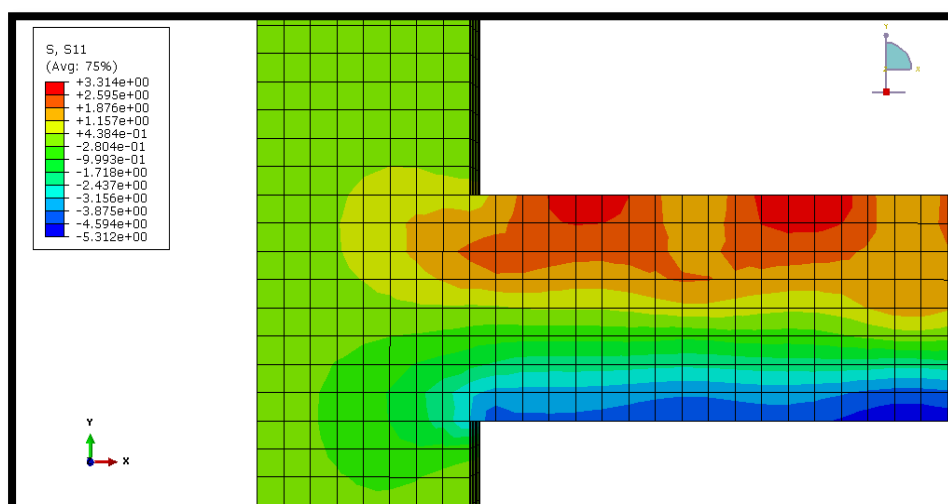
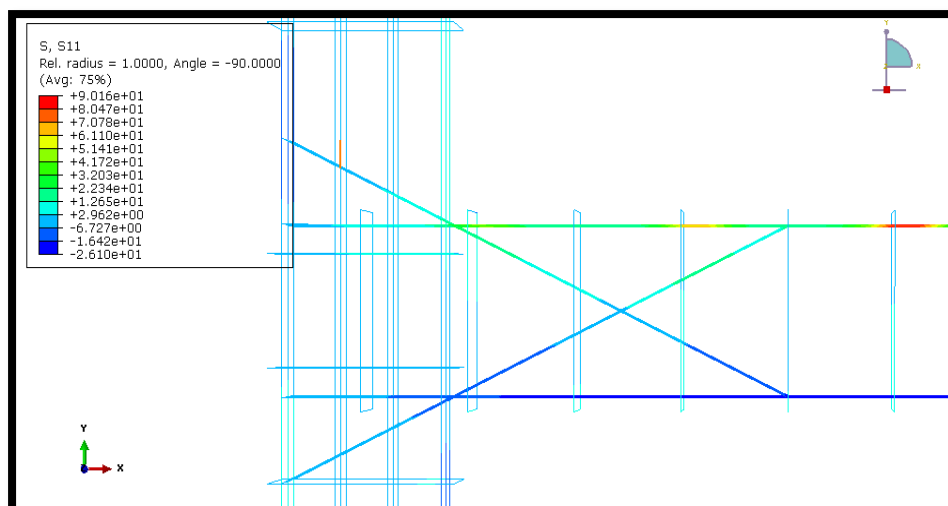
۷-۴-۱- بررسی اتصالات T شکل از نظر افزودن آرماتور ضربدری



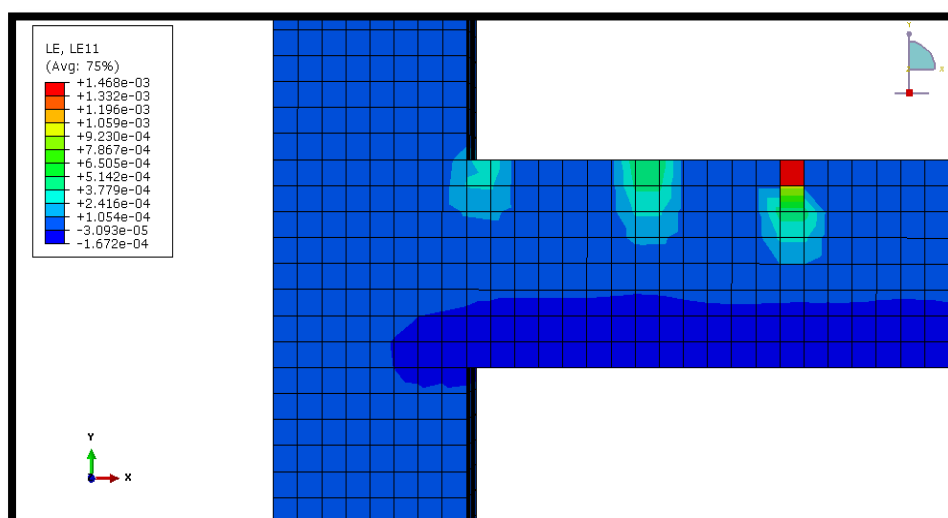
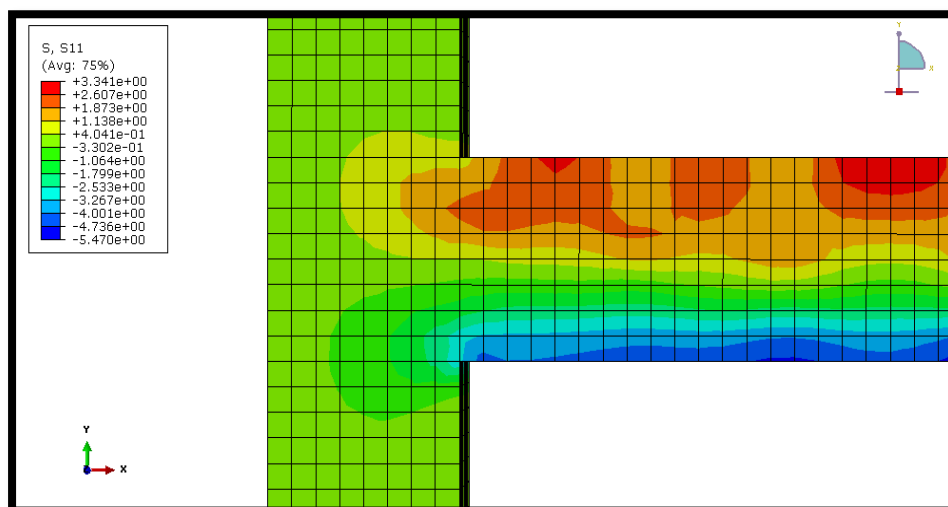
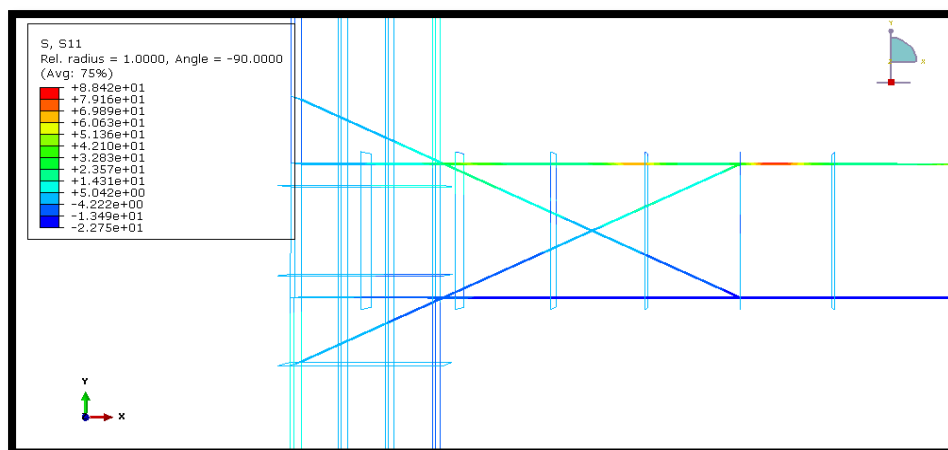
شکل (۴-۱۳)- تنش و کرنش در آرماتور و بتن در مدل T-M



شکل (۴-۱۴) - تنش و کرنش در آرماتور و بتن در مدل TX-M_{۲/۵}

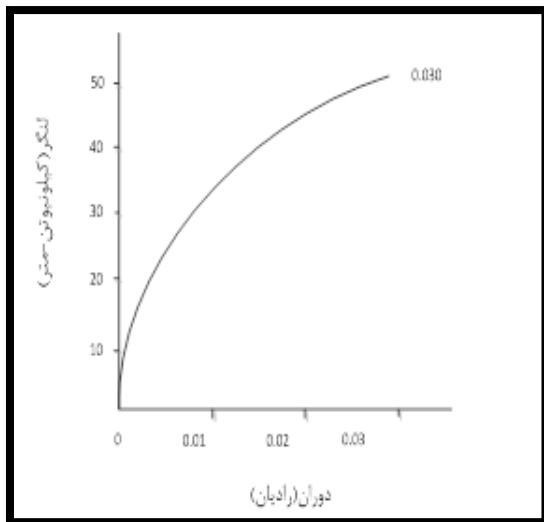


شکل (۴-۱۵) - تنش و کرنش در آرماتور و بتن در مدل TX-M۴/۵

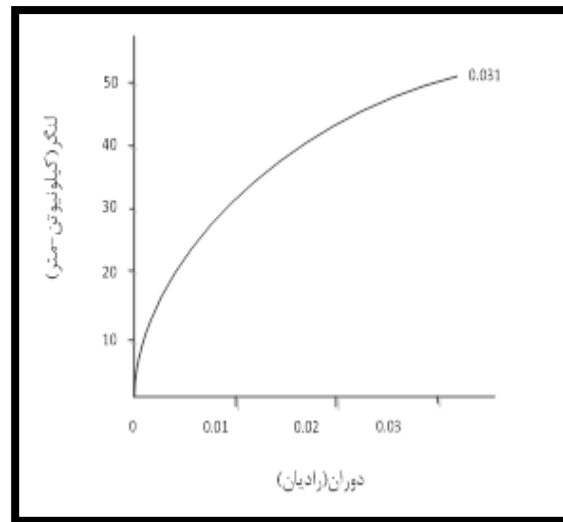


شکل (۴-۱۶) - تنش و کرنش در آرماتور و بتن در مدل TX-M5/5

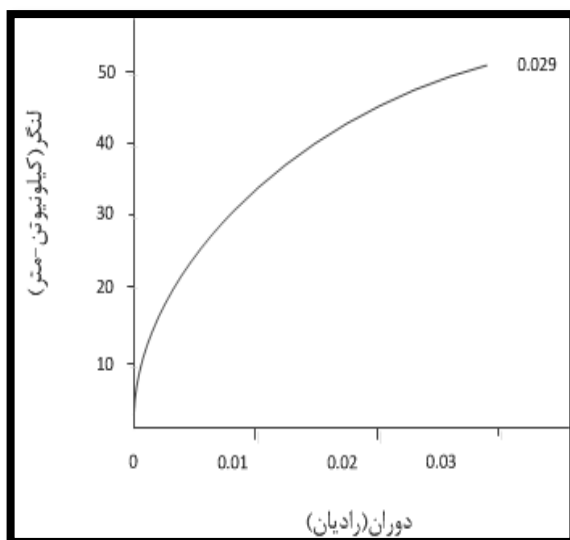
- همان طور که در شکل‌ها که مربوط به اتصال T شکل است، به وضوح دیده می‌شود آنست که :
۱. کرنش در محل اتصال در حالت ضربدری نسبت به حالت ساده در ناحیه‌ی کمتری پخش شده است و با افزایش آرماتور ضربدری در ناحیه‌ی اتصال کمتر می‌شود و در فاصله‌ای دورتر از $D/2$ منتقل می‌شود.
 ۲. تنش کششی در ناحیه‌ی اتصال، در حالت آرماتور ضربدری از حالت ساده کمتر می‌شود و در ناحیه دورتر از $D/2$ بیشتر از همین نوع تنش‌ها در حالت ساده است. در نتیجه احتمال خرابی در ناحیه‌ی دورتر اتفاق می‌افتد.
 ۳. تنش‌های فشاری و کششی در ناحیه‌ی اتصال، در حالت ساده نسبت به حالت ضربدری بیشتر شده‌است.
 ۴. تنش‌های کششی در حالت $Tx-M5/5$ ، که ۵ آرماتور ضربدری اضافه شده است، در ناحیه‌ی کمتر از $D/2$ کمتر از تنش در همین ناحیه در حالت ساده است.
- منحنی‌های $M-\theta$ نشان دهنده رفتار کل زیر سازه شامل سختی تیرها، ستون‌ها و... می‌باشد. برای اینکه رفتار اتصال و مفصل پلاستیک و مقدار جذب انرژی مشخص شود، بایستی قسمت الاستیک نمودار از کل نمودار لنگر- دوران کسر گردد. منحنی مذکور منحنی لنگر- دوران که نشان دهنده رفتار اتصال است. یک روش میزان جذب انرژی توسط تسلیم تیر در ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک، محاسبه سطح زیر نمودار منحنی‌های لنگر- دوران پلاستیک می‌باشد.



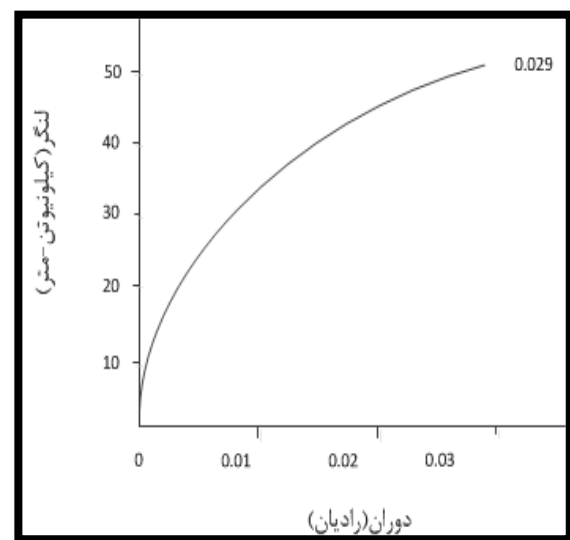
شکل (۴-۱۸) - منحنی $M-\theta$ در اتصال TX-M₂/۵



شکل (۴-۱۷) - منحنی $M-\theta$ در اتصال T-M



شکل (۴-۲۰) - منحنی $M-\theta$ در اتصال TX-M₅/۵



شکل (۴-۱۹) - منحنی $M-\theta$ در اتصال T-M₄/۵

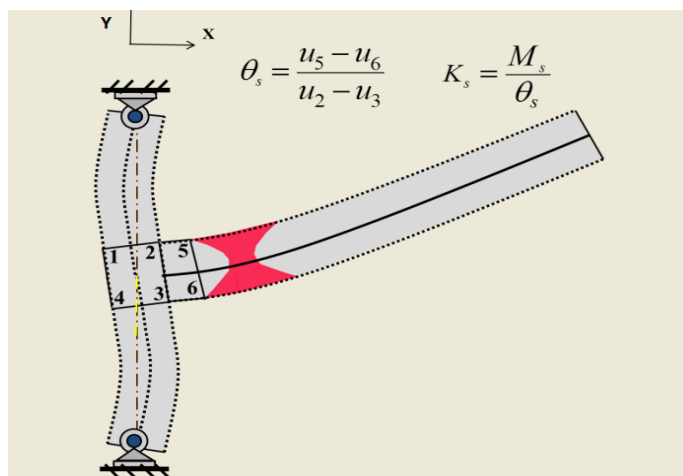
۴-۷-۲ - مقایسه از نظر شکل پذیری

در عمل شکل پذیری در مورد اتصال بی معنی است، زیرا انتظار ما از یک اتصال اینست که اتصال الاستیک بماند و پلاستیسیته و تنش‌های ماکزیمم از اتصال دور شده و مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شود.

پارامتر شکل‌پذیری از منحنی دوطبقی بدست می‌آید. منحنی دو خطی به‌گونه‌ای رسم می‌شود که قسمت خطی اول از نقطه $0.75M_U$ عبور کند که در آن لنگر نهایی گسیختگی است. مقدار شکل‌پذیری از تقسیم دوران نهایی بر دوران تسلیم مطابق رابطه‌ی (۱-۴) به دست می‌آید.

(۱-۴)

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$



جدول (۴-۷-الف)- زاویه‌ی اتصال در نمونه‌ها

مدل اتصال مورد نظر	U_2	U_3	U_5	U_6	زاویه بین تیر و ستون در ناحیه- ی اتصال $\frac{U_5 - U_6}{U_2 - U_3}$
T-M	۰/۰۶۷۰۲۷۴	-۰/۰۵۰۶۳۰۲	۰/۱۳۱۰۳۸	-۰/۰۸۳۹۶۵۲	۰/۰۳۱۸۷۷ rad
TX-M-۲/۵	۰/۰۶۵۲۳۸۵	-۰/۰۵۱۸۴۸	۰/۱۱۷۲۵	-۰/۰۸۴۲۲۶۸	۰/۰۳۰۰۱۷ rad
TX-M-۴/۵	۰/۰۶۵۵۶۹	- ۰/۰۵۱۴۲۱۵	۰/۱۱۴۶۳۱	-۰/۰۸۲۴۲۱۸	۰/۰۲۹۳۸۳ rad
TX-M-۵/۵	۰/۰۵۹۴۳۸۷	-۰/۰۵۱۶۴۴۸	۰/۱۰۸۱۴۵	-۰/۰۸۲۶۸۸۳	۰/۰۲۹۹۶۸ rad

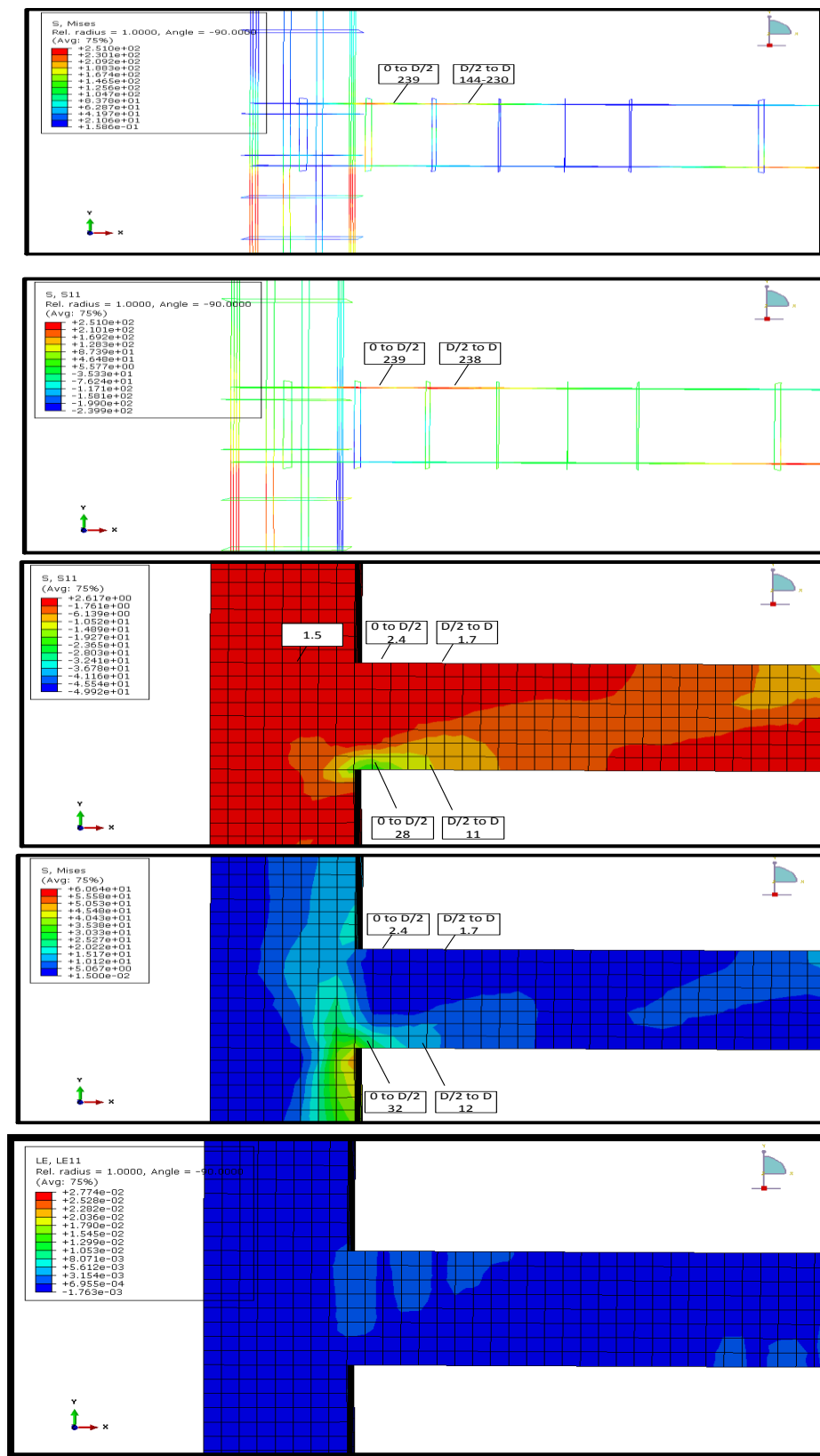
جدول (۴-۷-ب) - شکل پذیری نمونه‌های مورد نظر

مدل اتصال مورد نظر	Θ_Y (Rad)	Θ_U (Rad)	μ
T-M	۰/۰۱۸۵	۰/۰۳۱۸۷۷	۱/۷۲
TX-M-۲/۵	۰/۱۴۵	۰/۰۳۰۰۱۷	۲/۰۷
TX-M-۴/۵	۰/۰۱۲۵	۰/۰۲۹۳۸۳	۲/۳۵
TX-M-۵/۵	۰/۰۱۲۰	۰/۰۲۹۹۶۸	۲/۴۹

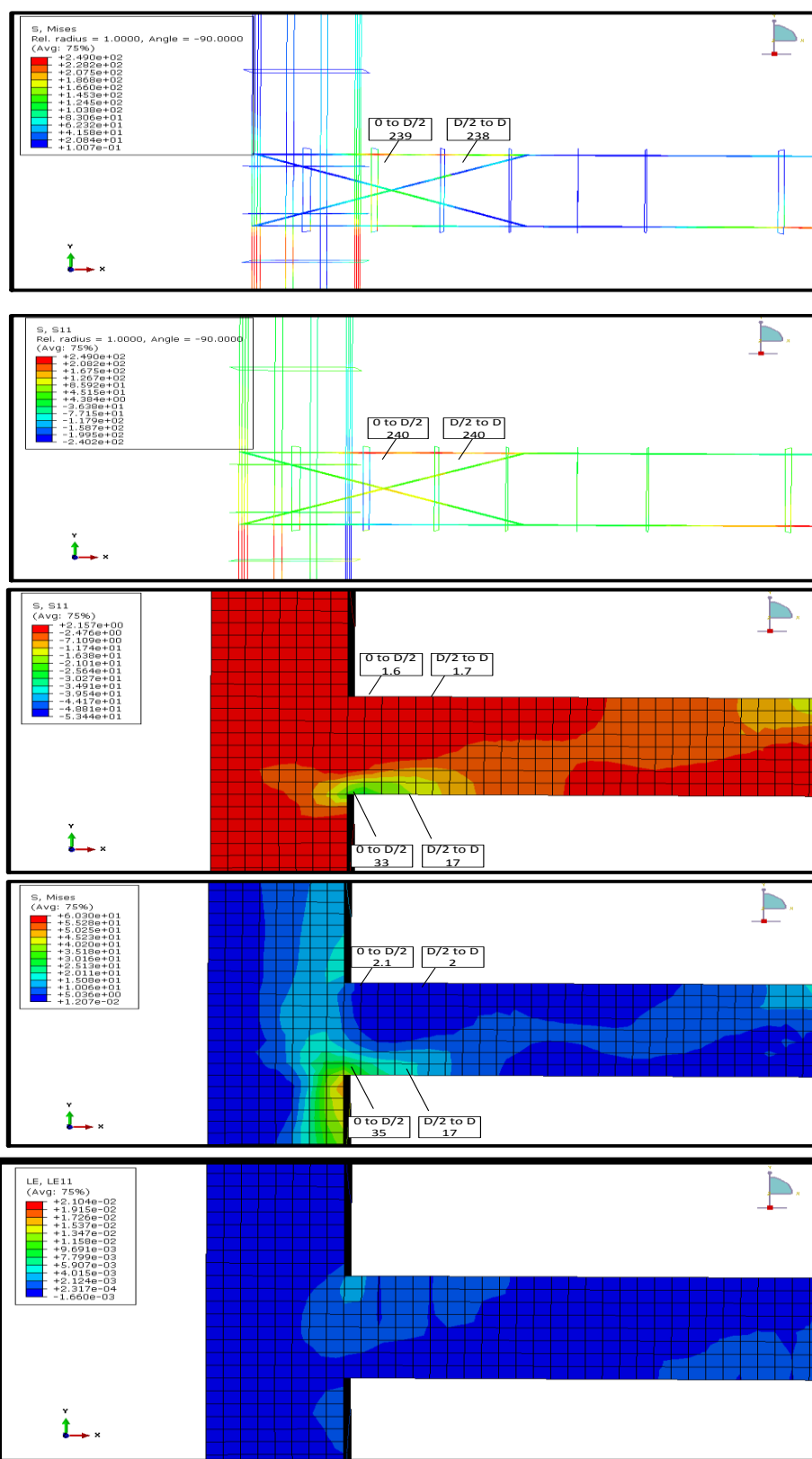
همانطور که در شکل و جدول مشاهده می‌شود، بر حسب مقادیر جابجایی در نقاط مشخص شده در شکل می‌توان زاویه مورد نظر را بدست آورد. در اینجا با توجه به انرژی‌های جنبشی و انرژی کل این مقادیر به دست آمده‌اند.

باتوجه به مقادیر شکل پذیری در اتصالات مورد نظر، مشاهده می‌شود که با افزایش میلگردهای ضربدری در ناحیه‌ی اتصال میزان شکل‌پذیری افزایش یافته و میزان انرژی جذب شده در ناحیه‌ی اتصال افزایش می‌یابد.

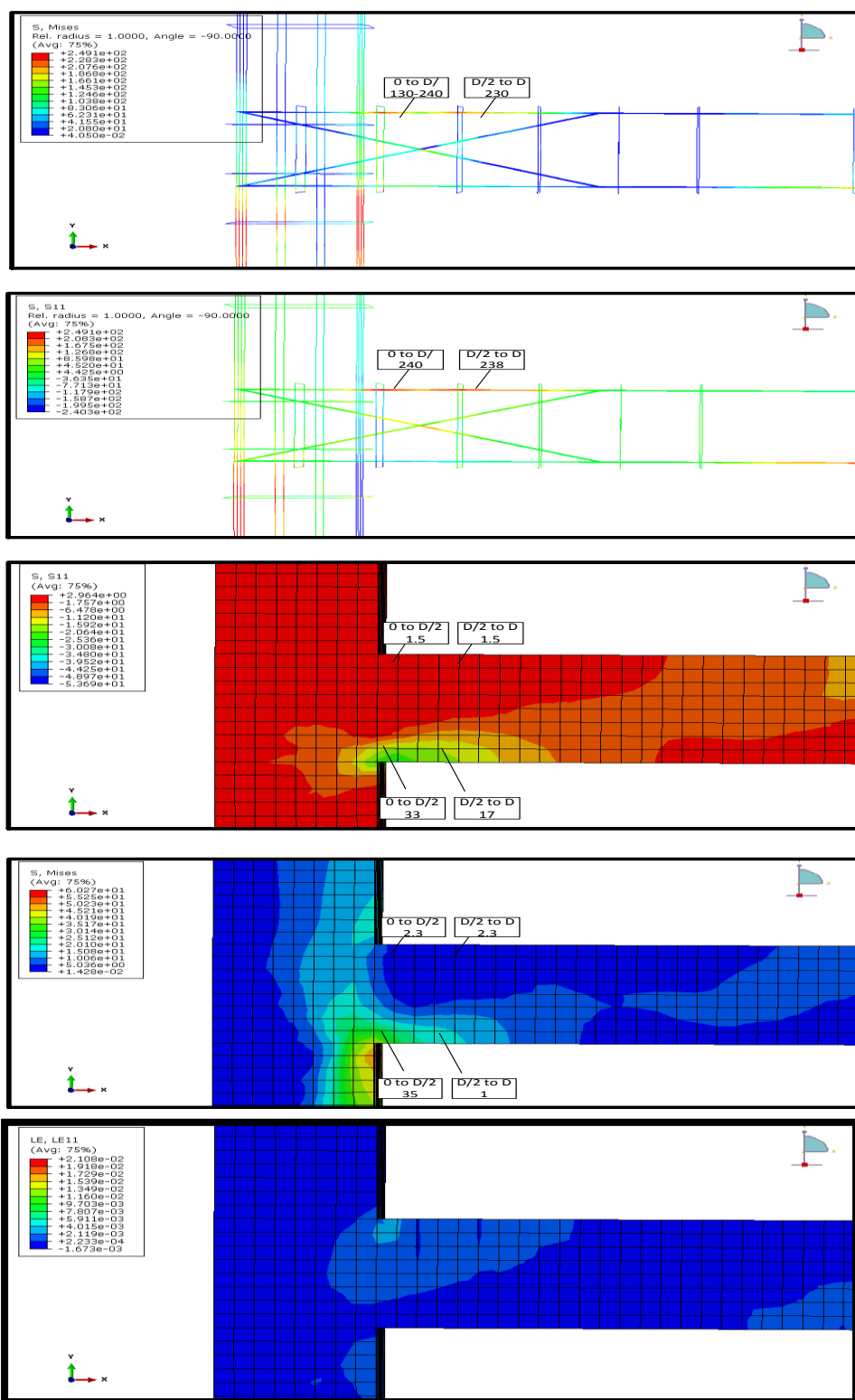
۳-۷-۴- بررسی اتصالات T شکل در حالتی که محل برخورد آرماتور ضربدری تغییر کند



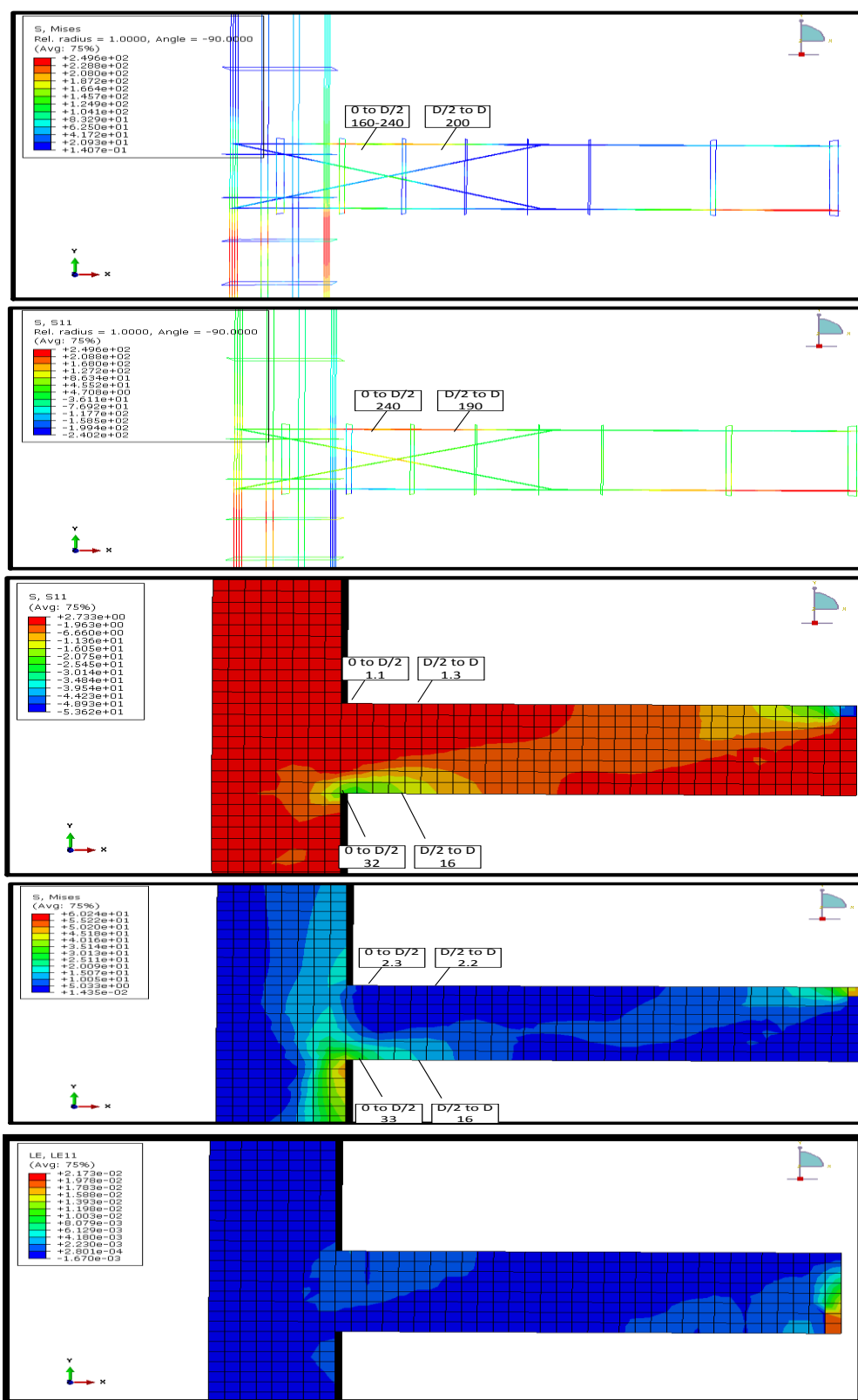
شکل (۴-۲۱) - تنش ها و کرنش ها در نمونه T-5Q



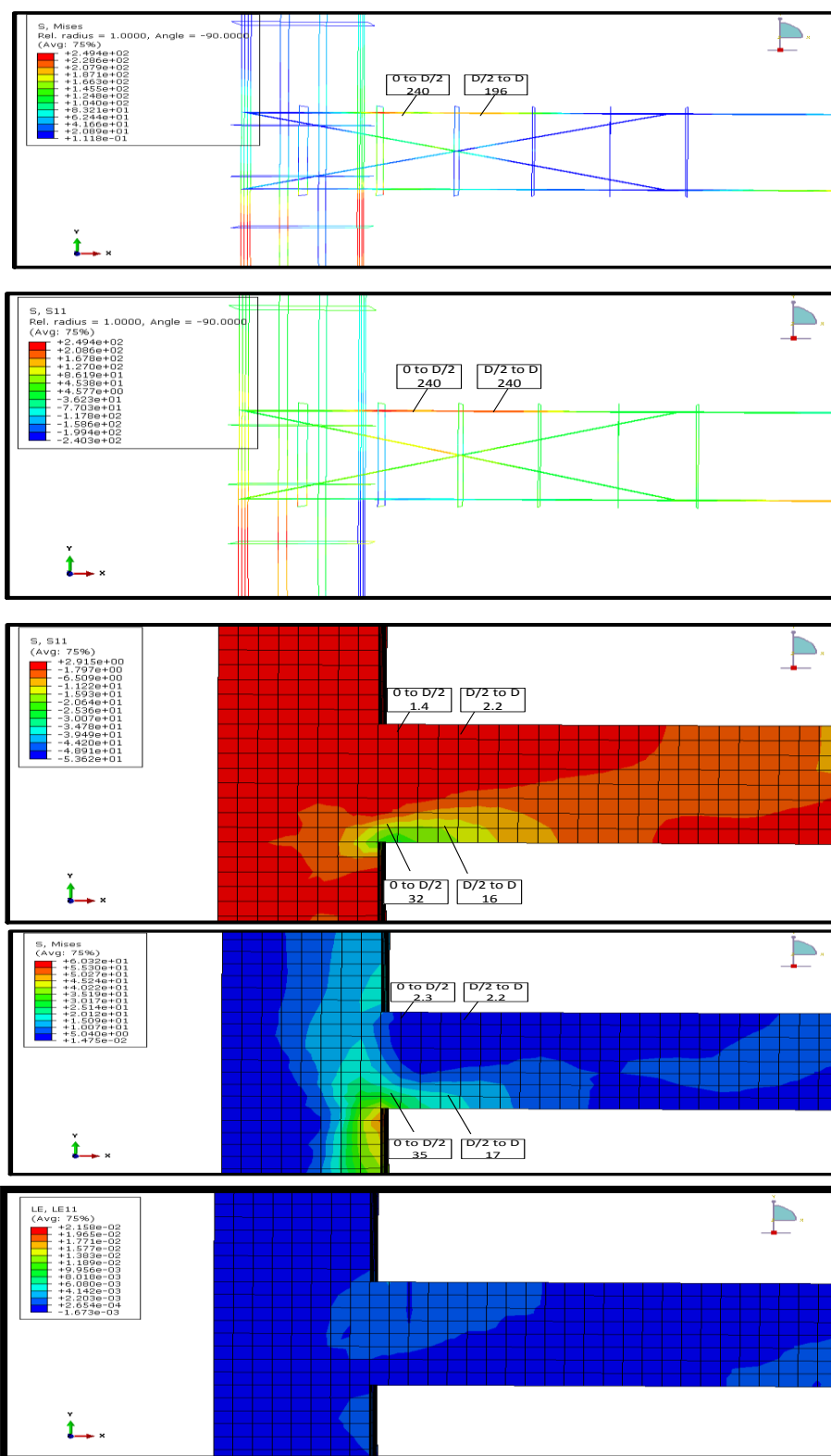
شکل (۴-۲۲) - تنش ها و کرنش ها در نمونه $TX-50$



شکل (۴-۲۳) - تنش ها و کرنش ها در نمونه T X-۱۰۰



شکل (۴-۲۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه T X-۲۰۰



شکل (۴-۲۵) - تنش ها و کرنش ها در نمونه ۲۵۰-TX

جدول (۸-۴) - مقادیر تنش در مدل‌های T شکل

تنش بتن در $D/۲$ تا D	تنش بتن در ۰ تا $D/۲$	تنش آرماتور در $D/۲$ تا D	تنش آرماتور در ۰ تا $D/۲$	در صد میلگرد خم شده	نوع آرایش آرماتور
۱/۷ ۱۱	۲/۴ ۲۸	۲۳۸	۲۳۹	۰	T-۵Q
۱/۷ ۱۷	۱/۶ ۳۳	۲۴۰	۲۴۰	۰/۴	T-X۵۰
۱/۵ ۱۷	۱/۵ ۳۳	۲۳۸	۲۴۰	۰/۴	T-X۱۰۰
۱/۳ ۱۶	۱/۱ ۳۲	۱۹۰-۲۱۰	۲۴۰	۰/۴	T-X۲۰۰
۲/۲ ۱۶	۱/۴ ۳۲	۲۴۰	۲۴۰	۰/۴	T-X۲۵۰

جدول (۹-۴) - زاویه‌ها در مدل‌های T شکل

زاویه بین تیر و ستون در ناحیه‌ی اتصال $\frac{U5-U6}{U2-U3}$	$U6$	$U5$	$U3$	$U2$	مدل اتصال مورد نظر
۰/۰۲۵۱۹۶ rad	-۱۱/۸۴۹۴	-۹/۷۳۶۴۶	-۱۱/۶۶۵۳	-۱۰/۲۰۲۴	T-۵Q
۰/۰۲۶۳۵۶ rad	-۱۱/۸۳۷۴	-۹/۷۰۸۳۱	-۱۱/۶۲۰۶	-۱۰/۲۱۱۴	T-X۵۰
۰/۰۲۶۰۶ rad	-۱۱/۸۳۳۸	-۹/۶۹۵۷۹	-۱۱/۶۲۷۷	-۱۰/۱۹۶۵	T-X۱۰۰
۰/۰۲۵۰۸ rad	-۱۱/۸۲۹	-۹/۷۵۲۰۵	-۱۱/۶۲۶	-۱۰/۱۸۱۵	T-X۲۰۰
۰/۰۲۴۸۸۸ rad	-۱۱/۸۲۳۷	-۹/۷۴۹۹۶	-۱۱/۶۲۶۹	-۱۰/۱۷۳۴	T-X۲۵۰

جدول (۱۰-۴) - کرنش ماکزیمم در مدل‌ها

کرنش ماکزیمم در فاصله $D/۲$ تا D	کرنش ماکزیمم در فاصله ۰ تا $D/۲$	مدل اتصال مورد نظر
	✓	T-۵Q
	✓	T-X۵۰
	✓	T-X۱۰۰
✓		T-X۲۰۰
✓		T-X۲۵۰

در قاب‌های خمشی، تیرها به عنوان اعضای جاذب انرژی حاصل از نیروهای جانبی محسوب می‌گردند که این وظیفه را با رفتار غیر خطی در محل مفصل پلاستیک انجام می‌دهند. کانتورهای تنش فون میسز، تنش در راستای X و تنش‌های دیگر تحت بارگذاری مورد نظر در شکل‌های زیر مشاهده می‌شود. آنچه در تمامی این تصاویر که مربوط به اتصال T شکل است، به وضوح دیده می‌شود آنست که :

۱. خم کردن آرماتورهای طولی موجود تاثیر چندانی در انتقال تنش‌های ماکزیمم ندارد.

۲. تنش‌های موجود در آرماتور در ناحیه‌ی کمتر از $D/2$ نزدیک به اتصال تغییر چندانی نسبت به حالت ساده نداشته‌اند. همچنین برای فاصله‌ی بیشتر از $D/2$ نیز تغییر چندانی نداشته که به بهبود رفتار اتصال کمک کند.

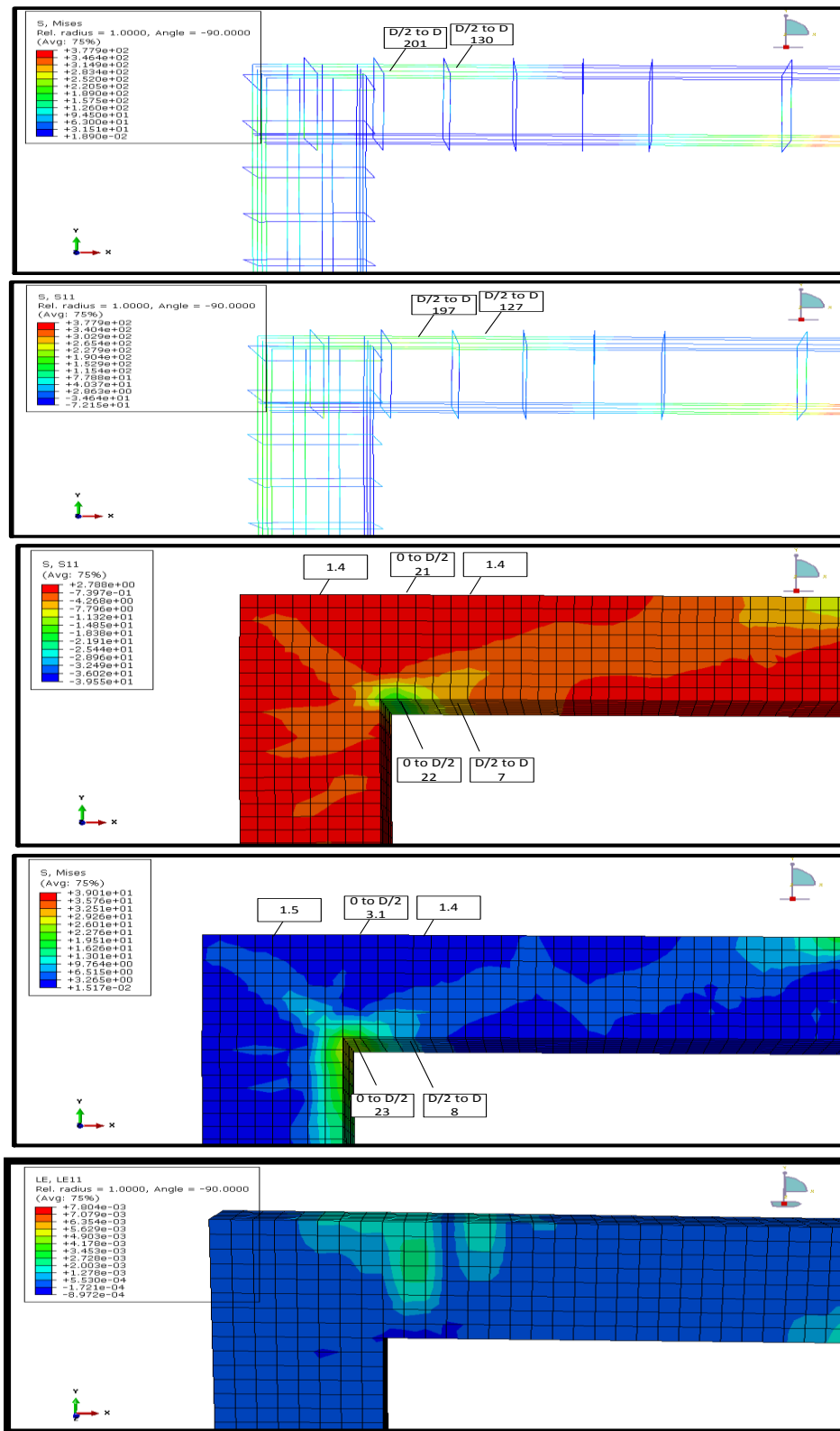
۳. تنش کششی بتن در ناحیه‌ی ۰ تا $D/2$ برای حالت‌های ضربدری نسبت به حالت ساده کاهش یافته است. با تغییر فاصله برخورد آرماتورهای ضربدری تغییر چندانی نکرده است.

۴. تنش کششی بتن در ناحیه‌ی $D/2$ تا D برای حالت TX250 نسبت به حالت ساده افزایش داشته است.

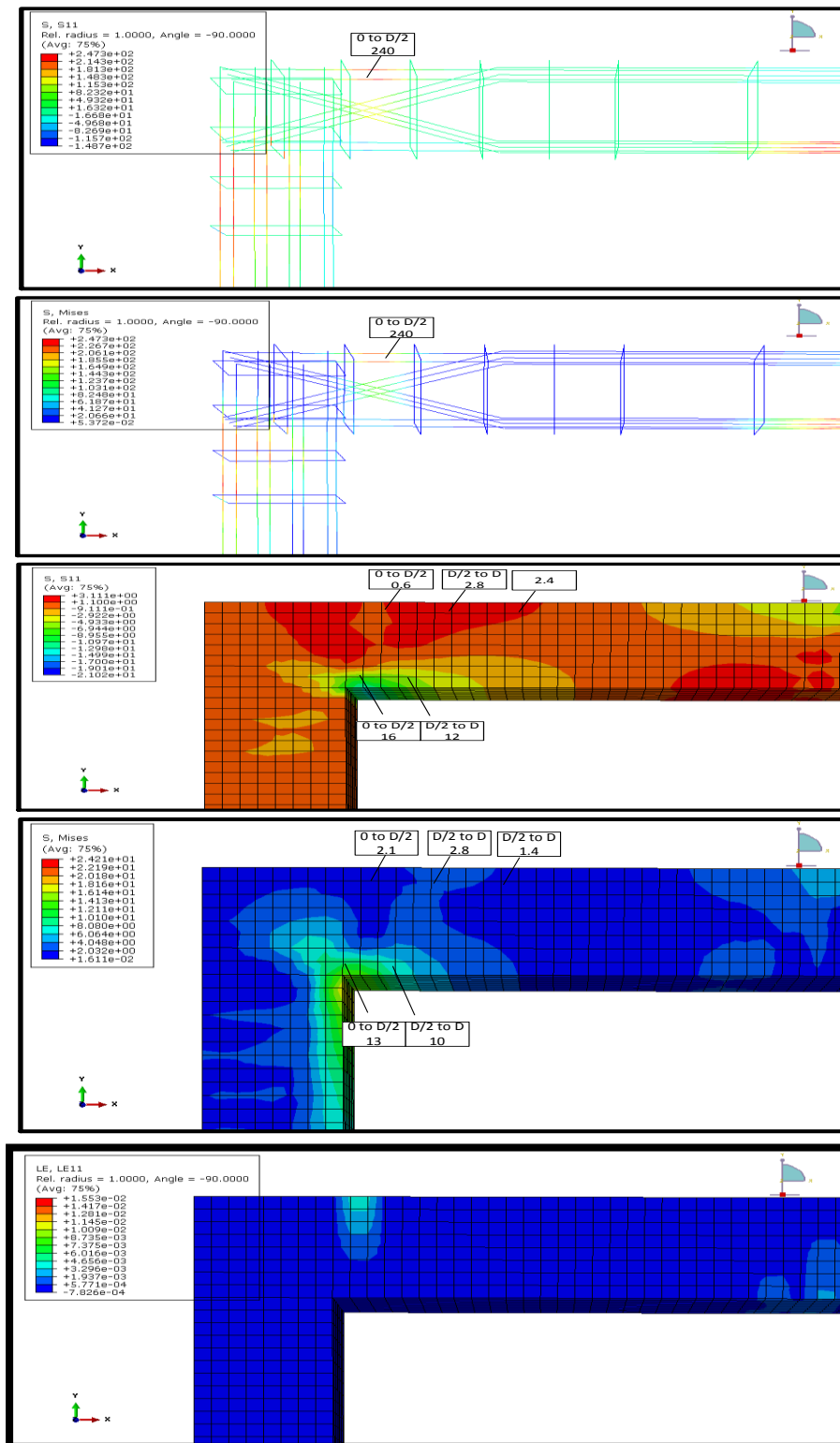
۵. تنش فشاری بتن در ناحیه‌ی ۰ تا $D/2$ در حالت‌های ضربدری نسبت به حالت ساده افزایش داشته است.

۶. کرنش در محل اتصال از حالت متمرکز بودن در می‌آید و با مقادیر کمتری در فاصله‌ی دورتر از اتصال گسترش پیدا می‌کند. در حالت‌های TX200, TX250 کرنش ماکزیمم در ناحیه‌ی دورتر از $D/2$ اتفاق افتاده است

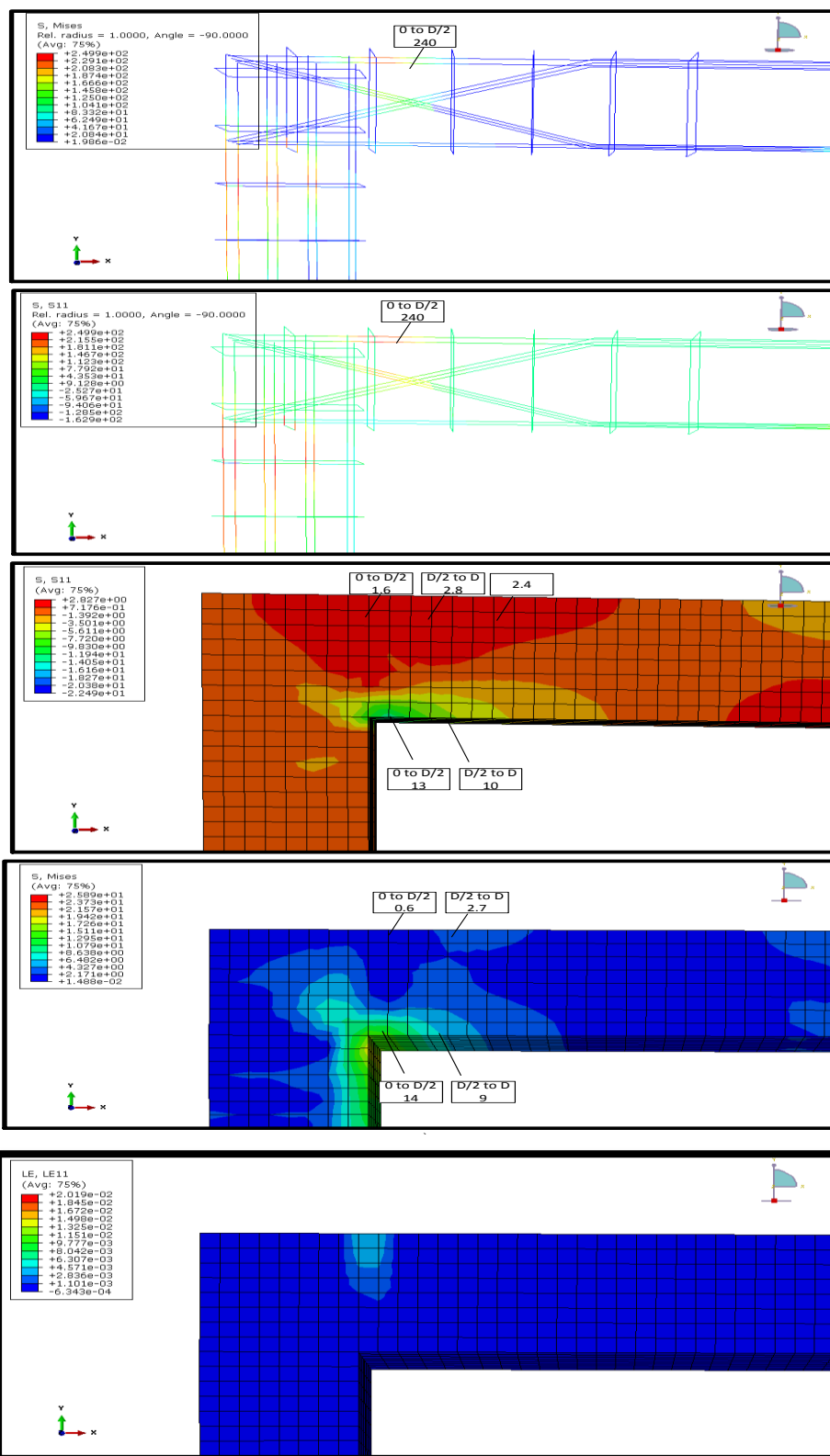
۴-۷-۴- بررسی اتصالات L شکل در حالتی که محل برخورد آرماتور ضربدری تغییر کند



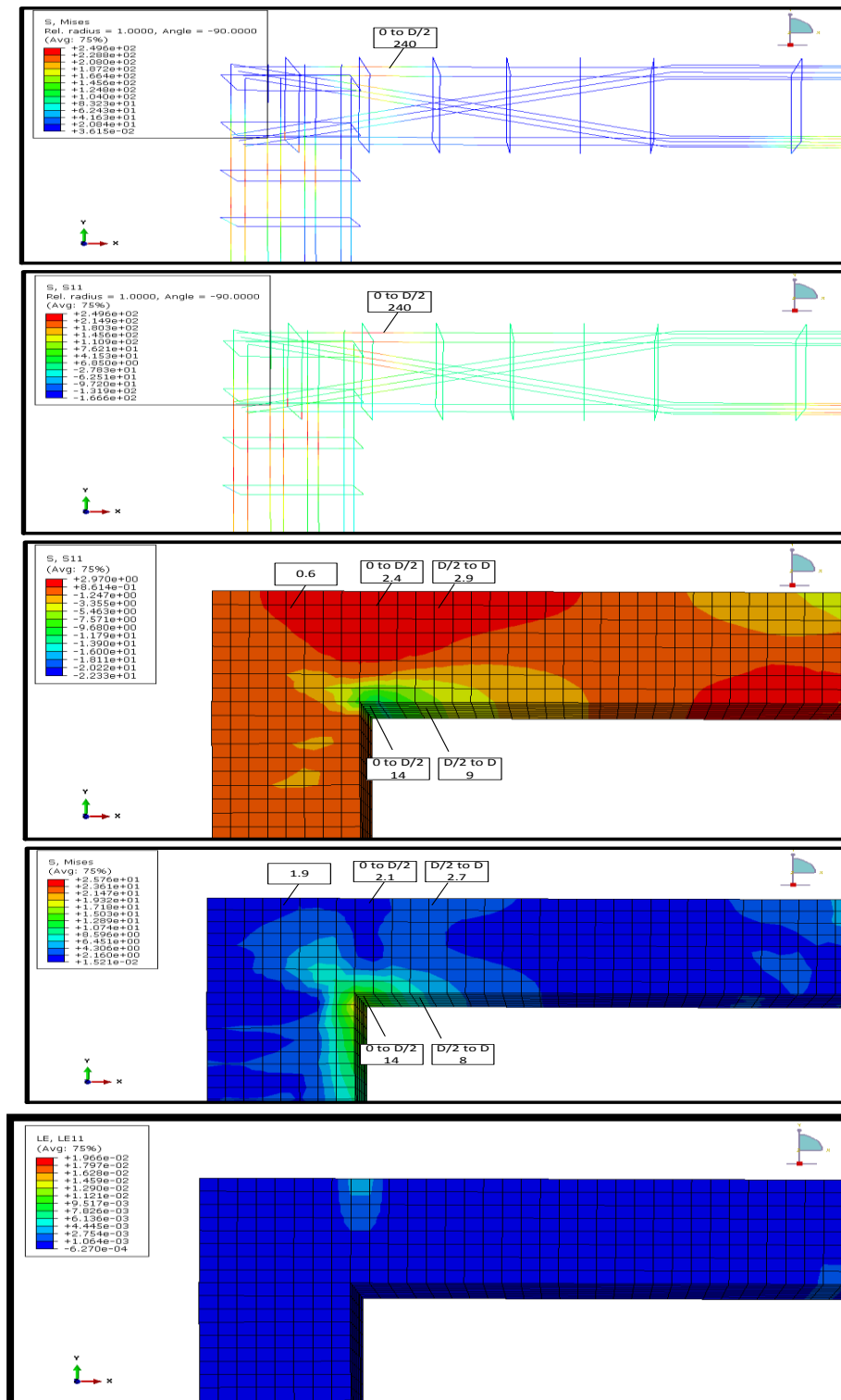
شکل (۴-۲۶)- تنش ها و کرنش ها در نمونه L-۵Q



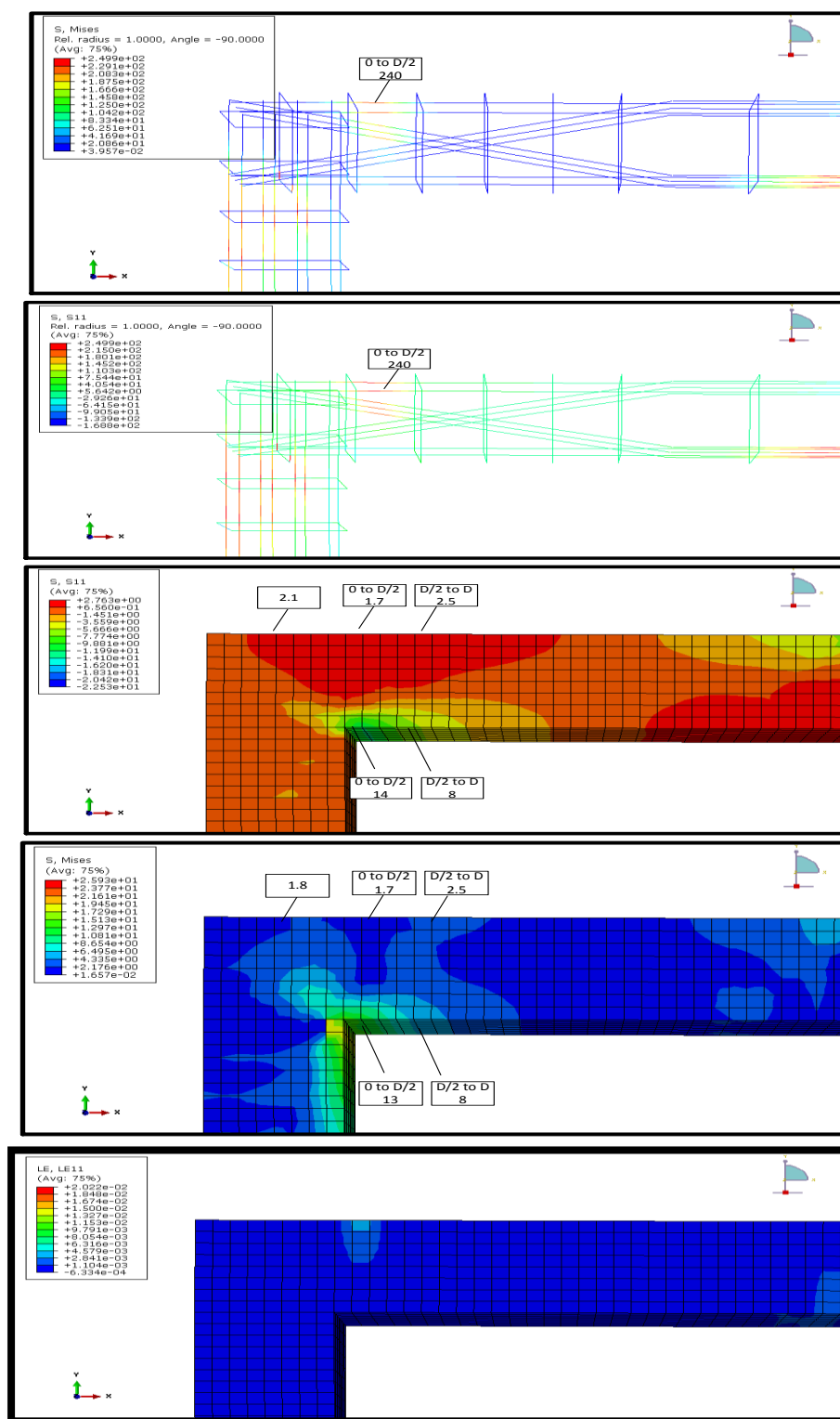
شکل (۴-۲۷) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX-۵۰



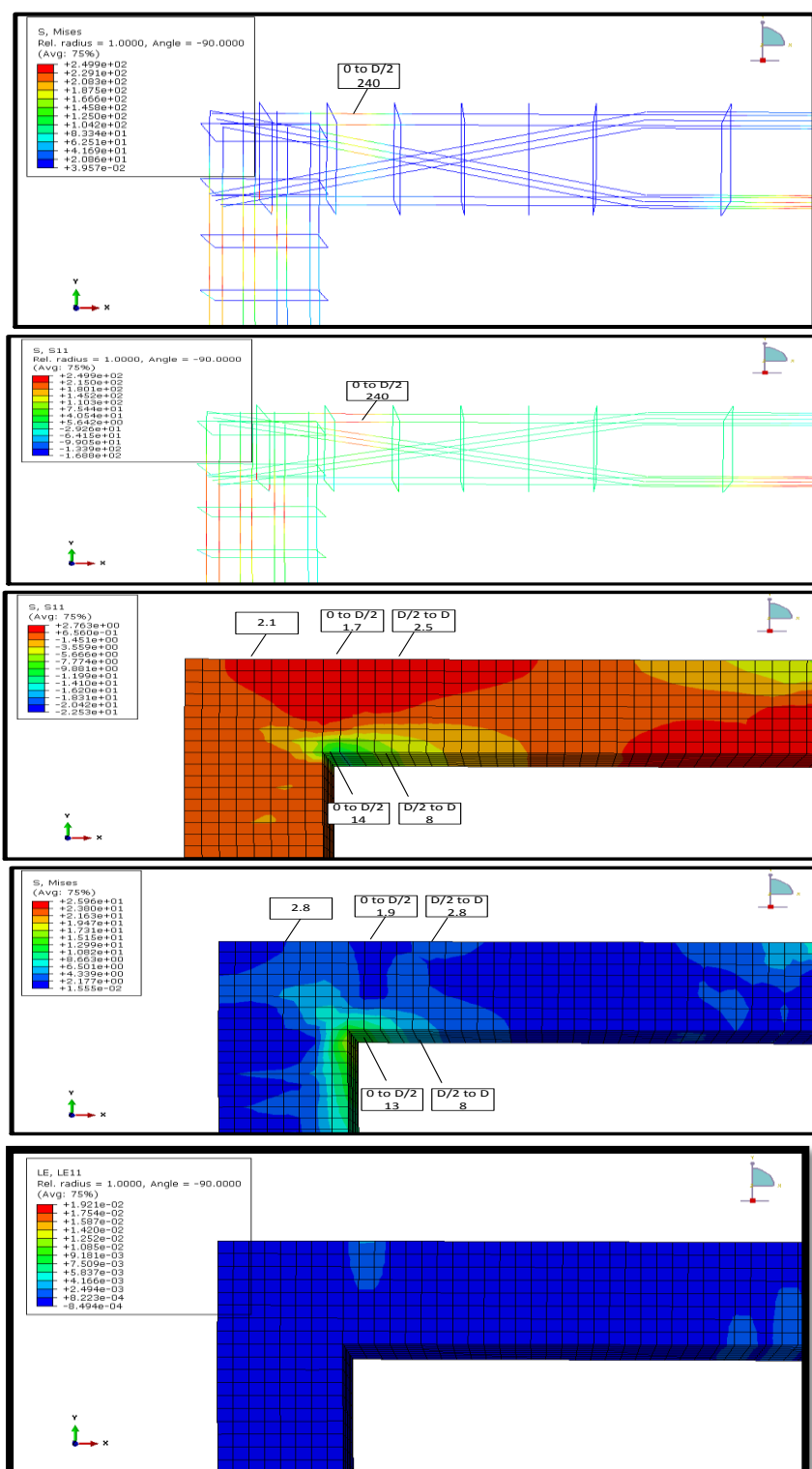
شکل (۴-۲۸) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX-۱۰۰



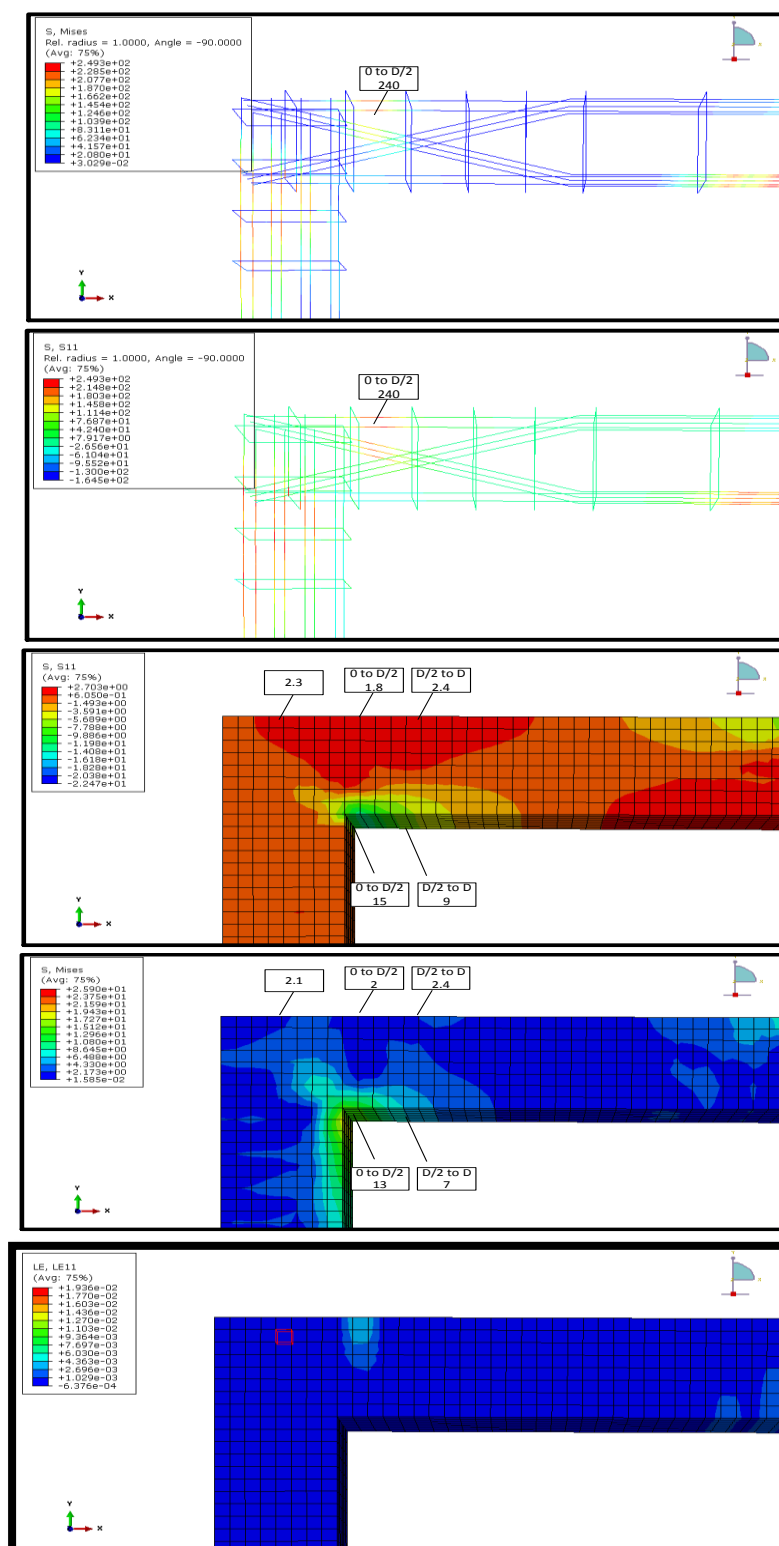
شکل (۴-۲۹) - تنش‌ها و کرنش‌ها در نمونه LX-۲۰۰



شکل (۴-۳۰) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX-۲۵۰



شکل (۴-۳۱) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX-۳۰۰



شکل (۴-۳۲) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX-۴۰۰

جدول (۴-۱۱) - تنش‌ها در مدل‌های L شکل

تنش بتن در $D/2$ تا D	تنش بتن در ۰ تا $D/2$	تنش آرماتور در $D/2$ تا D	تنش آرماتور در ۰ تا $D/2$	در صد میلگرد خم شده	نوع آرایش آرماتور
۰/۸ ۱۱	کشش ۲/۱ فشار ۲۲	۱۲۰	۱۵۶	۰	L-۵ Q
۲/۸ ۱۲	۰/۶ ۱۶	۴۵	۲۴۱	۰/۶	L-X۵۰
۲/۸ ۱۰	۱/۶ ۱۳	۴۵	۲۴۰	۰/۶	L-X۱۰۰
۲/۹ ۹	۲/۱ ۱۴	۴۶	۲۴۱	۰/۶	L-X۲۰۰
۲/۵ ۸	۱/۷ ۱۴	۴۳	۲۴۰	۰/۶	L-X۲۵۰
۲/۵ ۸	۱/۷ ۱۴	۴۷	۲۴۱	۰/۶	L-X۳۰۰
۲/۴ ۹	۱/۸ ۱۵	۴۵	۲۴۰	۰/۶	L-X۴۰۰

کانتورهای تنش فون میسرز، تنش در راستای X و تنش‌های دیگر تحت بارگذاری مورد نظر در شکل - های زیر مشاهده می‌شود. آنچه در تمامی این تصاویر که مربوط به اتصال L شکل است، مشاهده می‌شود آنست که :

۱. تنش آرماتور ناحیه‌ی اتصال در فاصله ۰ تا $D/2$ در حالت آرماتور ضربدری بیشتر از حالت ساده می‌شود.

۲. تنش آرماتور در ناحیه دورتر از $D/2$ در حالت آرماتورهای ضربدری کمتر از همین نوع تنش - ها در حالت ساده است.

۳. تنش کششی بتن در ناحیه‌ی کمتر از $D/2$ در حالت های ضربدری آرماتور کاهش داشته است.

۴. تنش کششی در حالت آرماتور ضربدری در ناحیه‌ی دورتر از $D/2$ بیشتر از تنش کششی در حالت ساده است.

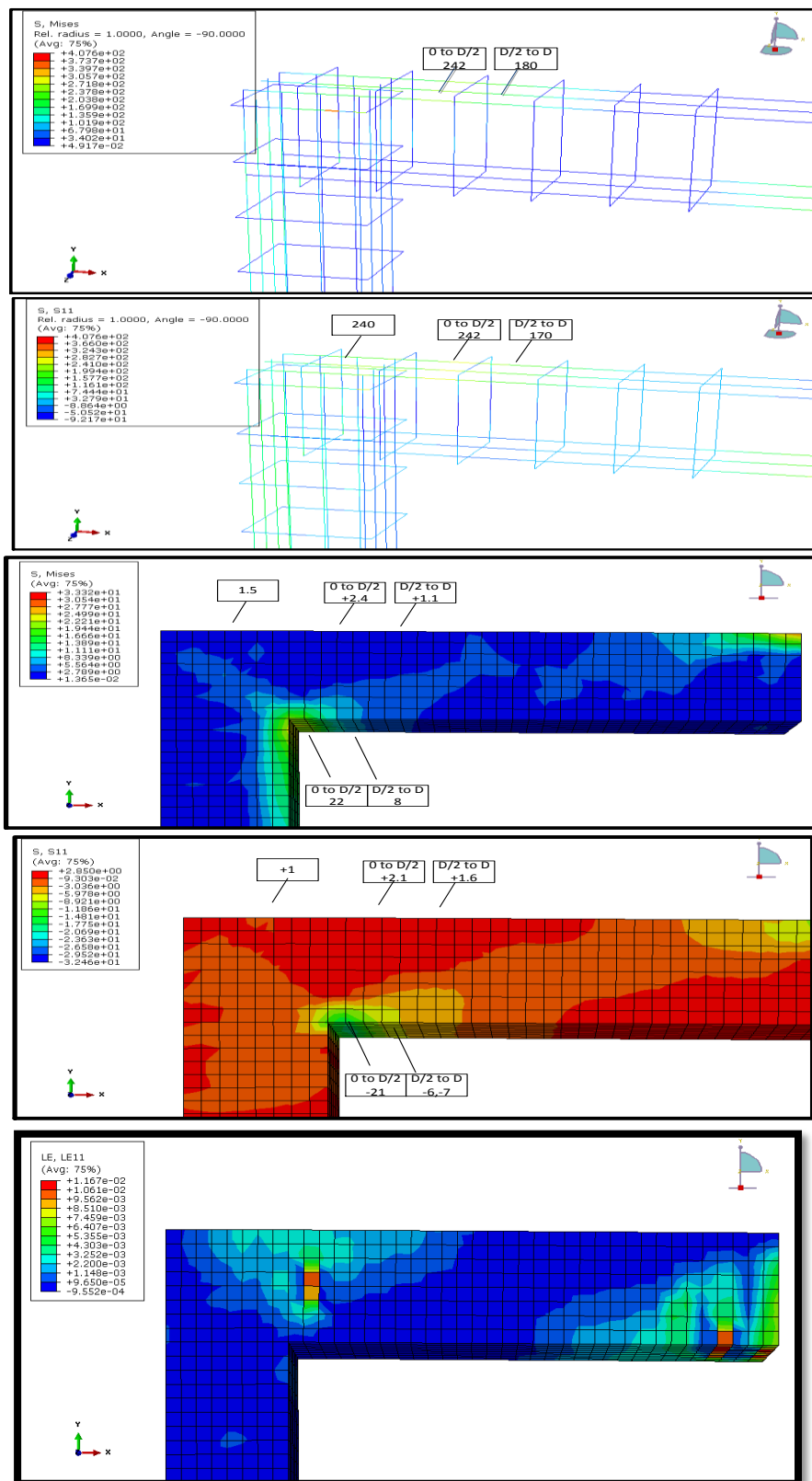
۵. تنش فشاری بتن در حالت‌های ضربدری نسبت به حالت ساده در فاصله کمتر از $D/2$ کاهش داشته است.

۶. تنش فشاری بتن در حالت‌های ضربدری نسبت به حالت ساده در فاصله بیشتر از $D/2$ تغییر چندانی نداشته است.

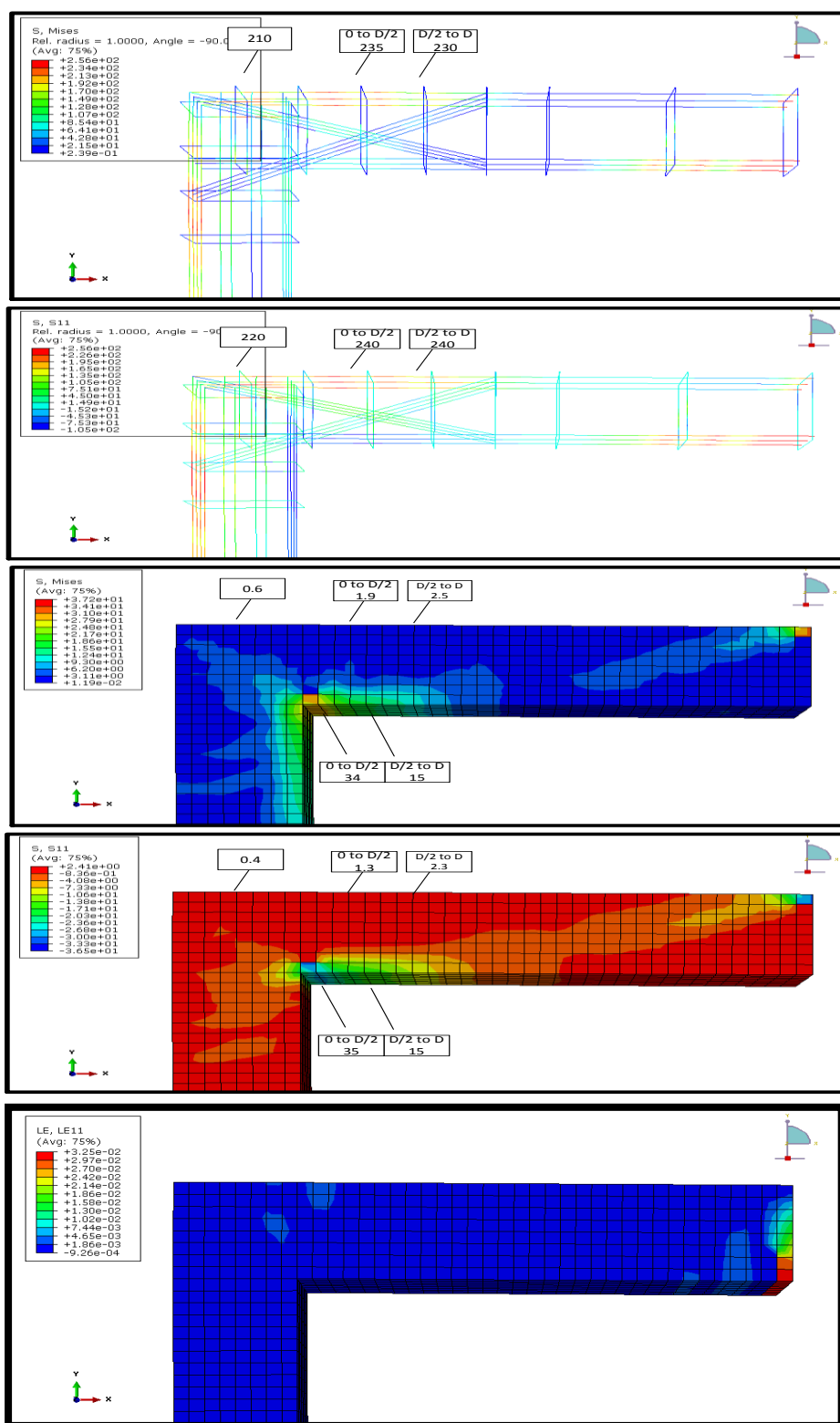
✎ با بررسی نتایج حاصل از مدل‌های ضربدری X تا کنون ارائه شد، مشاهده می‌شود که تنش‌های بوجود آمده در ناحیه‌ی کمتر از $D/2$ در نزدیکی اتصال، هم در بتن و هم در آرماتور تغییر چندانی نکرده است، که به بهبود رفتار و عملکرد اتصال کمکی کند و مفصل پلاستیک را به ناحیه‌ی دورتر از اتصال و در تیر انتقال دهد. همچنین با توجه به محل کرنش ماکزیمم که دلیل خرابی است، مشاهده می‌شود که صرفاً با اعمال آرماتور به شکل X ساده نمی‌توان محل تشکیل تنش و کرنش ماکزیمم را به ناحیه دورتر از اتصال انتقال داد. در نتیجه باید حالت‌های دیگر آرماتورگذاری بررسی شود که بتواند تنش و کرنش ماکزیمم را به ناحیه‌ی دورتر از اتصال و در تیر تغییر داد.

در بخش بعدی حالت‌های خاص آرماتورگذاری در اتصال زانویی و T شکل آورده شده‌است که سعی شده در این نمونه‌ها سختی محل اتصال آنقدر بالا رود که خرابی و مفصل پلاستیک و کرنش‌ها و تنش‌های ماکزیمم در تیر رخ دهد.

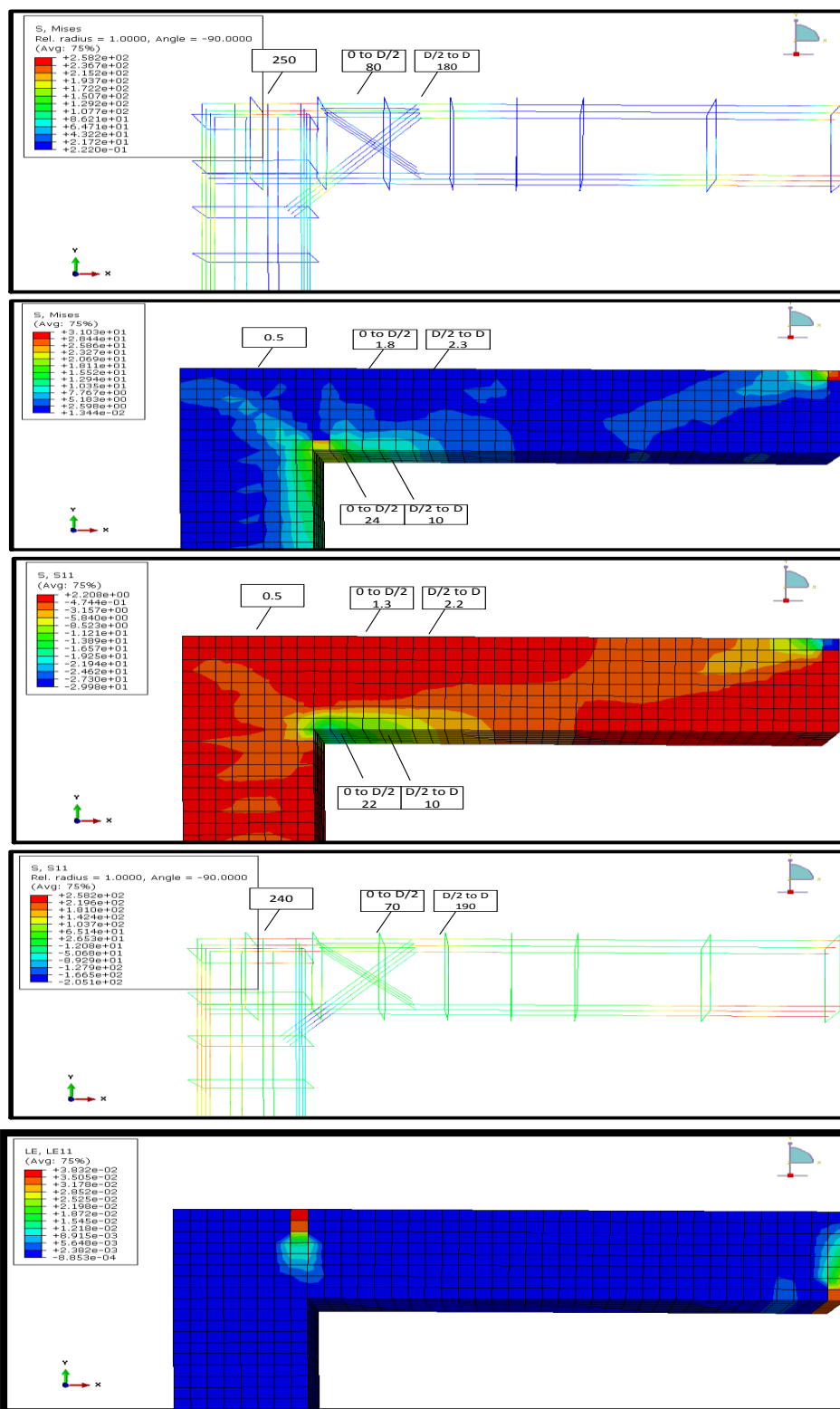
۴-۷-۵- بررسی اتصالات زانویی در حالت‌های خاص آرماتورگذاری



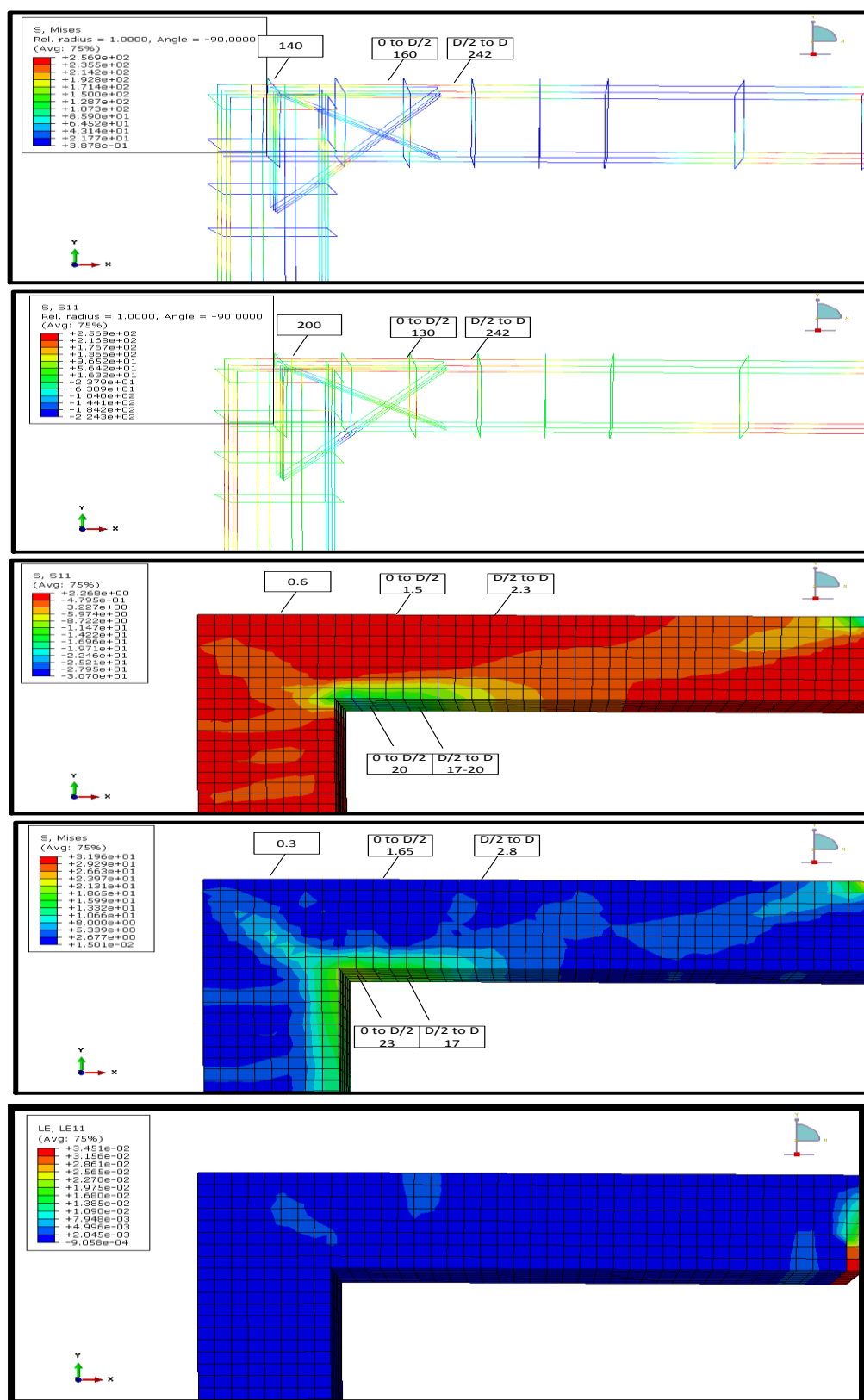
شکل (۴-۳۳)- تنش ها و کرنش ها در نمونه L-۳Q



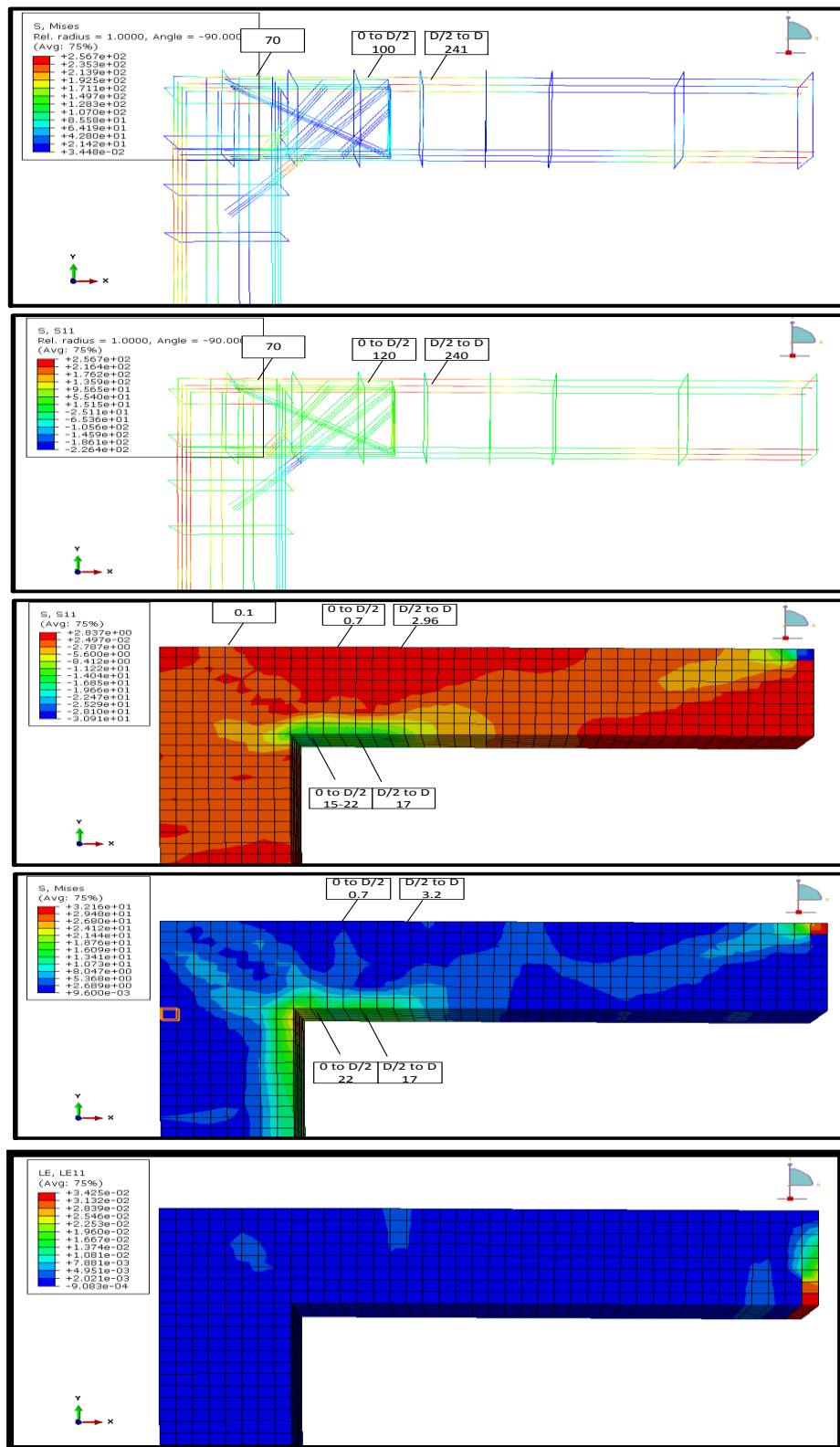
شکل (۴-۳۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX۱



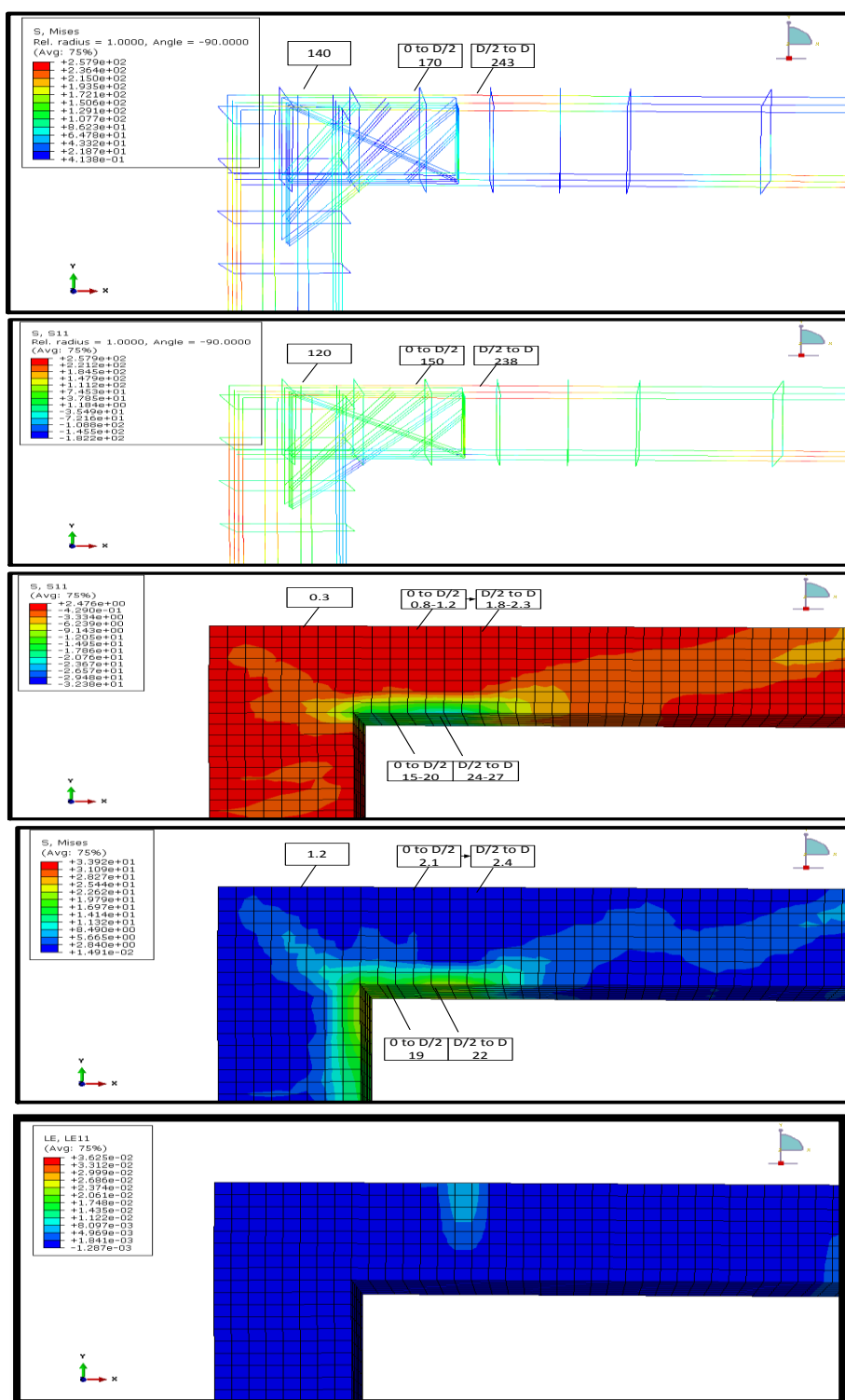
شکل (۴-۳۵) - تنش‌ها و کرنش‌ها در نمونه LX_2



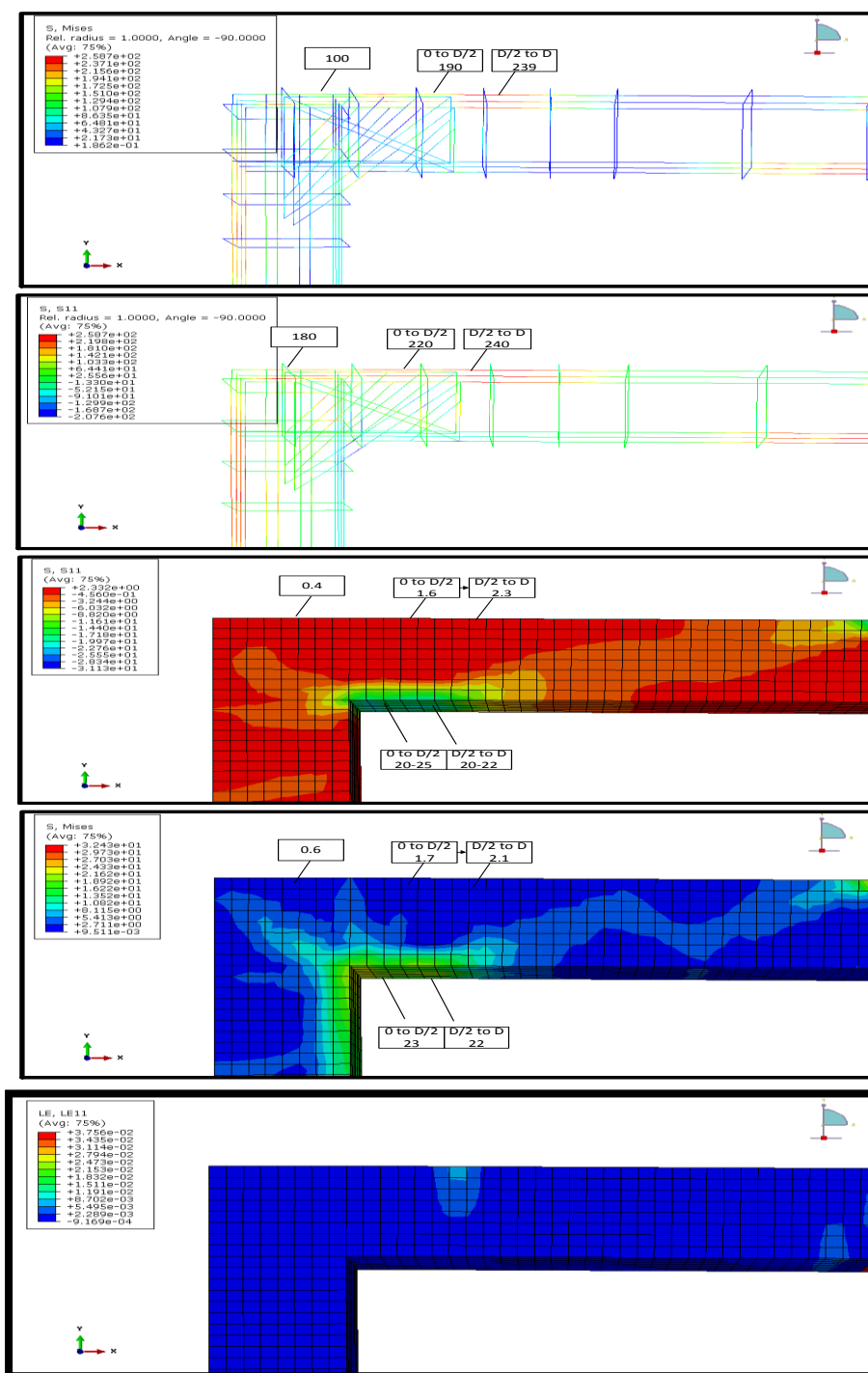
شکل (۴-۳۶) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX۳



شکل (۴-۳۷) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX۴



شکل (۴-۳۸) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX۵



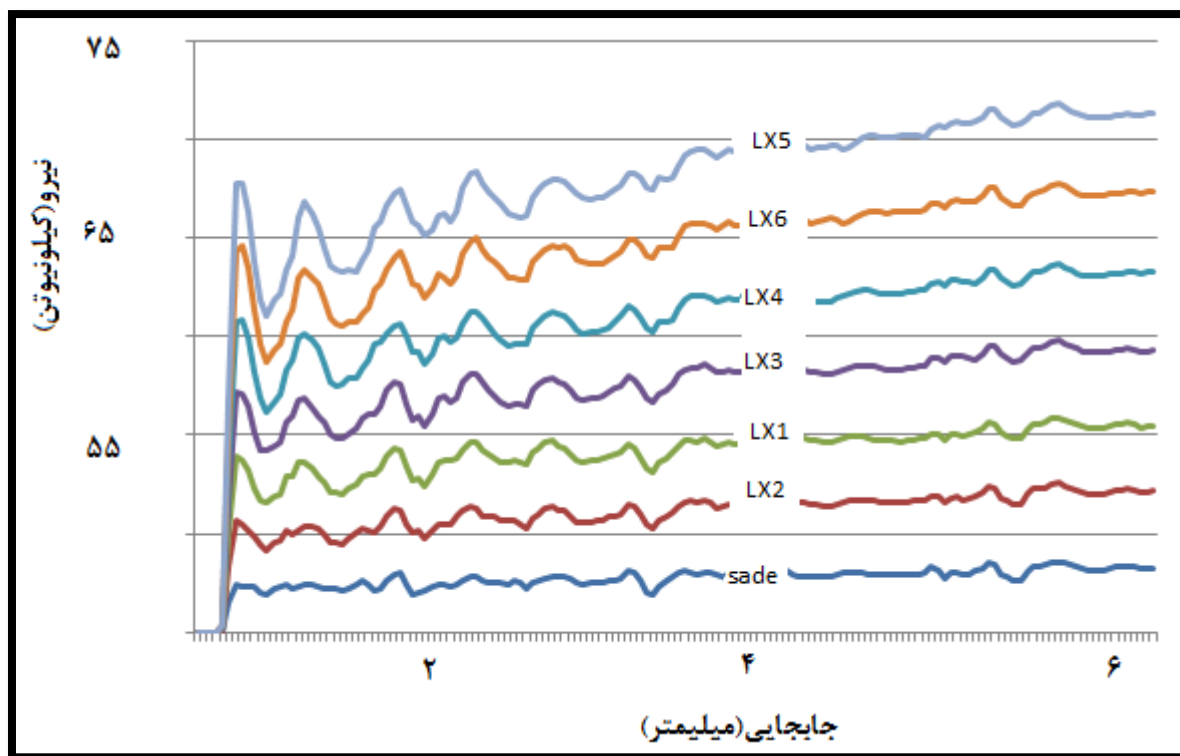
شکل (۴-۳۹) - تنش ها و کرنش ها در نمونه LX۶

جدول (۴-۱۲) - تنش‌ها در مدل‌های L شکل

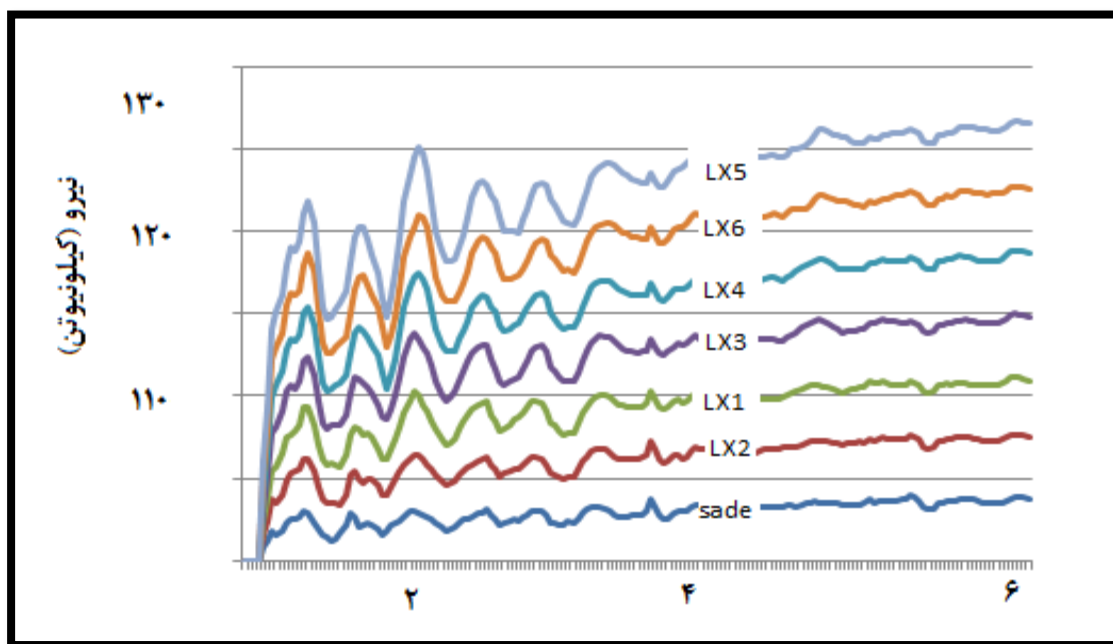
تنش بتن در $D/۲$ تا d	تنش بتن در ۰ تا $D/۲$	تنش آرماتور در $D/۲$ تا D	تنش آرماتور در ۰ تا $D/۲$	در صد میلگرد خم شده اضافی	نوع آرایش آرماتور
$۱/۶$ ۶	کشش $۲/۱$ فشار ۲۱	۱۷۰	۲۴۲	۰	L-۳Q
$۲/۳$ ۱۵	$۱/۳$ ۳۵	۲۴۰	۲۴۰	$۰/۵$	LX۱
$۲/۲$ ۱۰	$۱/۳$ ۲۲	۱۹۰	۷۰	$۰/۵$	LX۲
$۲/۳$ $۱۷-۲۰$	$۱/۵$ ۲۰	۲۴۲	۱۳۰	$۰/۵$	LX۳
$۲/۹۶$ ۱۷	$۰/۷$ $۱۵-۲۲$	۲۴۰	۱۲۰	$۰/۵$	LX۴
$۱/۸-۲/۳$ $۲۴-۲۷$	$۰/۸-۱/۲$ $۱۵-۲۰$	۲۳۸	۱۵۰	$۰/۵$	LX۵
$۲/۳$ $۲۰-۲۲$	$۱/۶$ $۲۰-۲۵$	۲۴۰	۲۲۰	$۰/۲۵$	LX۶

جدول (۴-۱۳) - کرنش در مدل‌های L شکل

کرنش ماکزیمم در فاصله $D/۲$ تا D	کرنش ماکزیمم در فاصله ۰ تا $D/۲$	مدل اتصال مورد نظر
✓	✓	L-۳Q
	✓	LX۱
	✓	LX۲
✓		LX۳
✓		LX۴
✓		LX۵
✓		LX۶



شکل (۴-۴۰) - نیروی افقی حاصله در اتصال برای مدل‌های L شکل

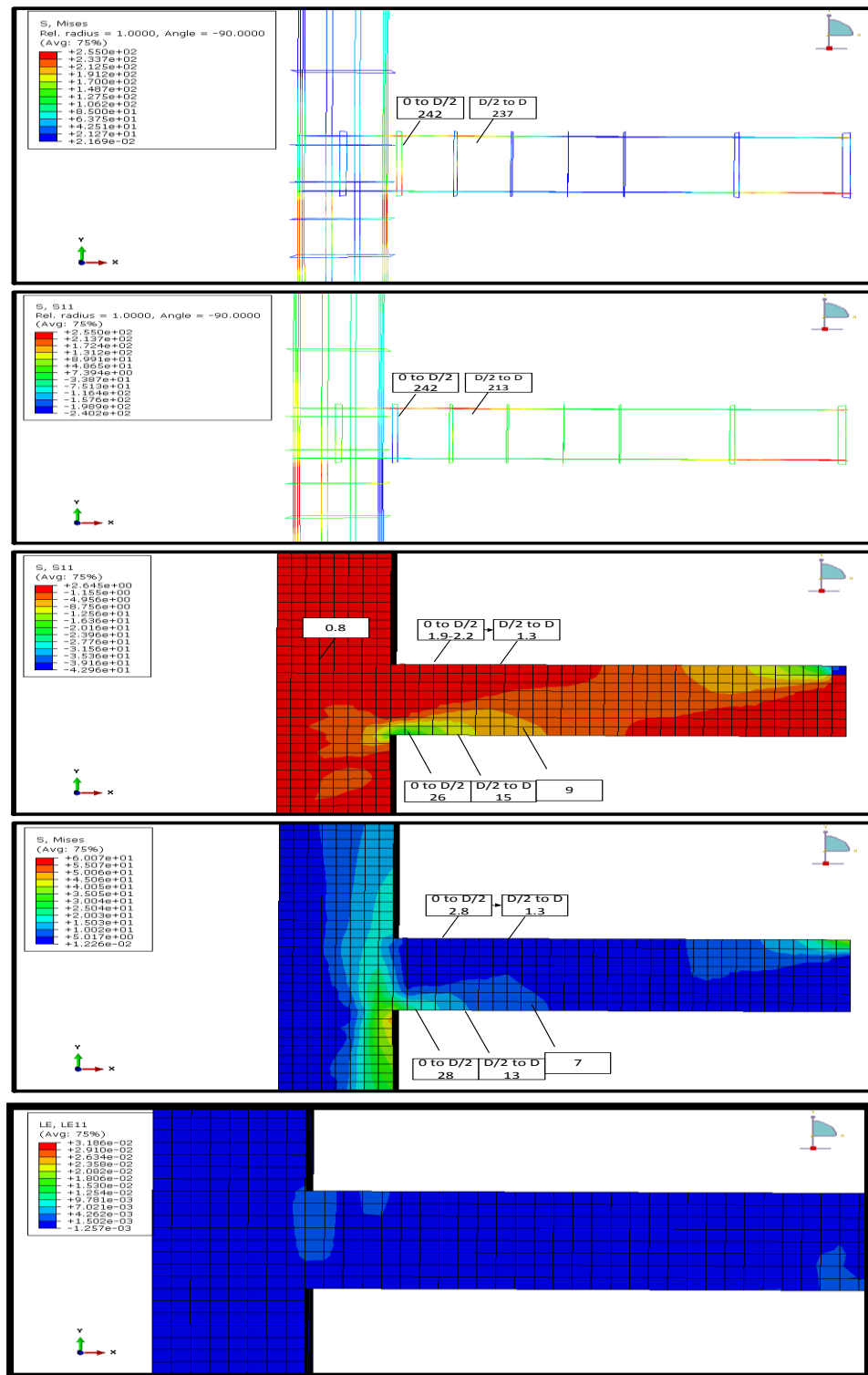


شکل (۴-۴۱) - نیروی عمودی حاصله در اتصال برای مدل‌های L شکل

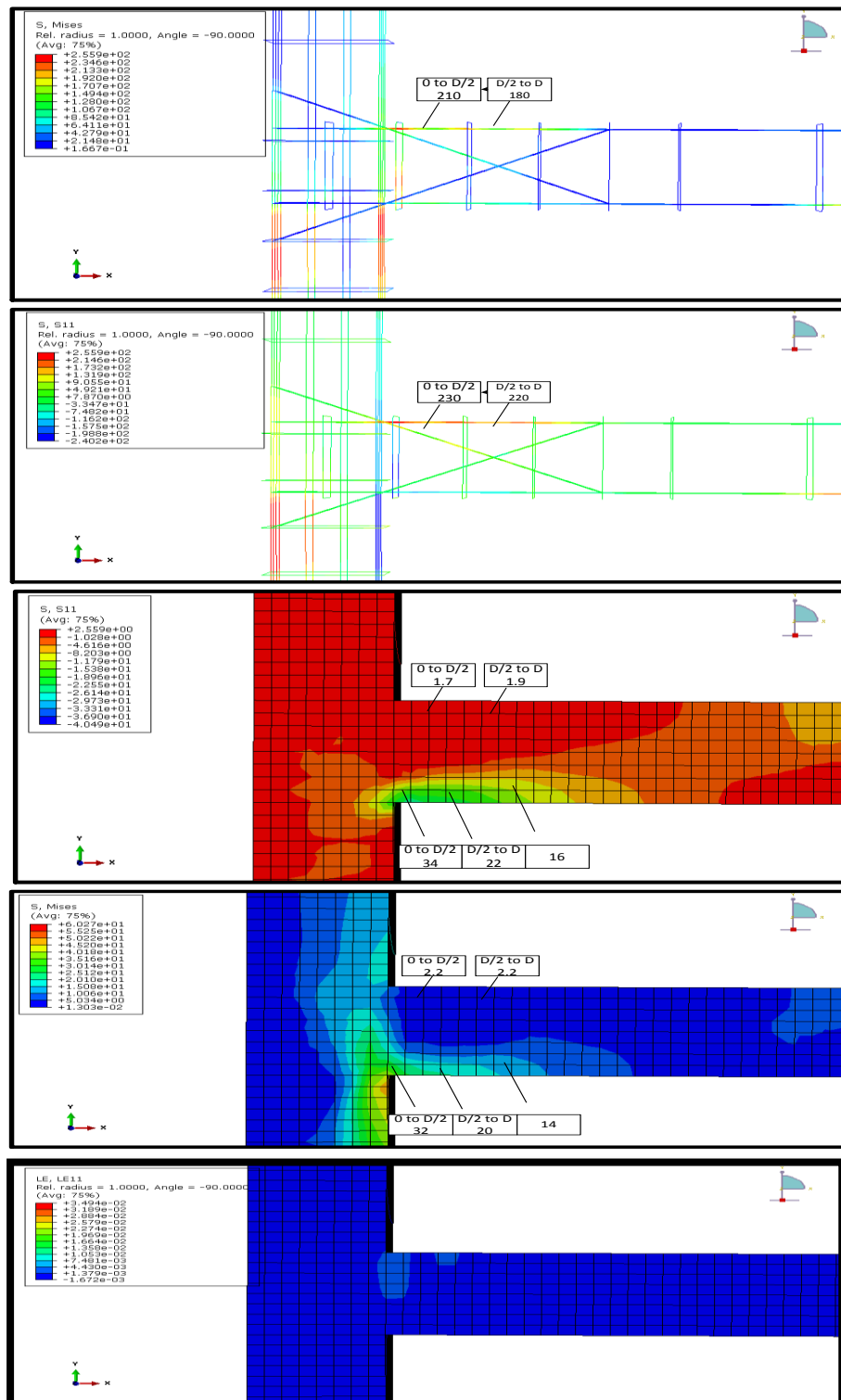
کانتورهای تنش فون میسز، تنش در راستای X و تنش‌های دیگر تحت بارگذاری مورد نظر در شکل - های زیر مشاهده می‌شود. آنچه در تمامی این تصاویر که مربوط به اتصال L شکل است، مشاهده می - شود آنست که :

۱. مفصل پلاستیک تیرها در ناحیه ی اتصال تشکیل می‌گردد، به گونه‌ای که در محدوده تشکیل مفصل پلاستیک، تنش آرماتور در قسمت بالای تیر بیشتر از تنش دیگر نقاط است.
۲. تنش کششی در بتن در حالت آرماتور ضربداری در ناحیه‌ی کمتر از $D/2$ از تنش کششی در حالت ساده کمتر است.
۳. تنش کششی بتن در حالت آرماتور ضربداری در ناحیه‌ی دورتر از $D/2$ تا D بیشتر از تنش کششی در حالت ساده است و در نتیجه با توجه به تعریف خرابی در نرم افزار که بر اساس تنش کششی است، احتمال خرابی در ناحیه‌ی دورتر از $D/2$ امکان می‌یابد.
۴. تنش فشاری بتن در ناحیه‌ی ۰ تا $D/2$ تغییرات چندانی نکرده است و برای حالت $LX1$ افزایش تنش در این ناحیه مشاهده می‌شود.
۵. تنش فشاری در ناحیه دورتر از $D/2$ بیشتر از همین نوع تنش‌ها در حالت ساده است. در مدل‌های آرماتوربندی $LX6, LX5, X4, LX3$ تاثیر بیشتری نسبت به حالت‌های ضربداری دارند.
۶. کرنش‌های ماکزیمم در ناحیه‌ی اتصال در مدل‌های آرماتوربندی $LX6, LX5, X4, LX3$ به طور قابل ملاحظه‌ای به ناحیه‌ی دورتر از $D/2$ انتقال یافته‌است.
۷. تنش در آرماتورها در ناحیه‌ی کمتر از $D/2$ کاهش و در ناحیه‌ی بیشتر از $D/2$ نسبت به حالت ساده افزایش داشته است.
۸. افزایش ۱۰ تا ۲۰ درصد نیروهای افقی و عمودی در ناحیه‌ی اتصال در حالت‌های LX نسبت به حالت ساده آرماتورگذاری که در جدول مشاهده می‌شود.

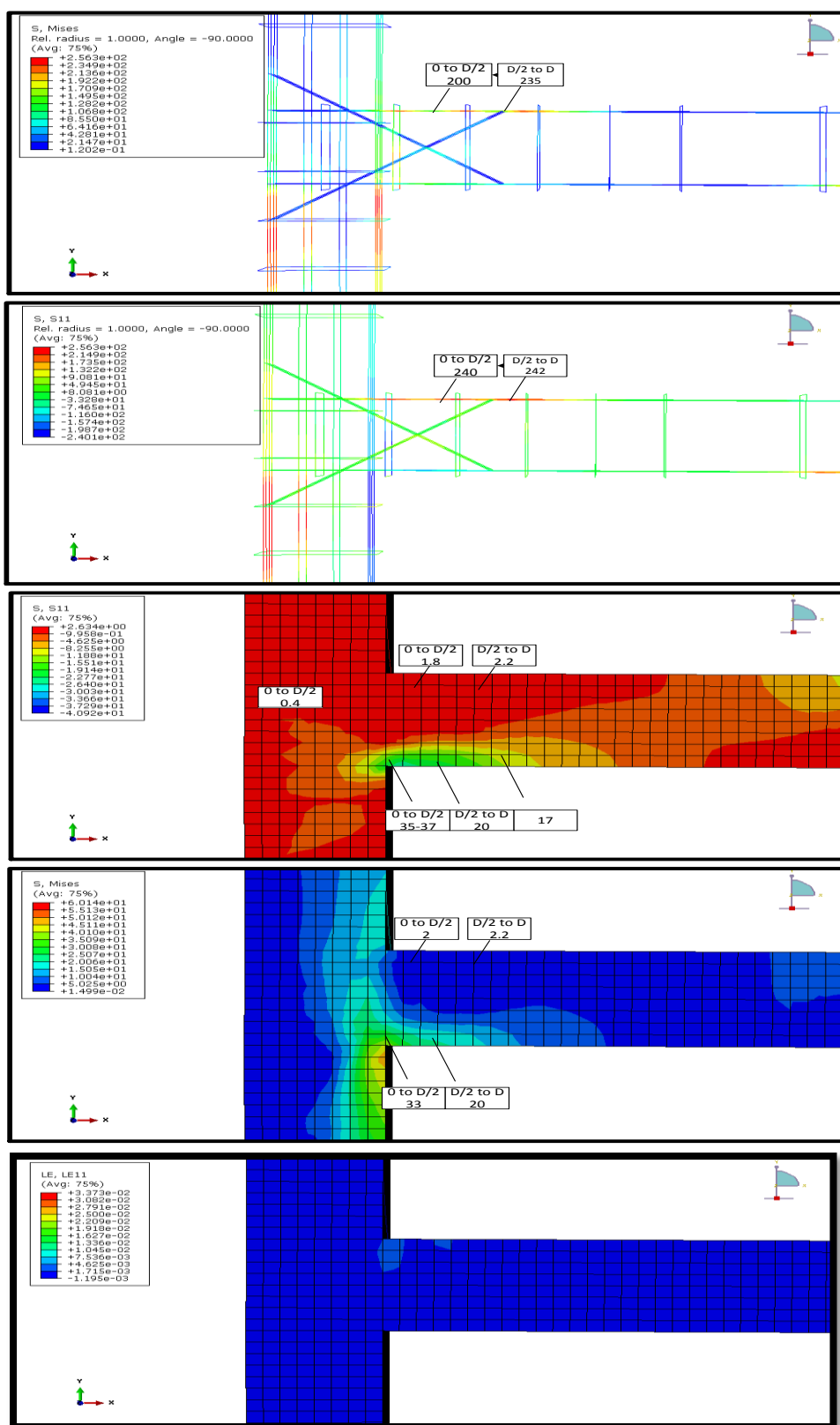
۴-۷-۶- بررسی اتصالات T شکل در حالت‌های خاص آرماتورگذاری



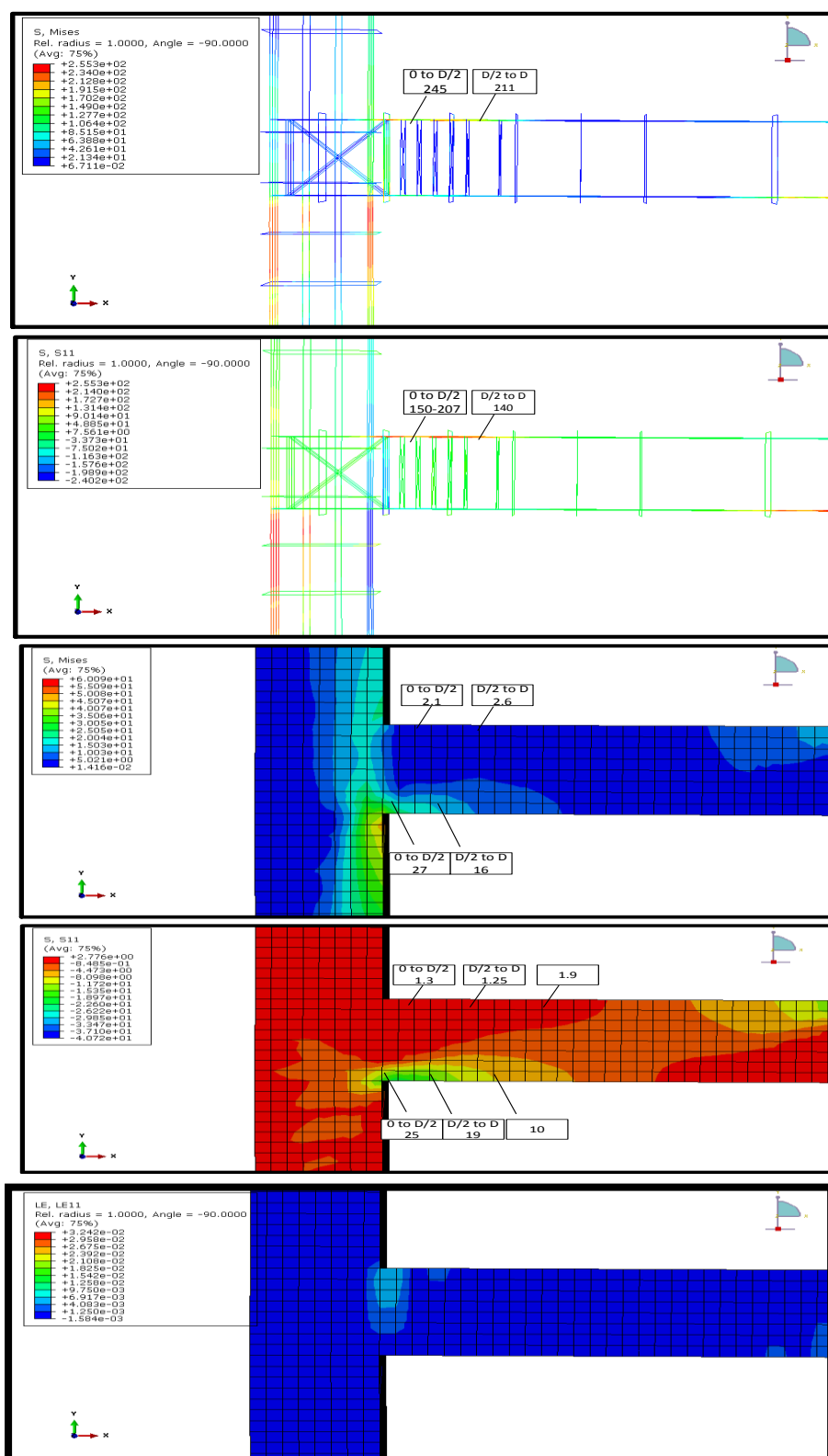
شکل (۴-۴۲) - تنش‌ها و کرنش‌ها در نمونه T-۳Q



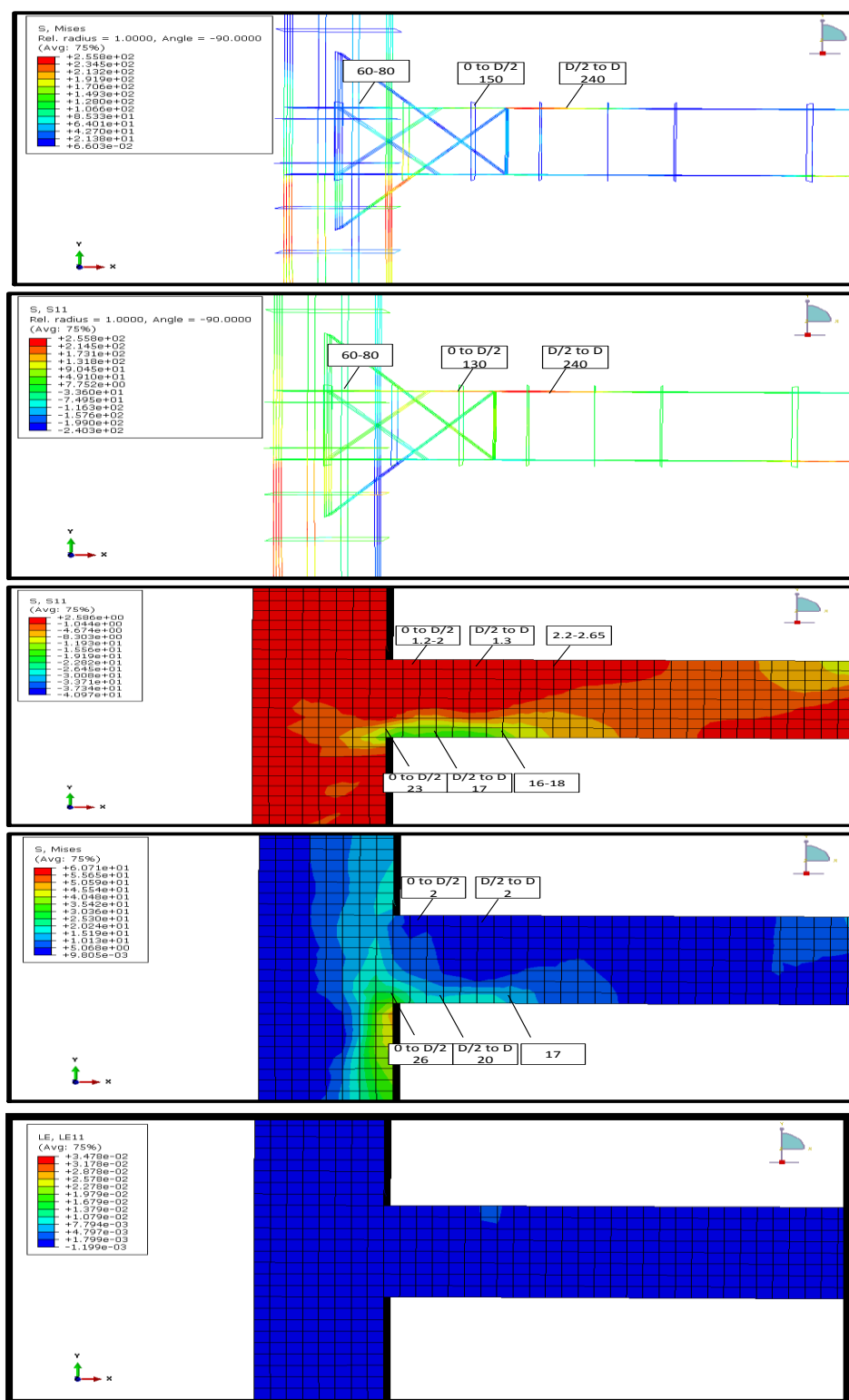
شکل (۴-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX۱



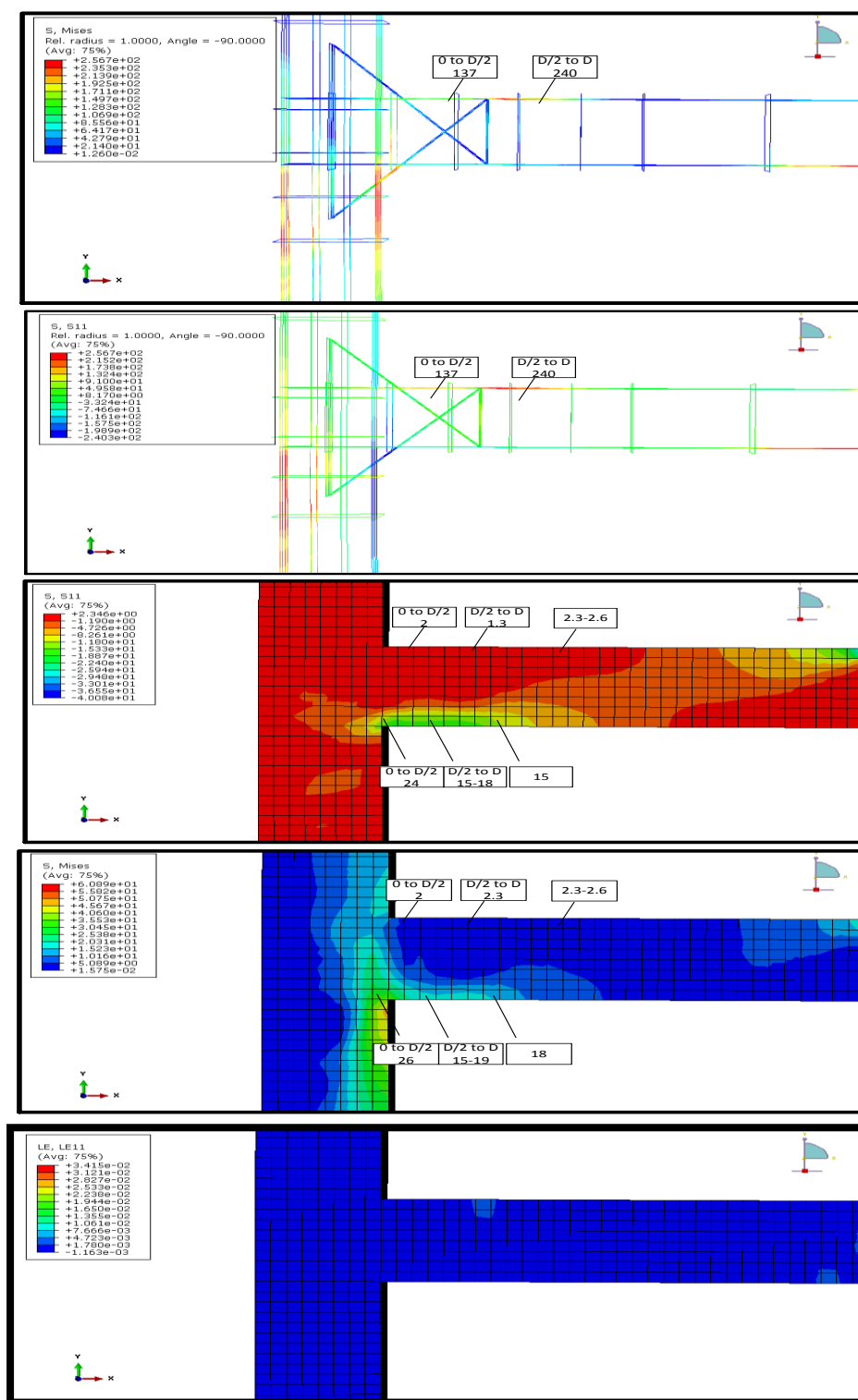
شکل (۴-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX₂



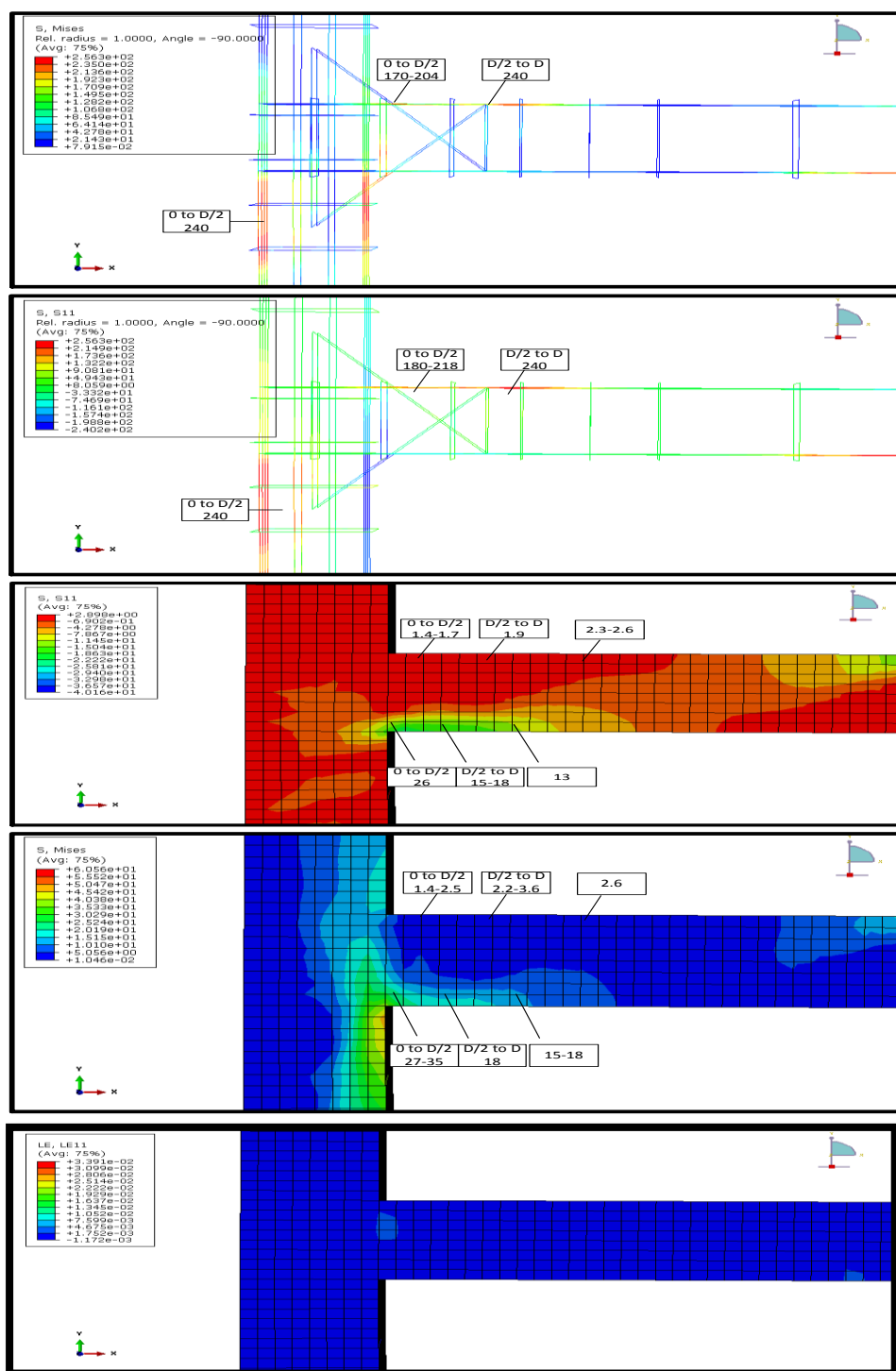
شکل (۴-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX^۳



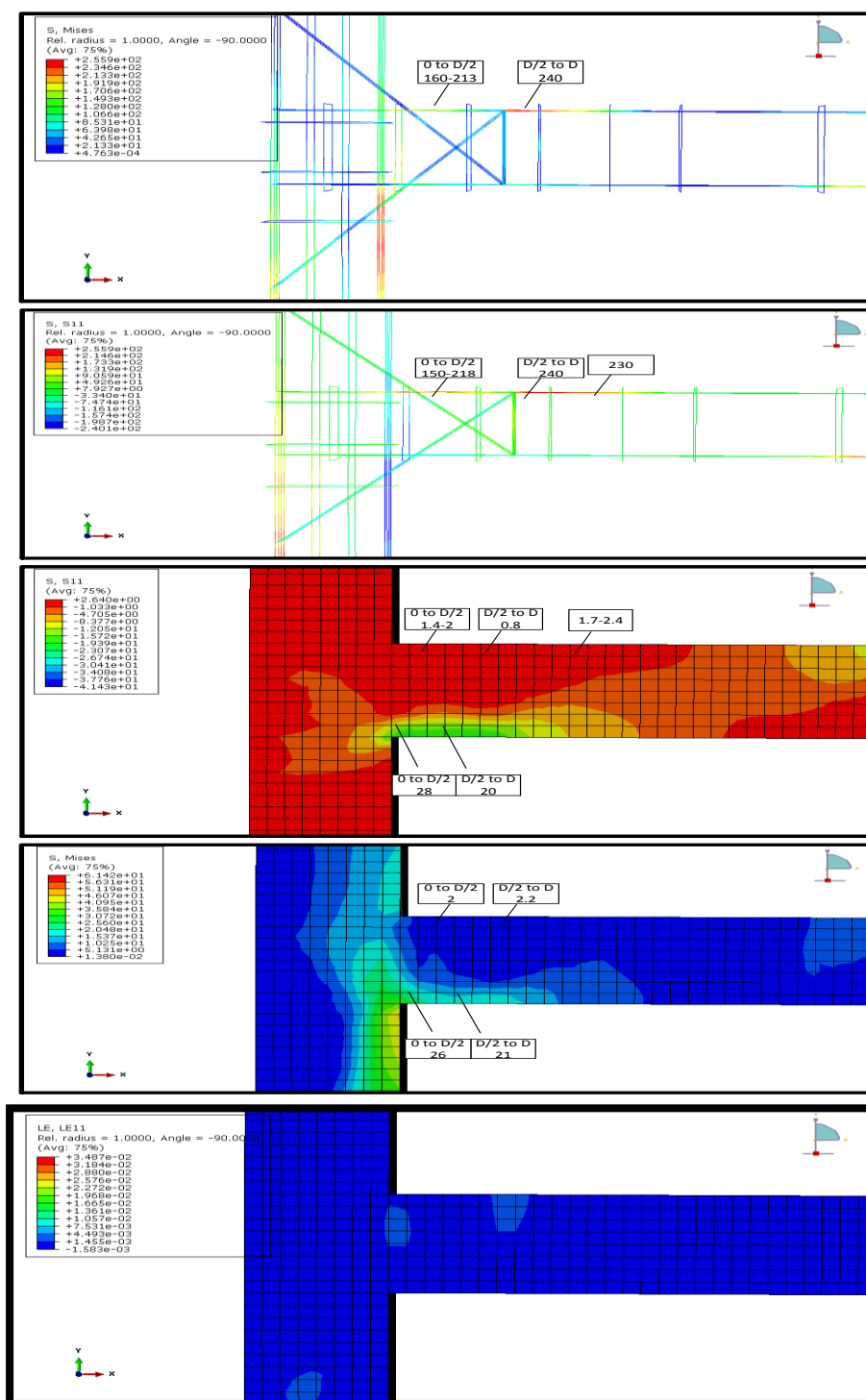
شکل (۴-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX۴



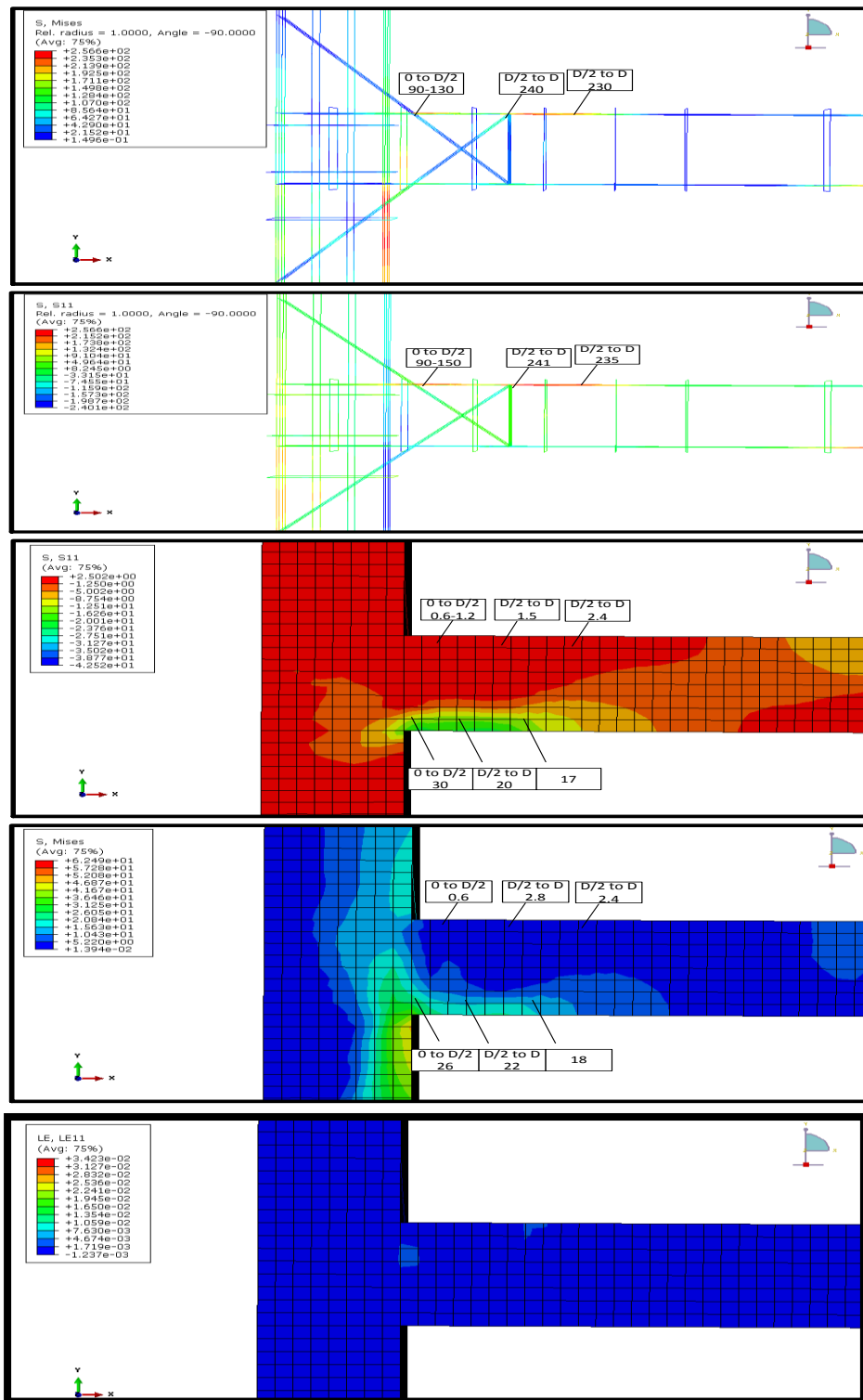
شکل (۴-۴۷) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX5



شکل (۴-۴) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX۶



شکل (۴-۴۹) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TXV



شکل (۴-۵) - تنش ها و کرنش ها در نمونه TX8

جدول (۴-۱۴) - تنش در مدل‌های T شکل

تنش بتن در D تا D/۲	تنش بتن در D/۲ تا D	تنش آرماتور در D/۲ تا D	تنش آرماتور در D/۲ تا D	در صد میلگرد خم شده اضافی	نوع آرایش آرماتور
۱/۳ ۱۲	۱/۹-۲/۱ ۲۶	۲۱۳	۲۴۲	۰	T-۳Q
۱/۹ ۲۲	۱/۷ ۳۴	۲۲۰	۲۳۰	۰/۵	TX۱
۲/۲ ۲۰	۱/۸ ۳۵	۲۴۲	۲۴۰	۰/۵	TX۲
۱/۲۵ ۱۹	۱/۳ ۲۵	۱۴۰	۱۵۰-۲۰۷	۰/۵	TX۳
۲/۶۵ ۱۷	۱/۲ ۲۳	۲۴۰	۱۳۰	۰/۵	TX۴
۲/۳ ۱۵	۲ ۲۴	۲۴۰	۱۳۷	۰/۵	TX۵
۲/۳ ۱۷	۱/۴ ۲۶	۲۴۰	۱۹۰	۰/۲۵	TX۶
۱/۷-۲/۴ ۲۰	۱/۴ ۲۶	۲۴۰	۱۵۰-۲۱۸	۰/۵	TX۷
۲/۴ ۲۰	۱/۲ ۳۰	۲۴۰	۵۰-۱۵۰	۰/۲۵	TX۸

جدول (۴-۱۵) - کرنش در مدل‌های T شکل

کرنش ماکزیمم در فاصله D تا D/۲	کرنش ماکزیمم در فاصله D/۲ تا D	مدل اتصال مورد نظر
	✓	T-۳Q
	✓	TX۱
	✓	TX۲
	✓	TX۳
✓		TX۴
✓		TX۵
	✓	TX۶
✓		TX۷
✓	✓	TX۸

جدول (۴-۱۶) - زاویه‌ها در مدل‌های T شکل

زاویه بین تیر و ستون در ناحیه‌ی اتصال $\frac{U_5 - U_6}{U_2 - U_3}$	U_6	U_5	U_3	U_2	مدل اتصال مورد نظر
۰/۰۲۸۶۵۶ rad	-۱۱/۹۵۳۴	-۹/۸۷۱۸	-۱۱/۷۴۳۵	-۱۰/۴۷۶۳	T-Q
۰/۰۲۵۱۴۱ rad	-۱۱/۹۴۵	-۹/۸۸۷۲۵	-۱۱/۷۴۸۲	-۱۰/۳۲۰۴	TX _۱
۰/۰۲۶۲۷۳ rad	-۱۱/۹۲۹۸	-۹/۹۳۳۳	-۱۱/۷۲۶۶	-۱۰/۴۰۱	TX _۲
۰/۰۳۴۵۹۴ rad	-۱۱/۹۵۸۹	-۹/۷۳۶۰۸	-۱۱/۷۴۳۸	-۱۰/۶۲۲۹	TX _۳
۰/۰۲۱۹۹۴ rad	-۱۱/۹۲۴۳	-۱۰/۱۴۱۹	-۱۱/۷۹۲۹	-۱۰/۳۷۹۲	TX _۴
۰/۰۲۲۹۷۴ rad	-۱۱/۹۵۳۱	-۱۰/۰۸۰۱	-۱۱/۸۰۰۱	-۱۰/۳۷۷۹	TX _۵
۰/۰۲۳۹۶ rad	-۱۱/۲۵	-۱۰/۰۲۱۷	-۱۱/۷۵۳۴	-۱۰/۳۶۷۷	TX _۶
۰/۰۲۳۰۶۴ rad	-۱۱/۳۲۲	-۱۰/۱۵۲۳	-۱۱/۷۷۵	-۱۰/۴۲۸۸	TX _۷
۰/۰۲۲۶۸۵ rad	-۱۱/۹۲۱۳	-۱۰/۲۰۵۳	-۱۱/۷۵۵۶	-۱۰/۴۳۶	TX _۸

کانتورهای تنش فون میسرز، تنش در راستای X و تنش‌های دیگر تحت بارگذاری مورد نظر در شکل و مقادیر آن‌ها و همچنین جداول مربوط مشاهده می‌شود. آنچه در تمامی این تصاویر که مربوط به اتصال T شکل است، مشاهده می‌شود آنست که :

۱. مفصل پلاستیک تیرها در ناحیه‌ی دور از اتصال تشکیل می‌گردد، به گونه‌ای که در محدوده تشکیل مفصل پلاستیک، تنش آرماتور در قسمت بالای تیر بیشتر از تنش دیگر نقاط است.
۲. تنش‌های کششی بتن در ناحیه‌ی 0 تا $D/2$ در حالت‌های ضربدری آرماتوربندی کمتر از این تنش‌ها در حالت ساده است.

۳. تنش‌های کششی بتن در ناحیه‌ی $D/2$ تا D در حالت‌های ضربدری آرماتوربندی بیشتر از این تنش‌ها در حالت ساده است و در نتیجه با توجه به تعریف خرابی در نرم افزار که بر اساس تنش کششی است، احتمال خرابی در ناحیه‌ی دورتر از $D/2$ امکان می‌یابد.

۴. تنش‌های فشاری بتن در ناحیه‌ی 0 تا $D/2$ در حالت‌های ضربدری آرماتوربندی برای مدل‌های $TX5, TX4, TX3$ کمتر از این تنش‌ها در حالت ساده است و برای بقیه مدل‌ها افزایش تنش در این ناحیه داشتیم.

۵. تنش‌های فشاری بتن در ناحیه‌ی $D/2$ تا D در حالت‌های ضربدری آرماتوربندی برای همه‌ی مدل‌ها بیشتر از این تنش‌ها در حالت ساده است.

۶. تنش‌های کششی آرماتور در ناحیه‌ی 0 تا $D/2$ در حالت‌های ضربدری آرماتوربندی برای مدل‌های $TX8, TX7, TX6, TX5, TX4, TX3$ از این تنش‌ها در حالت ساده کمتر شده است. در این مدل‌های آرماتوربندی تغییرات مناسب تری در ناحیه‌ی اتصال دیده می‌شود و در نتیجه رفتار بهتری نسبت به حالت ساده دارند.

۷. کرنش‌های ماکزیمم در ناحیه‌ی اتصال در مدل‌های آرماتوربندی $TX7, TX5, TX4$ به طور قابل ملاحظه‌ای به ناحیه‌ی دورتر از $D/2$ انتقال یافته‌است.

۸. با توجه به جدول مربوط به زاویه‌ها مشاهده می‌شود که مدل $TX3$ افزایش زاویه داشته و در بقیه حالت‌ها زاویه نسبت به حالت ساده کاهش داشته است.

۹. با توجه به مقادیر تنش و کرنش ماکزیمم در اتصال و تیر و ستون، مدل‌های $TX7$ و $TX8$ عملکرد و رفتار مناسب‌تری نسبت به بقیه حالت‌ها نشان دادند.

فصل پنجم :
نتیجه گیری و پیشنهادات

همان طور که در فصول گذشته بیان شد، اتصالات در سازه‌ها نقش بسیار مهمی دارند. در سازه‌های بتنی عوامل مختلفی از قبیل نوع بتن مورد استفاده، مقاومت بتن، نوع آرماتورهای فولادی و وجود میلگردهای طولی و عرضی در ناحیه‌ی اتصال و آرایش میلگردها در رفتار اتصالات تاثیر می‌گذارند. با بررسی مطالعات گذشتگان و تحقیقات آن‌ها در زمینه‌ی رفتار اتصالات و شناسایی بیشتر عملکرد آن‌ها، در این تحقیق تصمیم بر آن شد که به بررسی آرایش آرماتورگذاری در ناحیه‌ی اتصال در اتصالات زانویی و T شکل پرداخته شود. به این ترتیب که با بررسی تحلیل غیر خطی اتصالات مورد نظر و با توجه به مدل‌های آورده شده در فصل قبل، سعی بر آن شده که رفتار آن‌ها در مواجهه با نیروهای جانبی و ثقلی که در اینجا به صورت جابجایی به اتصالات وارد شد بررسی شود. ابتدا با مدل کردن آرماتورهای ضربدری معمولی به صورت X شکل و مقایسه‌ی نتایج آن با حالت‌های ساده آرماتورگذاری مشاهده شد که این مدل‌ها در انتقال محل تشکیل تنش‌ها و کرنش‌های ماکزیمم و دور کردن آن از اتصال تاثیر چندانی ندارند. با بهره‌گیری از مدل‌های اتصالات فولادی، که با استفاده از لچکی‌ها سعی می‌شود محل تشکیل مفصل پلاستیک و خرابی را به تیر انتقال داد، در این تحقیق نیز سعی شده تا آرایش آرماتورها طوری چینش شود که بهترین عملکرد را در هنگام خرابی و محل تنش‌های ماکزیمم و مفصل پلاستیک داشته باشند.

۵-۱- نتیجه گیری

✍ ناحیه اتصال مهم‌ترین قسمت در سازه‌های بتنی محسوب می‌گردد، که باید سعی شود محل تشکیل تنش‌ها و کرنش‌های ماکزیمم را از این ناحیه دور کرد.

✍ در اتصالات بتنی می‌توان آرایش آرماتورها را در ناحیه‌ی اتصال طوری چینش کرد که باعث سخت کردن اتصال و تضعیف بخشی از تیر که قرار است مفصل پلاستیک و کرنش و تنش ماکزیمم در آن رخ دهد، شود.

✎ خم کردن آرماتورهای طولی در تیر در صورتی که باعث تضعیف ناحیه‌ی اتصال گردد، تاثیر چندانی در انتقال محل خرابی و تشکیل مفصل پلاستیک به ناحیه دورتر از اتصال ندارد.

✎ تغییر محل تنش‌های ماکزیمم در صورتی رخ می‌دهد که علاوه بر آرماتورهای طولی تیر آرماتورهای ضربدری همانند حالت‌های خاص LX و TX سختی ناحیه‌ی اتصال را بالا ببرند تا محل تشکیل تنش‌ها و کرنش‌های ماکزیمم در ناحیه‌ی دورتر از اتصال رخ دهد.

✎ آرایش آرماتورهای حالت خاص ضربدری باید طوری چینش شوند که محل تشکیل کرنش ماکزیمم که علت خرابی در سازه است، را به ناحیه دورتر از اتصال انتقال دهند.

✎ نمونه‌های با میلگردگذاری قطری ناحیه‌ی اتصال به صورت پروانه‌ای (مدل‌های LX5 و LX6 و TX7 و TX8) عملکرد بهتر و تنش‌های کوچکتری در ناحیه‌ی اتصال داشتند

✎ نمونه‌ها با میلگردگذاری قطری نرم‌تر از نمونه‌هایی بودند که آرماتور قطری نداشتند. همچنین انرژی مستهلک شده در آنها نیز بیشتر از حالت ساده بود.

✎ نیروی نهایی تحمل شده توسط اتصال با میلگردگذاری قطری بیشتر از حالت ساده است.

۵-۲- پیشنهادات

✎ با توجه به اهمیت ناحیه‌ی اتصال در سازه‌های بتنی، در آینده آزمایشات و بررسی‌های بیشتری روی این قسمت از سازه‌ها صورت گیرد.

✎ حالت‌های خاص ضربدری آرماتور تیر و ایجاد مفصل پلاستیک مورد آزمایش قرار گیرد.

✎ با توجه به عملکرد مطلوب حالت خاص ضربدری آرماتور طولی تیر در اتصال و ایجاد مفصل پلاستیک در این ناحیه، عملکرد این نوع آرماتور گذاری در قاب‌ها و سازه‌های با طبقات بالاتر نیز مورد تحلیل و آزمایش قرار گیرد.

فهرست منابع و مراجع

۱. فلاح زیارانی م، (۱۳۸۹)، " رفتار اتصالات نوین در قاب‌های بتن مسلح تحت بار لرزه‌ای " مرکز تحقیقات و مسکن
۲. Mady.M.H,(۲۰۱۱), " Seismic Behaviour of Exterior Beam-Column Joints Reinforced with FRP Bars and Stirrups" Department of Civil Engineering,University of Manitoba,Winnipeg, Manitoba, Canada
۳. William C. Stone, Geraldine S. Cheek, and John F. Stanton," Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete ConnectionsSubjected to Cyclic Loading"
۴. افتخاری.م، (۱۳۸۶)، " بررسی شکل پذیری اعضای ساخته شده از فولاد پرمقاومت و مقایسه آن با فولاد نرمه " دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران
۵. Angelakos.B,(۱۹۹۹), "The behavior of reinforced concrete knee joint under earth quake loads", Department of civil engineering, in the university of Toronto.
۶. Jaehong kim, james M.lafave, (۲۰۰۹), "Jiont shear behavior of reinforced concrete beam-column connection subjected to seismic lateral loading", Department of civil and environmental engineering, university of Illinois at urbana-champaign.
۷. Shiohara.H, Woo Shin.Y,(۲۰۰۶)," ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE KNEE JOINTS BASED ON QUADRUPLE FLEXURAL RESITANCE", National Conference on Earthquake Engineering
۸. ACI ۳۰۲R-۰۲,(۲۰۰۹),recommendations for design of beam-column connection in monolithic reinforced concrete structures
۹. ACI ۳۰۲R-۰۲,(۲۰۱۰),recommendations for design of beam-column connection in monolithic reinforced concrete structures
۱۰. مستوفی نژاد.د، سبحانی.ج، (۱۳۸۲)، " مطالعه رفتاری و طبقه بندی اتصالات بتن آرمه در بار نهایی " دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان
۱۱. ستاری.م، بنان.محمد رضا و محمود رضا، (۱۳۸۷)، " بررسی پارامتری عوامل موثر بر رفتار لرزه‌ای اتصالات داخلی قاب‌های بتنی طراحی شده تحت اثر بارهای ثقلی " دانشگاه شیراز
۱۲. Ning Zhang, Kang-Hai Tan,(۲۰۰۷), " Size effect in RC deep beams:Experimental investigationand STM verification", School of Civil and Environmental Engineering, Nanyang Technological University, ۵۰Nanyang Avenue, Singapore ۶۳۹۷۹۸,Singapore

۱۳. Jaehong Kim, James M. LaFave,(۲۰۰۷), " Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections" Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, ۲۰۵ N. Mathews Ave., Urbana, IL ۶۱۸۰۱, United States
۱۴. P.Asha,R.sundarajan, (۲۰۱۱), "seismic behavior of exterior beam-column joints with square spiral confinement" ,Asian journal of civil engineer vol ۱۳,no ۴ (۲۰۱۲)
۱۵. K.R.Bindhu,K.P.jaya,(۲۰۱۰)," STRENGTH AND BEHAVIOUR OF EXTERIOR BEAM COLUMN JOINTS WITH DIAGONAL CROSS BRACING BARS"Department of Civil Engineering, College of Engineering, Thiruvananthapuram, India
۱۶. متولی امامی.محمد، (۱۳۸۹)، " اثر خروج از محوری دیوار برشی بر پاسخ و عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های دوگانه بتن مسلح " دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس
۱۷. عربزاده.ا، نیکورش.م، سلطانی محمدی.م، (۱۳۹۱)، "تاثیر مدل‌های سخت شدگی کششی بر پاسخ عددی تیرهای بتن مسلح تحت اثر لنگر خمشی - پیچشی"، چهارمین کنفرانس ملی سالیانه بتن ایران-۱۵ مهر ۱۳۹۱
۱۸. P. KMIECIK,M. KAMIŃSKI,(۲۰۱۱)," Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration" Wrocław University of Technology, Wybrzeże Wyspiańskiego ۲۵, ۵۰-۳۷۰ Wrocław, Poland.
۱۹. فروغی.م، (۱۳۸۷)، بی بعد کردن محورهای لنگر- دوران، راه حلی برای مقایسه صلبیت اتصالات مختلف با مصالح و شرایط متفاوت " دانشکده عمران،دانشگاه یزد
۲۰. تسنیمی.ع، "اثر محصور شدگی بر سازه‌های بتن مسلح " دانشگاه تربیت مدرس
۲۱. J.Simo,"Strain-Softening and Dissipation: a Unification of Approaches," Elsevier,pp. ۴۴۰-۴۶۱،۱۹۸۹ .
۲۲. S. Pietruszczak and Z. Mroz, "Finite Element Analysis of Deformation of StrainSoftening Materials," International journal for Numerical Methods in Engineering,vol. ۱۷, pp. ۳۲۷-۳۳۴-۱۹۸
۲۳. J.Mazars,G.Pijaudier-Cabot, and C. Saouridis, "Size Effect and ContinuousDamage in Cementitious Materials," International Journal of Fracture, vol. ۵۱,pp. ۱۰۹-۱۷۳،۱۹۹۱.
۲۴. L. Sluys and R. Borst, "Wave Propagation and Localization in a Rate-DependentCracked Medium-Model Formulation and One-Dimensional Examples,"International Journal of Solids and Structures,۱۹۹۲.

۲۵. B. Loret and J. H. Prevost, "Dynamic Strain Localization in Fluid-Saturated Porous Media," Engng. Mech-ASCE, vol. ۴, pp. ۹۰۷-۹۲۲, ۱۹۹۱
۲۶. سلطانی.م.ص، حاجی کاظمی.ج، (۱۳۸۹)، "بررسی مودهای گسیختگی اتصالات تیر به ستون در سازه‌های بتن آرمه به کمک مدل‌های نوین"، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد
۲۷. حاجی احمدی.م، مومنی.ع، سعادت پور.م، (۱۳۸۷)، " بررسی رفتار غیرخطی مفاصل پلاستیک در تیرهای بتنی پیش ساخته هیبریدی " ، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان
۲۸. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان
۲۹. آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله-آیین نامه ۲۸۰۰
۳۰. فریبرز ناطق الهی، منصور یخچالیان، ۱۳۹۱، بررسی عددی رفتار لرزه‌ای سیلوه‌ای بتنی با در نظر گرفتن اندرکنش مصالح دانه‌ای و سازه

Abstract:

Due to losses caused by lateral loads and the results of tests conducted and the study buildings damaged by the lateral loads, the connection will be see the weakest and most vulnerable parts of structures are concrete against lateral loads such as earthquakes. It is therefore necessary to further investigate the connections in concrete structural.

Hence, in this thesis to model and analyze connections in concrete structures to assess their performance and behavior in the face of gravity loads and lateral loads to be addressed.

Analysis in this study based on nonlinear static analysis under monotonic loads (uniform).to be reinforcement model of the connenctions has been studied for two different corners connections (L) and an external connection (T) has been formed.

In this thesis, we try to make the investments in the bar connectivity, location and detailed maximum plastic strain and stress peak (which is the main reason for the failure of the connection is be) to the region the beam is moved away from the connection. For this purpose with the horizontal and vertical displacements of the joints, function, behavior, stress, strain and the reaction in connenctions and the results is given in Table and Fig.

With the obtained results in the connecyions in concrete structural can change and reinforcement arrangement of the armature at theconnenctions that leads to hardening the connections and weakening of the local area connection that is supposed to hit the plastic hinge maximum strain and stress taken place, the structural damage to the plastic joints of the beam and connection failures can be prevented.

Key words: connenctions, concrete structures, maximum stress and strain, plastic joints, reinforcement



Shahrood University of Technology

Faculty Engineering

**Study behaviour of beam-column connection in
concrete structures and introduce new model
with ductility**

Armin.majidi

**Supervisor(s):
Dr.keyhani**

Date:

Aug-2013