





دانشکده مهندسی عمران

گرایش سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی رفتار ستون‌های CFST پر شده با بتن الیافی
(تحت فشاری محوری)

نگارنده: محمد حسین مالکی سرالنگ

استاد راهنما:

دکتر فرشید جندقی علائی

شهریور ۱۳۹۶

شماره: ۲۳/۹۶/۴
تاریخ: ۹۶/۱۱/۲۰

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم / آقای محمد حسین مالکی سرالنگ با شماره دانشجویی ۹۳۱۴۹۸۴ رشته مهندسی عمران گرایش سازه تحت عنوان بررسی رفتار ستون-های CFST پر شده با بتن الیافی (تحت فشار محوری) که در تاریخ ۱۳۹۶/۶/۲۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

<input type="checkbox"/> مردود	<input checked="" type="checkbox"/> قبول (با امتیاز: درجه:)
<input type="checkbox"/> عملی	<input type="checkbox"/> نظری

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر فرشید جندقی علانی	دانشیار	
۲- استاد راهنمای دوم			
۳- استاد مشاور			
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر محسن کرامتی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر جلیل شفائی	استادیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر سید مهدی توکلی	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر احمد احمدی

تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:

تبصره: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در مدت مجاز تحصیل) می تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

تقدیم اثر:

با امید به خداوند بزرگ و با کمال افتخار اثر حاضر را

به

مادر عزیزم

پدر عزیزم

خانواده گرامی ام

و تمام جامعه مهندسی ایران تقدیم می‌نمایم. امید است

که مطالب آن بتواند راهگشای مهندسان ایران اسلامی

باشد.

تشکر و قدردانی:

بر خود لازم می‌دانم که از

خداوند بزرگ

و ائمه معصومین،

مادر، پدر و خانواده گرامی‌ام،

و استاد ارجمند و گرامی دکتر فرشید جندقی علائی

باری دیگر تشکر و قدردانی نمایم که حمایت‌های بی دریغ و

گسترده خود را از اینجانب به عمل آوردند.

و من ا.. التوفیق.

تعهد نامه

اینجانب محمد حسین مالکی سرالنگ دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی رفتار ستون های CFST پر شده با بتن الیافی (تحت فشار محوری) تحت راهنمایی دکتر فرشید علائی جندقی متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش های 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 می باشد 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 می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (با بافت های 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 یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.



محمد حسین مالکی سرالنگ

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. 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 نمی باشد.

* متن این صفحه نیز باید در ابتدای نسخه های تکثیر شده پایان نامه وجود داشته باشد.

چکیده:

هر لحظه در جهان مواد و مصالح تازه‌ای معرفی می‌شود. در کشورهای توسعه‌یافته اعضای مرکب به عنوان سیستم اصلی مکان‌هایی از جمله برج‌های مرتفع، پل‌ها و ... مورد استفاده قرار می‌گیرند. در این میان ستون‌های (CFST) به عنوان یکی از مهمترین اعضای مرکب نقش عمده‌ای ایفا می‌کنند. بنابراین شناخت رفتار این ستون‌ها برای مهندسان عمران اهمیت می‌یابد. در همین راستا در این پایان‌نامه به بررسی رفتار این ستون‌ها تحت فشار محوری می‌پردازیم. ستون‌های CFST از دو قسمت هسته بتنی و تیوب فولادی تشکیل شده‌اند. هسته بتنی توسط تیوب فولادی محصور می‌شود.

در ابتدا برای مدل کردن رفتار هسته بتنی معادله‌های تجربی مربوط به محققین مختلف گردآوری شدند. سپس از طریق تطابق نمودار نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل و همچنین شناخت رفتار بتن‌های مختلف بهترین معادله‌های تجربی سازگار با ۱۳ نوع بتن محصورشده پیشنهاد شدند. علاوه بر آن معادله‌های مربوط به رفتار منحنی فولاد جمع‌آوری و برای استفاده در مطالعات پارامتری، ساده‌سازی شدند. سپس رفتارهای بتن، لوله فولادی و صفحه اتصال بین آنها به ترتیب با مدل‌های پلاستیک آسیب‌دیده یا دراکر-پراگر، الاستیک-پلاستیک و تماس‌های نوع surface to surface یا general در نرم افزار Abaqus مدل‌سازی شدند. یکی از شاخص‌ترین مدل‌های بتن ارائه شده، مدل بتن محصورشده مربوط به بتن‌های الیافی خودتراکم محصورشده با لوله فولادی (FRSCCFST) است. از دیگر فعالیت‌های صورت گرفته در این پژوهش، مطالعات پارامتری متغیرهای مکانیکی و هندسی ستون، پیشنهاد ۸ روش برای تقویت ستون‌های CFST قوطی و FRSCCFST دایره‌ای، اعمال بار خروج از محور، بررسی اثرات عیب هندسی و تنش پسماند مربوط به تیوب فولادی و ... بوده است.

تمامی ۱۳ مدل با دقت بالای ۹۰ درصد می‌توانند حداکثر مقاومت ستون‌های CFST را پیش‌بینی کنند. رفتار قبل و بعد از نقطه بار حداکثر در منحنی رفتاری ستون‌ها تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارند. بررسی نتایج نشان می‌دهد که مدل ارائه شده برای ستون‌های FRSCCFST به خوبی می‌تواند با

تغییر درصد حجمی الیاف، منحنی رفتاری آنها، تحت فشار محوری را پیش‌بینی نماید. مودهای گسیختگی نمونه‌ها نیز با نمونه‌های آزمایشگاهی تطابق خوبی دارند. مشخص شد که اثرات عیب‌های هندسی و تنش پسماند ناچیز است. بررسی روش‌های تقویت هم نشان می‌دهد که استفاده از حلقه‌های فولادی در ستون‌های دایره‌ای و سخت‌کننده‌های نواری گوشه‌ای، بهترین راه‌ها برای افزایش مقاومت محوری این ستون‌ها هستند.

کلمات کلیدی: بتن محصورشده، ستون CFST، ستون FRSCCFST، بار محوری فشاری، الیاف

مقالات مستخرج

۱- مالکی سرالنگ م و جندقی علائی ف، (۱۳۹۶)، "مدل سازی ستون دایره‌ای فولادی پر شده با بتن الیافی پر مقاومت خودتراکم (FRSCCFST) تحت فشار محوری" پنجمین کنفرانس ملی بتن خودتراکم و اولین کنفرانس ملی تعمیر و نگهداری سازه‌های بتنی، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ۱۴ و ۱۵ تیر.

۲- مالکی سرالنگ م و جندقی علائی ف، (۱۳۹۶)، "مدل سازی ستون فولادی قوطی شکل پر شده با بتن پر مقاومت خودتراکم (SCCFST) تحت فشار محوری" پنجمین کنفرانس ملی بتن خودتراکم و اولین کنفرانس ملی تعمیر و نگهداری سازه‌های بتنی، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ۱۴ و ۱۵ تیر.

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
ل	فهرست شکل‌ها
ح ح	فهرست جدول‌ها
۱	فصل اول: مقدمه
۷	فصل دوم: کاربردها و مزیت‌های ستون CFST (مرکب)
۸	۱-۲ معرفی ستون مرکب
۸	۲-۲ انواع ستون‌های مرکب
۱۱	۳-۲ کاربردهای ستون‌های مرکب
۱۱	۱-۳-۲ مرتفع‌سازی
۱۱	۱-۱-۳-۲ ساختمان‌های با ارتفاع متوسط (۶۰ متر و کمتر)
۱۲	۲-۱-۳-۲ ساختمان‌های با ارتفاع متوسط تا نسبتاً بلند (۶۰ تا ۳۶۱ متر)
۱۴	۱-۲-۱-۳-۲ سازه‌ای با سیستمی خاص-ابتکار در مهندسی سازه
۱۵	۳-۱-۳-۲ ساختمان‌های با ارتفاع فوق بلند (حدوداً بیش از ۳۵۰ متر)
۱۷	۱-۳-۱-۳-۲ سازه‌های دارای مقاطع Mega CFST رایج
۱۹	۲-۳-۱-۳-۲ ترکیب دیگر سیستم‌ها
۲۱	۲-۳-۲ پل‌سازی
۲۱	۳-۳-۲ دکل‌سازی
۲۲	۴-۳-۲ ایستگاه‌های مترو و تونل‌ها
۲۳	۴-۲ مزیت‌های ستون‌های مرکب
۲۳	۱-۴-۲ مزیت عملکرد همزمان بتن و فولاد (عملکرد مرکب)
۲۴	۲-۴-۲ ظرفیت شکل‌پذیری یا جذب انرژی (کاربرد در زلزله)
۲۴	۳-۴-۲ اثر لوله فولادی به عنوان قالبی دائمی برای بتن
۲۵	۴-۴-۲ زمان و نحوه ساخت
۲۶	۵-۴-۲ مقاومت در برابر آتش

۲۹	۶-۴-۲ مقایسه هزینه‌های اجرایی و مقاومت سیستم‌های CFST، بتن مسلح و فولادی.....
۲۹	۱-۶-۴-۲ مقایسه هزینه سیستم CFST و بتن مسلح
۳۰	۲-۶-۴-۲ مقایسه هزینه سیستم CFST و فولادی
۳۱	۳-۶-۴-۲ مقایسه مقاومت‌های سیستم CFST، بتن مسلح و فولادی.....
۳۲	۷-۴-۲ جمع بندی کلی این قسمت بر اساس اطلاعات موجود
۳۳	فصل سوم: بتن‌های الیافی و خودتراکم.....
۳۴	۱-۳ معرفی بتن الیافی.....
۳۴	۲-۳ گونه‌های مختلف بتن‌های الیافی
۳۵	۳-۳ ویژگی‌ها و کاربردهای بتن دارای الیاف‌های پلی‌پروپیلن
۳۶	۱-۳-۳ ویژگی‌های بتن در محل دارای الیاف‌های پلی‌پروپیلن
۳۶	۲-۳-۳ ویژگی‌های مکانیکی بتن دارای الیاف‌های پلی‌پروپیلن
۳۷	۴-۳ ویژگی‌ها و کاربردهای بتن دارای الیاف‌های فولادی
۳۸	۱-۴-۳ ویژگی‌های بتن در محل دارای الیاف‌های فولادی
۳۹	۲-۴-۳ ویژگی‌های مکانیکی بتن دارای الیاف‌های فولادی
۳۹	۵-۳ معرفی و کاربرد بتن خودتراکم.....
۴۰	۱-۵-۳ کاربرد بتن خودتراکم در ستون CFST (مرکب).....
۴۱	فصل چهارم: مکانیزم عملکرد ستون CFST و مرور پژوهش‌های گذشته.....
۴۲	۱-۴ تعیین حدود ستون‌های کوتاه، متوسط و بلند CFST (مرکب)
۴۲	۲-۴ مقایسه رفتار ستون‌های کوتاه فولادی، بتنی و CFST تحت فشار محوری.....
۴۴	۳-۴ مقایسه رفتار ستون‌های متوسط و بلند فولادی، بتنی و CFST تحت خمش خالص
۴۵	۴-۴ مقایسه رفتار ستون‌های فولادی، بتنی و CFST تحت کشش.....
۴۶	۵-۴ مقایسه رفتار ستون‌های فولادی، بتنی و CFST تحت پیچش
۴۶	۶-۴ بررسی اثر تنش پسماند روی تیوب‌های فولادی.....

- ۴-۷ پژوهش‌های گذشته ۴۸
- ۴-۷-۱ پژوهش‌های آزمایشگاهی ۴۸
- ۴-۷-۱-۱ رفتار ستون‌های CFST کوتاه ۴۸
- ۴-۷-۲ مرور پژوهش‌های مدل‌سازی CFST (مرکب) ۵۰
- ۴-۷-۲-۱ رفتار ستون‌های CFST کوتاه و متوسط ۵۰

فصل پنجم: معادلات تجربی و مدل‌های بتن محصورشده‌ی ستون‌های CFST پر

شده با بتن‌های کم و پر مقاومت ساده و الیافی ۵۳

- ۵-۱ تمام مدل‌سازی‌های انجام شده در یک نگاه ۵۴
- ۵-۲ فرآیند مدل‌سازی ۵۵
- ۵-۲-۱ نمای کلی مدل‌سازی ۵۵
- ۵-۲-۲ مدل منحنی تنش-کرنش فولاد ۵۶
- ۵-۲-۲-۱ مدل نخست - Guo و همکاران ۵۶
- ۵-۲-۲-۲ مدل دوم-مدل ساده‌سازی شده Tao و همکاران ۵۷
- ۵-۲-۳ مدل‌های منحنی‌های تنش-کرنش بتن محصورشده ۵۸
- ۵-۲-۳-۱ برخی از پارامترهای موجود در مدل‌های ۶ گانه ۵۸
- ۵-۲-۳-۲ مدل منحنی تنش-کرنش بتن پر مقاومت بدون الیاف محصورشده با قوطی فولادی (استفاده در مدل شماره ۱) ۵۸
- ۵-۲-۳-۲-۱ حداکثر تنش-کرنش بتن بدون الیاف پر مقاومت ۵۹
- ۵-۲-۳-۲-۲ حداکثر تنش-کرنش بتن محصورشده بدون الیاف پر مقاومت ۵۹
- ۵-۲-۳-۲-۳ منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده بدون الیاف پر مقاومت قبل از نقطه حداکثر تنش ۶۱
- ۵-۲-۳-۲-۴ منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده بدون الیاف پر مقاومت بعد از نقطه حداکثر تنش ۶۱
- ۵-۲-۳-۲-۵ نحوه دستیابی به منحنی تنش-کرنش در مدل شماره ۱ ۶۲
- ۵-۲-۳-۳ مدل منحنی تنش-کرنش بتن پر مقاومت خودتراکم محصورشده با قوطی فولادی (استفاده در مدل شماره ۶) ۶۳
- ۵-۲-۳-۳-۱ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن خودتراکم محصورنشده ۶۴

- ۵-۲-۳-۲ تنش و کرنش متناظر با منحنی بتن خودتراکم پر مقاومت محصورشده..... ۶۴
- ۵-۲-۳-۳ معادلات مربوط به رفتار قبل از تنش کرنش حداکثر بتن خودتراکم محصورشده
۶۴.....
- ۵-۲-۳-۴ معادلات مربوط به رفتار بعد از تنش-کرنش حداکثر بتن خودتراکم محصورشده
۶۵.....
- ۵-۲-۳-۴ مدل منحنی تنش-کرنش بتن پر مقاومت خودتراکم محصورشده با تیوب دایره‌ای
فولادی (استفاده در مدل شماره ۹)..... ۶۶
- ۵-۲-۳-۴-۱ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن خودتراکم محصورنشده ۶۶
- ۵-۲-۳-۴-۲ تنش و کرنش حداکثر بتن خودتراکم محصورشده..... ۶۶
- ۵-۲-۳-۴-۳ معادلات مربوط به رفتار قبل از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن خودتراکم
محصورشده ۶۷
- ۵-۲-۳-۴-۴ معادلات مربوط به رفتار بعد از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن خودتراکم
محصورشده ۶۸
- ۵-۲-۳-۵ مدل منحنی تنش-کرنش بتن الیافی (الیاف فولادی قلابدار) پر مقاومت خودتراکم
محصورشده با تیوب دایره‌ای فولادی (استفاده در مدل شماره ۱۱) ۶۹
- ۵-۲-۳-۵-۱ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن خودتراکم محصورنشده ۶۹
- ۵-۲-۳-۵-۲ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن الیافی خودتراکم محصورنشده ۷۰
- ۵-۲-۳-۵-۳ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن الیافی خودتراکم محصورشده ۷۰
- ۵-۲-۳-۵-۴ تنش حداکثر بتن الیافی خودتراکم محصورشده ۷۱
- ۵-۲-۳-۵-۵ معادلات مربوط به رفتار قبل و بعد از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن الیافی
خودتراکم محصورشده ۷۱
- ۵-۲-۳-۶ مدل منحنی تنش-کرنش بتن کم مقاومت الیافی (الیاف فولادی قلابدار) محصورشده با
تیوب قوطی فولادی جدار نازک (استفاده در مدل شماره ۳) ۷۲
- ۵-۲-۳-۶-۱ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن محصورنشده ۷۲
- ۵-۲-۳-۶-۲ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن کم مقاومت الیافی محصورنشده ۷۲
- ۵-۲-۳-۶-۳ تنش حداکثر بتن کم مقاومت الیافی محصورنشده ۷۲
- ۵-۲-۳-۶-۴ کرنش حداکثر بتن الیافی کم مقاومت محصورشده ۷۳
- ۵-۲-۳-۶-۵ تنش حداکثر بتن الیافی کم مقاومت محصورشده ۷۳

- ۵-۲-۳-۶-۶ معادلات مربوط به رفتار قبل از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن کم مقاومت الیافی
محصورشده ۷۴
- ۵-۲-۳-۶-۷ معادلات مربوط به رفتار بعد از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن الیافی کم مقاومت
محصورشده ۷۴
- ۵-۲-۳-۷ مدل منحنی تنش-کرنش بتن کم مقاومت الیافی (الیاف پلی پروپیلن) محصورشده با
تیوب دایره‌ای فولادی جدار نازک (استفاده در مدل شماره ۱۲) ۷۵
- ۵-۲-۳-۷-۱ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن کم مقاومت الیافی محصورنشده ۷۵
- ۵-۲-۳-۷-۲ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن کم مقاومت الیافی محصورشده ۷۵
- ۵-۲-۳-۷-۳ تنش حداکثر بتن الیافی کم مقاومت محصورشده ۷۶
- ۵-۲-۳-۷-۴ معادلات مربوط به رفتار قبل از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن کم مقاومت الیافی
محصورشده ۷۶
- ۵-۲-۳-۷-۵ معادلات مربوط به رفتار بعد از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن الیافی کم مقاومت
محصورشده ۷۶
- ۵-۲-۳-۸ جمع بندی مدل‌های بتن محصورشده ارائه شده ۷۷
- ۵-۲-۴ ورود به فضای نرم افزار ۷۷
- ۵-۲-۴-۱ هندسه مدل‌ها ۷۷
- ۵-۲-۴-۱-۱ مدل‌های یک هشتم ۷۷
- ۵-۲-۴-۱-۲ مدل‌های کامل ۷۸
- ۵-۲-۴-۲ مدل‌سازی مصالح فولادی در نرم افزار ۷۸
- ۵-۲-۴-۲-۱ المان تیوب فولادی ۷۸
- ۵-۲-۴-۲-۲ نحوه ورود منحنی تنش-کرنش فولاد ۷۹
- ۵-۲-۴-۳ مدل‌سازی مصالح بتنی در نرم افزار ۷۹
- ۵-۲-۴-۳-۱ مدل (CDP) یا پلاستیک آسیب‌دیده ۷۹
- ۵-۲-۴-۳-۱-۱ توضیح کلی ۷۹
- ۵-۲-۴-۳-۱-۲ مدل‌سازی رفتار کششی بتن در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده ۸۰
- ۵-۲-۴-۳-۱-۳ پارامترهای تکمیلی در مدل پلاستیک آسیب‌دیده ۸۱
- ۵-۲-۴-۳-۲ مدل (DP) یا دراکر-پراگر ۸۲

- ۸۲ ۱-۲-۳-۴-۲-۵ توضیح کلی
- ۸۲ ۲-۲-۳-۴-۲-۵ پارامترهای تکمیلی در مدل دراگر-پراگر
- ۸۲ ۳-۳-۴-۲-۵ المان بتن
- ۸۳ ۴-۴-۲-۵ نسبت پواسون مصالح بتنی و فولادی
- ۸۳ ۵-۴-۲-۵ مشخصات نهایی پارامترهای مربوط به مدل‌های شبیه‌سازی شده با مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده
- ۸۳ ۶-۴-۲-۵ مشخصات نهایی پارامترهای مربوط به مدل‌های شبیه‌سازی شده با مدل بتن دراگر-پراگر
- ۸۴ ۷-۴-۲-۵ مدل‌سازی صفحه اتصال بتن و فولاد
- ۸۴ ۸-۴-۲-۵ بارگذاری و شرایط مرزی
- ۸۵ ۱-۸-۴-۲-۵ مدل یک هشتم (مدل شماره ۱)
- ۸۶ ۲-۸-۴-۲-۵ حذف صفحه صلب انتهایی و نحوه اعمال بارگذاری
- ۸۶ ۳-۸-۴-۲-۵ شرایط مرزی و نحوه بارگذاری در صورت وجود صفحه انتهایی (مدل شماره ۱۲)
- ۸۷ ۹-۴-۲-۵ مدل‌سازی عیب اولیه قوطی فولادی (مدل شماره ۱)
- ۸۷ ۱-۹-۴-۲-۵ توضیحات کلی
- ۸۸ ۲-۹-۴-۲-۵ نحوه ورود عیب هندسی در نرم افزار
- ۹۰ ۱۰-۴-۲-۵ مدل‌سازی تنش پسماند برای قوطی فولادی (مدل شماره ۱)
- ۹۰ ۱-۱۰-۴-۲-۵ توضیحات کلی
- ۹۲ ۲-۱۰-۴-۲-۵ نحوه ورود تنش پسماند در نرم افزار
- ۹۲ ۱۱-۴-۲-۵ سبک بارگذاری
- ۹۲ ۱۲-۴-۲-۵ مطالعات مش‌بندی

فصل ششم: صحت‌سنجی، مطالعات پارامتری و تقویت ستون FRCFST

- ۹۷ (الیافی)
- ۹۸ ۱-۶ صحت‌سنجی، مطالعات پارامتری و تقویت ستون‌های FRCFST (الیافی)
- ۹۸ ۱-۱-۶ توضیحات اولیه پیرامون نحوه ارائه نتایج
- ۹۹ ۲-۱-۶ نتایج صحت‌سنجی

- ۱-۲-۱-۶ مدل‌های ستون‌های کوتاه قوطی شکل ۱، ۳ و ۶ ۹۹
- ۱-۲-۱-۶ مقایسه نمودارهای آزمایشگاهی و مدل‌سازی‌ها ۹۹
- ۱-۲-۱-۶ مشخصات کامل مدل‌های ۱، ۳ و ۶ به همراه نتایج دقیق صحت‌سنجی‌ها ۹۹
- ۱-۲-۱-۶ توضیحات پیرامون هر صحت‌سنجی ۱۰۰
- ۱-۲-۱-۶ مدل شماره ۱ ۱۰۰
- ۱-۲-۱-۶ مدل شماره ۳ (الیاف فولادی قلابدار) ۱۰۱
- ۱-۲-۱-۶ مدل شماره ۶ ۱۰۱
- ۱-۲-۱-۶ مدل‌های ستون‌های کوتاه دایره‌ای شکل ۹، ۱۱ و ۱۲ ۱۰۲
- ۱-۲-۱-۶ مقایسه نمودارهای آزمایشگاهی و مدل‌سازی‌ها ۱۰۲
- ۱-۲-۱-۶ مشخصات کامل مدل‌های ۹، ۱۱ و ۱۲ به همراه نتایج دقیق صحت‌سنجی‌ها ۱۰۳
- ۱-۲-۱-۶ توضیحات پیرامون هر صحت‌سنجی ۱۰۴
- ۱-۲-۱-۶ مدل شماره ۹ ۱۰۴
- ۱-۲-۱-۶ مدل شماره ۱۱ (الیاف فولادی قلابدار) ۱۰۴
- ۱-۲-۱-۶ مدل شماره ۱۲ (الیاف پلی‌پروپیلن) ۱۰۵
- ۱-۲-۱-۶ مدل ستون CFST دایره‌ای شکل متوسط شماره ۱۳ ۱۰۶
- ۱-۲-۱-۶ مقایسه نمودار آزمایشگاهی و مدل‌سازی ۱۰۶
- ۱-۲-۱-۶ مشخصات کامل مدل ۱۳ به همراه نتیجه دقیق صحت‌سنجی آن ۱۰۶
- ۱-۲-۱-۶ توضیحات پیرامون هر صحت‌سنجی ۱۰۷
- ۱-۲-۱-۶ مدل شماره ۱۳ (الیاف فولادی قلابدار) ۱۰۷
- ۱-۲-۱-۶ نتایج دقیق صحت‌سنجی‌های ارائه شده در پیوست ۱ ۱۰۸
- ۱-۲-۱-۶ مقایسه نتایج مدل‌سازی‌ها، فرمول مشترک آیین‌نامه‌های ACI/AS و فرمول آیین‌نامه AIJ با مقادیر آزمایشگاهی جهت بدست آوردن حداکثر مقاومت فشاری ستون CFST (مركب) ۱۰۸
- ۱-۴-۱-۶ فرمول مشترک آیین‌نامه‌های ACI/AS (آمریکا-استرالیا) ۱۰۸
- ۲-۴-۱-۶ فرمول آیین‌نامه AIJ (ژاپن) ۱۰۹
- ۳-۴-۱-۶ مقایسه نتایج برای ستون‌های کوتاه CFST قوطی ۱۰۹
- ۴-۴-۱-۶ مقایسه نتایج برای ستون‌های کوتاه CFST دایره‌ای ۱۱۰

- ۱۱۰ ۵-۴-۱-۶ جمع بندی نتایج این قسمت
- ۱۱۱ ۲-۶ بررسی رفتار ستون CFST طبق مدل سازی های انجام شده
- ۱۱۱ ۱-۲-۶ تطابق رفتار منحنی بار-جابجایی با نمونه آزمایشگاهی
- ۱۱۱ ۲-۲-۶ بررسی اثر محصوریت در ستون های CFST (مرکب)
- ۱۱۲ ۳-۲-۶ اثرات تنش پسماند و عیب هندسی اولیه در مدل شماره ۱
- ۱۱۳ ۴-۲-۶ بررسی اثرات تغییر پارامترهای مدل های بتن، سبک بارگذاری، نوع و اندازه مش بندی، تغییر نوع مدل و مقدار ضریب اصطکاک میان بتن و فولاد روی مدل ستون های CFST کوتاه
- ۱۱۳ ۱-۴-۲-۶ تغییر پارامترهای مدل های دراکر-پراگر
- ۱۱۴ ۲-۴-۲-۶ تغییر پارامترهای مربوط به مدل پلاستیک آسیب دیده
- ۱۱۴ ۳-۴-۲-۶ تغییر سبک بارگذاری
- ۱۱۴ ۴-۴-۲-۶ تغییر نوع و اندازه مش بندی
- ۱۱۵ ۵-۴-۲-۶ تغییر نوع مدل اصطکاک میان بتن و فولاد و مقدار ضریب آن
- ۱۱۵ ۱-۵-۴-۲-۶ تغییر نوع مدل اصطکاک (تماسی) میان بتن و فولاد
- ۱۱۵ ۲-۵-۴-۲-۶ تغییر مقدار ضریب اصطکاک (تماس) میان فولاد و بتن
- ۱۱۵ ۵-۲-۶ پیش بینی مودهای گسیختگی
- ۱۱۵ ۱-۵-۲-۶ تطابق مودهای گسیختگی با نتایج آزمایشگاهی
- ۱۱۶ ۲-۵-۲-۶ تفسیر مود گسیختگی رایج در ستون های CFST کوتاه
- ۱۱۷ ۶-۲-۶ اثر کوچک سازی مدل و تأثیر حذف قطعات بر مود گسیختگی
- ۱۱۸ ۳-۶ مطالعات پارامتری روی پارامترهای مکانیکی و هندسی مدل ستون FRSCCFST (الیافی)
- ۱۱۸ ۱-۳-۶ بخش اول: اثر مقاومت مشخصه بتن محصور شده
- ۱۲۰ ۲-۳-۶ بخش دوم: اثر مقاومت فولاد
- ۱۲۱ ۳-۳-۶ بخش سوم: اثر ضخامت جداره فولادی
- ۱۲۲ ۴-۳-۶ بخش چهارم: اثر الیاف فولادی
- ۱۲۳ ۵-۳-۶ بخش پنجم: اثر تغییر نسبت L/D (ارتفاع بر قطر)
- ۱۲۴ ۶-۳-۶ مقایسه نتایج مطالعات پارامتری برای ارزیابی بهترین روش افزایش حداکثر مقاومت فشاری محوری ستون FRSCCFST (الیافی)

۱۲۴	۷-۳-۶ بررسی اثر بار خروج از محور روی ستون FRCFST (الیافی)
۱۲۵	۴-۶ تقویت ستون‌های CFST تحت فشار محوری
۱۲۶	۱-۴-۶ نحوه تقویت ستون‌های مرکب
۱۲۶	۲-۴-۶ نحوه مدل‌سازی اجزاء جدید
۱۲۷	۳-۴-۶ آشنایی بیشتر با تقویت‌ها
۱۲۸	۴-۴-۶ نتایج ارزیابی
۱۳۱	فصل هفتم: نتایج و پیشنهادهایی برای کار بیشتر
۱۳۲	۱-۷ نتایج مدل‌سازی اولیه و مطالعات پارامتری مربوط به آن
۱۳۴	۲-۷ نتایج مطالعات پارامتری مکانیکی و هندسی مدل
۱۳۵	۳-۷ نتایج تقویت ستون
۱۳۶	۴-۷ پیشنهادات
۱۳۷	پیوست ۱ (در ادامه فصل ۶)
۱۳۸	۵-۶ مدل‌های بتن محصورشده مربوط به ۷ مدل باقیمانده
۱۳۹	۶-۶ صحت‌سنجی مربوط به ۷ مدل و نمودارهای بتن محصورشده تمام شبیه‌سازی‌ها
۱۳۹	۱-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۱
۱۳۹	۲-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۲
۱۴۰	۳-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۳
۱۴۱	۴-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۴
۱۴۲	۵-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۵
۱۴۳	۶-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۶
۱۴۳	۷-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۷
۱۴۴	۸-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۸
۱۴۵	۹-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۹
۱۴۶	۱۰-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۱۰
۱۴۷	۱۱-۶-۶ مدل‌سازی شماره ۱۱

- ۱۴۸ ۱۲-۶-۶ مدل سازی شماره ۱۲
- ۱۴۹ ۱۳-۶-۶ مدل سازی شماره ۱۳
- ۷-۶ معرفی اولیه برخی فرمول های ارائه شده برای بدست آوردن حداکثر مقاومت فشاری ستون های CFST (مرکب) ۱۵۰
- ۱-۷-۶ آیین نامه AISC (آمریکا) ۱۵۰
- ۲-۷-۶ آیین نامه EC 4 (اروپا) ۱۵۰
- ۳-۷-۶ فرمول Lam و Giakoumelis (غیر آیین نامه ای) ۱۵۱
- ۸-۶ برخی توضیحات پیرامون مدل شماره ۱۰ ۱۵۱
- ۹-۶ معرفی مدل های بتن استفاده شده به همراه نتایج مطالعات پارامتری روی متغیرهای مدل های بتن ۱۵۱
- ۱-۹-۶ مدل دراکر-پراگر ۱۵۱
- ۱-۱-۹-۶ مطالعات پارامتری روی متغیرهای مدل بتن دراکر-پراگر ۱۵۵
- ۲-۹-۶ توضیح مدل بتن پلاستیک آسیب دیده ۱۵۶
- ۱-۲-۹-۶ پارامتر K_c (مقدار پیش فرض ۰/۶۶) ۱۵۸
- ۲-۲-۹-۶ خروج از مرکزیت سطح پتانسیل پلاستیک ۱۶۰
- ۳-۲-۹-۶ نسبت f_{b0}/f_{c0} (در نظر گرفتن فشار دو محوری) ۱۶۰
- ۴-۲-۹-۶ زاویه اتساع ۱۶۱
- ۵-۲-۹-۶ پارامتر ویسکوپلاستیک ۱۶۲
- ۶-۲-۹-۶ رابطه سخت شدگی کششی ۱۶۳
- ۷-۲-۹-۶ رابطه تنش- کرنش فشاری ۱۶۴
- ۸-۲-۹-۶ مطالعات پارامتری روی پارامترهای مربوط به مدل بتن پلاستیک آسیب دیده ۱۶۵
- ۱۰-۶ معرفی مکانیک مدل سطح اتصال بتن و فولاد و مطالعه پارامتری روی آن ۱۶۶
- ۱-۱۰-۶ معرفی مکانیک سطح تماس ۱۶۶
- ۲-۱۰-۶ گزینش ضریب اصطکاک سطح اتصال بتن و فولاد و مطالعه پارامتری آن ۱۶۸
- ۳-۱۰-۶ اثر تغییر نوع مدل اصطکاک (تماسی) در مدل شماره ۱ ۱۷۰
- ۱۱-۶ اثر تغییر سبک بارگذاری در مدل شماره ۱ ۱۷۱

- ۱۲-۶ بررسی پارامتری تغییرات اندازه و نوع مش بندی ۱۷۲
- ۱۳-۶ برخی دیگر از بررسی های پارامتری مربوط به مدل های ستون CFST (مرکب) ۱۷۳
- ۱-۱۳-۶ اثر تغییر مقاومت فولاد روی مدل شماره ۶ ۱۷۳
- ۲-۱۳-۶ اثرات تغییر ارتفاع و ضخامت لوله فولادی روی مدل شماره ۱۳ ۱۷۴
- ۳-۱۳-۶ اثر تغییر عرض هسته بتنی در مدل شماره ۴ ۱۷۵
- ۱۴-۶ معادله مربوط به مدل تیوب فولادی ۱۷۶
- ۱۵-۶ تصاویر مربوط به روش های پیشنهاد و مدل سازی شده برای تقویت ستون های FRSCCFST دایره ای و CFST قوطی شکل ۱۷۶
- ۱۶-۶ مود گسیختگی نمونه های تقویت شده و مدل شماره ۱۰ ۱۷۸
- ۱-۱۶-۶ نمونه های قوطی شکل ۱۷۸
- ۲-۱۶-۶ نمونه های دایره ای شکل ۱۸۷
- ۳-۱۶-۶ مود گسیختگی مدل شماره ۱۰ ۱۹۶
- ۴-۱۶-۶ الگوی گسترش ریز ترک ها در مدل شماره ۱ و ۱۱ ۱۹۷
- ۱۷-۶ آشنایی با نرم افزار Abaqus و مراحل مدل سازی در آن ۱۹۸
- ۱-۱۷-۶ تاریخچه ۱۹۸
- ۲-۱۷-۶ اهمیت ۱۹۸
- ۳-۱۷-۶ مزایا ۱۹۹
- ۴-۱۷-۶ آشنایی با محصولات Abaqus (مقدماتی) ۲۰۰
- ۱-۴-۱۷-۶ Abaqus/Standard (استاندارد) ۲۰۰
- ۲-۴-۱۷-۶ Abaqus/Explicit (صریح) ۲۰۰
- ۳-۴-۱۷-۶ Abaqus/CAE (حلگر عمومی) ۲۰۱
- ۵-۱۷-۶ آشنایی با نحوه مدل سازی در نرم افزار ۲۰۱
- ۱-۵-۱۷-۶ Abaqus/CAE (حلگر عمومی) ۲۰۲
- ۱-۱-۵-۱۷-۶ Part-مرحله اول ۲۰۳
- ۲-۱-۵-۱۷-۶ Property-مرحله دوم ۲۰۴
- ۳-۱-۵-۱۷-۶ Assembly-مرحله سوم ۲۰۵

۲۰۶ Step ۴-۱-۵-۱۷-۶-مرحله چهارم
۲۰۷ Interaction ۵-۱-۵-۱۷-۶-مرحله پنجم
۲۰۹ Load ۶-۱-۵-۱۷-۶-مرحله ششم
۲۱۰ Mesh ۷-۱-۵-۱۷-۶-مرحله هفتم
۲۱۱ Job ۸-۱-۵-۱۷-۶-مرحله هشتم
۲۱۲ Visualization ۹-۱-۵-۱۷-۶-مرحله نهم
۲۱۵ پیوست ۲ (در ادامه فصل ۲)
۲۱۶ ۵-۲ دیگر ساختمان‌های با ارتفاع متوسط تا نسبتاً بلند (۶۰ تا ۳۶۱ متر)
۲۱۶ ۱-۵-۲ سیستم باربرثقلی CFST (مرکب)
۲۱۸ ۲-۵-۲ ترکیب دیگر سیستم‌ها
۲۱۸ ۱-۲-۵-۲ سیستم پیرامونی قاب مایل محیطی
۲۱۹ ۲-۲-۵-۲ سیستم مهاربند مایل محیطی
۲۲۰ ۶-۲ دیگر ساختمان‌های با ارتفاع فوق بلند (بیش از ۳۵۰ متر)
۲۲۰ ۱-۶-۲ سازه‌های دارای مقاطع Mega CFST منحصر به فرد
۲۲۳ ۷-۲ دیگر مزیت‌های ستون CFST (مرکب)
۲۲۷ پیوست ۳ (در ادامه فصل ۴)
۲۲۸ ۸-۴ بررسی بیشتر رفتار عمومی ستون‌های کوتاه CFST طبق آزمایشات
۲۳۰ ۱-۸-۴ ستون‌های CFST دارای جداره لوله ضخیم
۲۳۱ ۲-۸-۴ ستون‌های CFST کوتاه با جداره نازک
۲۳۲ ۹-۴ رفتار عمومی و مختصر ستون‌های CFST متوسط و بلند طبق آزمایشات
۲۳۲ ۱-۹-۴ ستون‌های CFST متوسط
۲۳۳ ۲-۹-۴ ستون‌های CFST بلند
۲۳۳ ۱۰-۴ سختی ستون‌های CFST بارگذاری شده محوری طبق آزمایشات
۲۳۴ ۱۱-۴ رفتار سیکلی CFST در بار محوری طبق آزمایشات
۲۳۵ ۱۲-۴ رفتار عمومی و مختصر تیر-ستون‌های CFST طبق آزمایشات

۲۳۵	۱۳-۴ بررسی برخی اثرات فرعی روی ستون CFST (مرکب).....
۲۳۵	۱-۱۳-۴ اثر خوردگی.....
۲۳۶	۲-۱۳-۴ نوع بارگذاری.....
۲۳۷	۳-۱۳-۴ خزش و انقباض.....
۲۳۷	۴-۱۳-۴ پیوستگی.....
۲۴۱	۵-۱۳-۴ اثر پیش بارگذاری.....
۲۴۱	۱۴-۴ برخی دیگر از پژوهش‌های گذشته.....
۲۴۱	۱-۱۴-۴ پژوهش‌های آزمایشگاهی.....
۲۴۱	۱-۱-۱۴-۴ رفتار ستون‌های CFST متوسط و لاغر.....
۲۴۲	۲-۱۴-۴ پژوهش‌های مدل‌سازی.....
۲۴۲	۱-۲-۱۴-۴ رفتار CFST لاغر.....
۲۴۴	۳-۱۴-۴ برخی رفتارهای خاص در ستون CFST (مرکب).....
۲۴۵	مراجع.....

فهرست شکل‌ها

- شکل (۱-۲): اجزای ستون مرکب در حالت کلی ۸
- شکل (۲-۲): عوامل مؤثر در طبقه‌بندی ستون مرکب ۸
- شکل (۳-۲): ادامه طبقه‌بندی جامع انواع ستون‌های مرکب ۱۰
- شکل (۴-۲): خانه Fleet place در لندن ۱۲
- شکل (۵-۲): کتابخانه Peckham در لندن ۱۲
- شکل (۶-۲): ساختمان برج Toranomom Hills ۱۳
- شکل (۷-۲): ساختمان برج Abeno Harukas ۱۳
- شکل (۸-۲): ساختمان City Gate ۱۴
- شکل (۱۰-۲): ساختمان برج Millennium ۱۴
- شکل (۹-۲): آپارتمان‌های Montevetro ۱۴
- شکل (۱۱-۲): قسمت‌های مختلف ساختمان Nakanoshima Festival ۱۵
- شکل (۱۲-۲): ستون‌های CFST و نحوه انتقال بار به پی در ساختمان Nakanoshima Festival ۱۵
- شکل (۱۴-۲): برج Suzhou Zhongnan ۱۶
- شکل (۱۳-۲): سیستم برج سازی رایج (اغلب در کشور چین) ۱۶
- شکل (۱۵-۲): سیستم سازه‌ای برج Shanghai World Finance Center ۱۶
- شکل (۱۷-۲): ستون CFST دایره‌ای برج Wuhan Center ۱۷
- شکل (۱۶-۲): ستون‌های CFST در حال ساخت Wuhan Center ۱۷
- شکل (۱۸-۲): پلان سازه برج Jinta ۱۷
- شکل (۱۹-۲): ستون CFST و دیوار برشی فولادی برج Jinta ۱۷
- شکل (۲۰-۲): نمای برج Jinta ۱۷
- شکل (۲۱-۲): برج Taipei 101 ۱۸
- شکل (۲۴-۲): ستون CFST دایره‌ای در برج Tianjin CTF Finance Centre ۱۸
- شکل (۲۳-۲): پلان سازه برج Taipei 101 ۱۸
- شکل (۲۲-۲): ابر ستون CFST برج Taipei 101 ۱۸

- شکل (۲-۲۵): ابر ستون CFST قسمت تغییر دهنده نوع ستون مرکب برج Tianjin CTF Finance Centre ۱۸
- شکل (۲-۲۶): ستون CFST استفاده شده در برج Guangzhou International Finance Center .. ۱۹
- شکل (۲-۲۷): نمای زیبای برج Center Guangzhou International Finance ۱۹
- شکل (۲-۲۹): ستون مایل CFST در قاب مایل محیطی ۲۰
- شکل (۲-۲۸): برج Canton ۲۰
- شکل (۲-۳۰): سیستم سازه‌ای برج Canton ۲۰
- شکل (۲-۳۱): کاربرد عضو مرکب در انواع پل‌ها ۲۱
- شکل (۲-۳۲): استفاده از عضو مرکب در پل‌سازی ۲۱
- شکل (۲-۳۳): استفاده از ستون مرکب در دکل انتقال برق شهری ۲۱
- شکل (۲-۳۴): استفاده از ستون مرکب در نیروگاه برق ۲۱
- شکل (۲-۳۵): استفاده از ستون مرکب در بلندترین دکل انتقال برق بین شهری جهان در چین ۲۱
- شکل (۲-۳۸): تکیه‌گاه‌های CFST تونل معادن عمیق ۲۲
- شکل (۲-۳۷): تونل مترو ۲۲
- شکل (۲-۳۶): ایستگاه قطار شهری ۲۲
- شکل (۲-۳۹): نمودار کاربردهای اعضای مرکب ۲۳
- شکل (۲-۴۰): مقایسه ظرفیت باربری نهایی ستون‌های فولادی، بتن مسلح و CFST (پر شده با بتن ساده) مشابه تحت فشار محوری ۲۴
- شکل (۲-۴۱): مقایسه ظرفیت جذب انرژی نهایی ستون‌های فولادی، بتن مسلح و CFST (پر شده با بتن ساده) مشابه تحت فشار محوری ۲۴
- شکل (۲-۴۲): روش‌های بتن‌ریزی ستون CFST ۲۵
- شکل (۲-۴۶): مقایسه مدت زمان تحمل آتش توسط مقاطع HSS و CFST پر شده با بتن ساده و بتن الیافی ۲۷
- شکل (۲-۴۵): میزان کاهش مقاومت هر یک از اجزای ستون CFST پر شده با بتن مسلح تحت شرایط آتش‌سوزی ۲۷
- شکل (۲-۴۳): منحنی بار-جاب‌جایی ستون CFST تحت شرایط آتش‌سوزی ۲۷
- شکل (۲-۴۴): مقایسه منحنی‌های بار-جاب‌جایی ستون‌های CFST پر شده با بتن ساده، مسلح و الیافی تحت شرایط آتش‌سوزی ۲۷

- شکل (۲-۴۸): مقایسه عملکرد مقاطع HSS و CFST قوطی در شرایط آتش‌سوزی..... ۲۸
- شکل (۲-۴۷): مقایسه عملکرد مقاطع HSS و CFST دایره‌ای در شرایط آتش‌سوزی..... ۲۸
- شکل (۳-۱): گونه‌های مختلف الیاف‌های فولادی: الف-صاف ب-موجدار پ-بهم‌بافته شده ت-قلابدار
ث-پیچشی..... ۳۷
- شکل (۳-۲): ستون‌های CFST بزرگ مقیاس آزمایش شده توسط Han..... ۴۰
- شکل (۴-۱): مقایسه عملکرد ستون لوله‌ای فولادی، بتنی ساده و مرکب در فشار محوری..... ۴۳
- شکل (۴-۲): مقایسه عملکرد تیر فولادی، بتنی ساده و مرکب در خمش خالص..... ۴۴
- شکل (۴-۳): عملکرد عضو مرکب در کشش محوری..... ۴۵
- شکل (۴-۴): مقایسه عملکرد تیر فولادی، بتنی ساده و مرکب در پیچش..... ۴۶
- شکل (۵-۱): منحنی تنش-کرنش فولاد-مدل Geo و همکاران..... ۵۶
- شکل (۵-۲): منحنی تنش-کرنش فولاد-مدل Tao و همکاران..... ۵۷
- شکل (۵-۳): منحنی تنش-کرنش فولاد-مدل ساده‌سازی شده Tao..... ۵۷
- شکل (۵-۴): مقایسه منحنی‌های بتن محصورشده و نشده درون قوطی فولادی..... ۵۸
- شکل (۵-۵): منحنی بتن محصورشده مدل شماره ۱ درون قوطی فولادی..... ۶۲
- شکل (۵-۶): مقایسه منحنی‌های بتن خودتراکم محصورشده و محصورنشده در مقاطع CFST قوطی..... ۶۳
- شکل (۵-۷): مقایسه منحنی‌های بتن خودتراکم محصورشده و محصورنشده در مقاطع دایره‌ای CFST..... ۶۶
- شکل (۵-۸): مقایسه منحنی‌های بتن‌های خودتراکم بدون الیاف و الیافی محصورنشده با بتن الیافی محصورشده در مقاطع دایره‌ای CFST..... ۶۹
- شکل (۵-۹): کاربرد مدل یک هشتم در مدل‌سازی ستون CFST تحت بار محوری..... ۷۷
- شکل (۵-۱۰): هندسه مدل‌های کامل..... ۷۸
- شکل (۵-۱۱): المان S4R و درجات آزادی آن..... ۷۹
- شکل (۵-۱۲): المان C3D8R و درجات آزادی آن..... ۸۲
- شکل (۵-۱۳): نمایش سطوح اصلی و فرعی صفحه اتصال بتن و فولاد در مدل‌سازی‌ها..... ۸۴
- شکل (۵-۱۴): جداره‌های قائم و افقی قیدگذاری شده در مدل یک هشتم شماره ۱..... ۸۶
- شکل (۵-۱۵): محل نقطه مرجع در مدل به همراه جهت بارگذاری اعمالی..... ۸۶

- شکل (۵-۱۶) کمترین مود کمانشی قوطی فولادی- شکل‌های تغییر شکل یافته و تغییر شکل نیافته ۸۸
- شکل (۵-۱۷) نمودار تنش پسماند حقیقی در قوطی‌های فولادی جوشکاری شده ۹۰
- شکل (۵-۱۸) نمودار تنش پسماند ایده آل روی جداره قوطی‌های فولادی جوشکاری شده ۹۰
- شکل (۵-۲۰): المان تنش فشاری در نظر گرفته شده برای تنش پسماند جدار قوطی فولادی ناشی از جوشکاری ۹۱
- شکل (۵-۱۹): منحنی تنش پسماند ایده آل قوطی فولادی مدل‌سازی شده در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی ۹۱
- شکل (۵-۲۱): مش‌بندی‌های استفاده شده برای صفحه‌های صلب انتهایی ۹۳
- شکل (۵-۲۲): انواع مش‌بندی‌های استفاده شده برای مقاطع دایره‌ای در نرم افزار المان محدود Abaqus ۹۳
- شکل (۵-۲۵): مش‌بندی‌های مربوط به مدل‌های کامل یا دارای صفحه صلب انتهایی ۹۴
- شکل (۵-۲۴): مش‌بندی مدل‌های یک هشتم قوطی ۹۴
- شکل (۵-۲۳): مش‌بندی مدل‌های یک هشتم دایره‌ای ۹۴
- شکل (۶-۴): مقایسه مدل شماره ۶ با نمونه آزمایشگاهی SC2-1 ۹۹
- شکل (۶-۱): مقایسه مدل شماره ۱ با نمونه آزمایشگاهی SSH1-2 ۹۹
- شکل (۶-۲): مقایسه مدل شماره ۳ با نمونه آزمایشگاهی UFRC-L ۹۹
- شکل (۶-۳): مقایسه مدل شماره ۶ با نمونه آزمایشگاهی SC2-2 ۹۹
- شکل (۶-۶): مقایسه مدل شماره ۹ با نمونه آزمایشگاهی CB3-2 ۱۰۲
- شکل (۶-۵): مقایسه مدل شماره ۹ با نمونه آزمایشگاهی CB3-1 ۱۰۲
- شکل (۶-۸): مقایسه مدل شماره ۱۱ با نمونه آزمایشگاهی C70-5-1.2 دارای ۱/۲ درصد الیاف فولادی ۱۰۲
- شکل (۶-۷): مقایسه مدل شماره ۱۱ با نمونه آزمایشگاهی C70-5-0.9 دارای ۰/۹ درصد الیاف فولادی ۱۰۲
- شکل (۶-۹): مقایسه مدل شماره ۱۲ با نمونه آزمایشگاهی C5 دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف پلی‌پروپیلن ۱۰۲
- شکل (۶-۱۰): مقایسه مدل اصلاح شده شماره ۱۲ با نمونه C5 دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف پلی‌پروپیلن که بتن آن با مدل DP و CDP مدل شده است ۱۰۲

- شکل (۶-۱۱): مقایسه مدل شماره ۱۳ با نمونه آزمایشگاهی متناظر آن دارای ۲ درصد حجمی الیاف فولادی قلابدار ۱۰۶
- شکل (۶-۱۳): مقایسه منحنی‌های رفتار فشاری مدل شماره ۱ بدون اثرات جانبی و با در نظر گرفتن اثر عیب هندسی ۱۱۲
- شکل (۶-۱۲): مقایسه منحنی‌های رفتار فشاری مدل شماره ۱ بدون اثرات جانبی و با در نظر گرفتن اثر تنش پسماند ۱۱۲
- شکل (۶-۱۴): مقایسه منحنی‌های رفتار فشاری مدل شماره ۱ بدون اثرات جانبی و با در نظر گرفتن همزمان اثرات عیب هندسی و تنش پسماند با منحنی نمونه آزمایشگاهی SSH1-2 ۱۱۳
- شکل (۶-۱۷): مود گسیختگی نوع سوم ۱۱۶
- شکل (۶-۱۶): مود گسیختگی نوع دوم ۱۱۶
- شکل (۶-۱۵): مود گسیختگی نوع اول ۱۱۶
- شکل (۶-۱۸): اثر مقاومت مشخصه بتن بر مقاومت خودتراکم روی رفتار ستون SCCFST در مدل شماره ۹ ۱۱۹
- شکل (۶-۱۹): اثر مقاومت مشخصه بتن بر مقاومت خودتراکم روی رفتار ستون SCCFST در مدل شماره ۶ ۱۱۹
- شکل (۶-۲۰): اثر مقاومت مشخصه بتن بر مقاومت خودتراکم الیافی روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱ ۱۱۹
- شکل (۶-۲۱): اثر مقاومت فولاد روی منحنی تنش-کرنش فولاد طبق مدل ارائه شده در بخش ۵-۲ ۱۲۱
- شکل (۶-۲۲): اثر مقاومت فولاد روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱ ۱۲۱
- شکل (۶-۲۴): اثر تغییر ضخامت جداره فولادی روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱ ۱۲۱
- شکل (۶-۲۳): اثر تغییر ضخامت جداره فولادی روی رفتار ستون SCCFST در مدل شماره ۶ ۱۲۱
- شکل (۶-۲۵): اثر تغییر درصد حجمی الیاف فولادی روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱ ۱۲۲
- شکل (۶-۲۶): اثر تغییر ارتفاع روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱ ۱۲۳
- شکل (۶-۲۷): اثر تغییر قطر خارجی روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱ ۱۲۳
- شکل (۶-۲۹): نتایج اعمال بار خروج از محور یک طرفه روی ستون FRCFST کوتاه ۱۲۵

- شکل (۶-۲۸): نحوه اعمال بار خروج از محور یک طرفه و مود گسیختگی ستون FRCFST..... ۱۲۵
- شکل (۶-۳۲): مقایسه ۴ روش تقویتی با حالت پایه در مدل شماره ۱..... ۱۲۹
- شکل (۶-۳۳): مقایسه ۵ روش تقویتی با حالت پایه در مدل شماره ۱..... ۱۲۹
- شکل (۶-۳۰): مقایسه ۴ روش تقویتی با حالت پایه در مدل شماره ۱۱..... ۱۲۹
- شکل (۶-۳۱): مقایسه ۵ روش تقویتی با حالت پایه در مدل شماره ۱۱..... ۱۲۹
- شکل (۶-۳۴): منحنی بتن پر مقاومت محصورشده در مدل شماره ۱..... ۱۳۹
- شکل (۶-۳۵): مقایسه مدل شماره ۲ با نمونه آزمایشگاهی UNC-L..... ۱۳۹
- شکل (۶-۳۶): منحنی بتن کم مقاومت محصورشده در مدل شماره ۲..... ۱۴۰
- شکل (۶-۳۷): منحنی بتن کم مقاومت الیافی محصورشده دارای ۲ درصد حجمی الیاف فولادی قلابدار در مدل شماره ۳..... ۱۴۰
- شکل (۶-۳۸): مقایسه مدل شماره ۴ با نمونه آزمایشگاهی UNC-H..... ۱۴۱
- شکل (۶-۳۹): منحنی بتن پر مقاومت محصورشده در مدل شماره ۴..... ۱۴۱
- شکل (۶-۴۰): مقایسه مدل شماره ۵ با نمونه آزمایشگاهی UFRC-H..... ۱۴۲
- شکل (۶-۴۱): منحنی بتن الیافی پر مقاومت محصورشده در مدل شماره ۵ دارای ۱/۶ درصد حجمی الیاف فولادی قلابدار..... ۱۴۲
- شکل (۶-۴۲): منحنی بتن خودتراکم پر مقاومت محصورشده در مدل شماره ۶..... ۱۴۳
- شکل (۶-۴۳): مقایسه مدل شماره ۷ با نمونه آزمایشگاهی CN0-5-168-30..... ۱۴۳
- شکل (۶-۴۴): منحنی بتن کم مقاومت محصورشده در مدل شماره ۷..... ۱۴۴
- شکل (۶-۴۵): مقایسه مدل شماره ۸ با نمونه آزمایشگاهی CN0-5-168-80..... ۱۴۴
- شکل (۶-۴۶): منحنی بتن پر مقاومت محصورشده در مدل شماره ۸..... ۱۴۵
- شکل (۶-۴۷): منحنی بتن خودتراکم کم مقاومت محصورشده در مدل شماره ۹..... ۱۴۵
- شکل (۶-۴۹): منحنی بتن پر مقاومت الیافی محصورشده در مدل شماره ۱۰ دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف فولادی صاف..... ۱۴۶
- شکل (۶-۴۸): مقایسه مدل شماره ۱۰ با نمونه آزمایشگاهی متناظر آن دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف فولادی صاف..... ۱۴۶
- شکل (۶-۵۱): مقایسه مدل شماره ۱۱ با نمونه آزمایشگاهی C50-5-0.9 که دارای ۰/۹ درصد الیاف فولادی، مقاومت بتن ۵۰ مگاپاسکال و ضخامت لوله ۰/۰۵ متر..... ۱۴۷

- شکل (۶-۵۰): مقایسه مدل شماره ۱۱ با نمونه آزمایشگاهی C70-5-0.6 که دارای ۰/۶ درصد الیاف فولادی، مقاومت بتن ۷۰ مگاپاسکال و ضخامت لوله ۰/۰۵ متر ۱۴۷
- شکل (۶-۵۲): منحنی بتن خودتراکم پر مقاومت الیافی محصورشده در مدل شماره ۱۱ دارای ۱/۲ درصد حجمی الیاف فولادی قلابدار ۱۴۸
- شکل (۶-۵۳): منحنی بتن کم مقاومت الیافی محصورشده در مدل شماره ۱۲ دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف پلی پروپیلن ۱۴۸
- شکل (۶-۵۴): منحنی بتن کم مقاومت الیافی محصورشده در مدل اصلاح شده شماره ۱۲ دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف پلی پروپیلن ۱۴۹
- شکل (۶-۵۵): منحنی بتن کم مقاومت الیافی محصورشده دارای ۲ درصد حجمی الیاف فولادی قلابدار در مدل شماره ۱۳ ۱۴۹
- شکل (۶-۵۶): سطوح مرزی مخروطی در مدل بتن دراکر-پراگر ۱۵۲
- شکل (۶-۵۸): شکل‌های سطوح گسیختگی بتن با توجه به پارامتر K ۱۵۳
- شکل (۶-۵۷): خط G در دستگاه $t\sigma$ به همراه پارامترهای d و β ۱۵۳
- شکل (۶-۵۹): زاویه ϕ در مدل دراکر-پراگر ۱۵۴
- شکل (۶-۶۰): زاویه اتساع در مدل دراکر-پراگر (ψ) ۱۵۴
- شکل (۶-۶۲): اثرات تغییر پارامتر ψ در مدل دراکر-پراگر روی مدل شماره ۱۱ ۱۵۵
- شکل (۶-۶۱): اثرات تغییر پارامتر ϕ در مدل دراکر-پراگر روی رفتار مدل شماره ۱۱ ۱۵۵
- شکل (۶-۶۳): اثرات تغییر پارامتر K در مدل دراکر-پراگر روی رفتار مدل شماره ۱۱ ۱۵۶
- شکل (۶-۶۴): سطح گسیختگی بتن در مدل CDP ۱۵۷
- شکل (۶-۶۵): سطح گسیختگی بتن در مدل DP ۱۵۷
- شکل (۶-۶۶): شکل سطوح گسیختگی ایجاد شده توسط پارامتر K_c در مدل بتن آسیب‌دیده ۱۵۹
- شکل (۶-۶۷): نمایش پارامتر E (ϵ) یا خروج از محوریت سطح پتانسیل پلاستیک در مدل بتن آسیب‌دیده ۱۶۰
- شکل (۶-۶۸): منحنی سخت‌شدگی کششی در مدل پلاستیک آسیب‌دیده ۱۶۳
- شکل (۶-۶۹): منحنی تنش-کرنش فشاری در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده ۱۶۴
- شکل (۶-۷۱): اثرات تغییر پارامتر f_{b0}/f_{c0} در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده در مدل شماره ۱ ۱۶۵
- شکل (۶-۷۰): اثرات تغییر پارامتر ψ در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده در مدل شماره ۱ ۱۶۵
- شکل (۶-۷۲): اثرات تغییر پارامتر K در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده در مدل شماره ۱ ۱۶۶

- شکل (۶-۷۳): نحوه در نظر گرفتن اصطکاک در نرم افزار Abaqus ۱۶۷
- شکل (۶-۷۴): اصطکاک در حالت سکون (چسبیده) و لغزشی ۱۶۷
- شکل (۶-۷۵): نحوه عملکرد رفتار تماسی Hard ۱۶۸
- شکل (۶-۷۶): اثر تغییر ضریب اصطکاک روی رفتار ستون CFST در مدل شماره ۱ ۱۷۰
- شکل (۶-۷۷): اثر تغییر نوع مدل اصطکاکی (تماسی) روی رفتار مدل شماره ۱ ۱۷۱
- شکل (۶-۷۸): اثر تغییر سبک بارگذاری در مدل شماره ۱ ۱۷۱
- شکل (۶-۸۱): اثر تغییر نوع المان روی رفتار مدل شماره ۱ ۱۷۲
- شکل (۶-۷۹): اثر کاهش تعداد المان‌ها روی رفتار مدل شماره ۱ ۱۷۲
- شکل (۶-۸۰): اثر افزایش تعداد المان‌ها روی رفتار مدل شماره ۱ ۱۷۲
- شکل (۶-۸۲): اثر تغییر مقاومت فولاد روی رفتار منحنی تنش- کرنش فولاد طبق معادله بخش ۵-۲ ۱۷۳
- شکل (۶-۸۳): اثر تغییر مقاومت فولاد روی رفتار ستون CFST در مدل شماره ۶ ۱۷۳
- شکل (۶-۸۴): اثر تغییر ارتفاع روی رفتار ستون FRCFST در مدل شماره ۱۳ ۱۷۴
- شکل (۶-۸۵): اثر تغییر ضخامت لوله روی رفتار ستون FRCFST در مدل شماره ۱۳ ۱۷۵
- شکل (۶-۸۶): اثر تغییر قطر (عرض) هسته بتنی روی رفتار ستون CFST در مدل شماره ۴ ۱۷۶
- شکل (۶-۹۵): تقویت شماره ۸-سازه فضایی ۱۷۷
- شکل (۶-۹۴): تقویت شماره ۷-خرپا دو و سه بعدی ۱۷۷
- شکل (۶-۹۲): تقویت شماره ۴-۴ سخت‌کننده نواری خارجی ۱۷۷
- شکل (۶-۹۳): تقویت‌های شماره ۵ و ۶ ۱۷۷
- شکل (۶-۹۱): تقویت شماره ۴-۲ سخت‌کننده نواری خارجی ۱۷۷
- شکل (۶-۸۸): تقویت شماره ۲-شبه‌بندی میلگردی ۱۷۷
- شکل (۶-۸۹): تقویت شماره ۳-۲ سخت‌کننده نواری داخلی ۱۷۷
- شکل (۶-۹۰): تقویت شماره ۳-۴ سخت‌کننده نواری داخلی ۱۷۷
- شکل (۶-۸۷): تقویت شماره ۱-افزایش ضخامت ۱۷۷
- شکل (۶-۹۶): مود گسیختگی تقویت شماره ۱ ۱۷۸
- شکل (۶-۹۷): مود گسیختگی تقویت شماره ۲ ۱۷۹
- شکل (۶-۹۸): مود گسیختگی تقویت شماره ۳-نوع ۱ ۱۸۰

- شکل (۶-۹۹): مود گسیختگی تقویت شماره ۳-نوع ۲ ۱۸۱
- شکل (۶-۱۰۰): مود گسیختگی تقویت شماره ۴-نوع ۱ ۱۸۲
- شکل (۶-۱۰۱): مود گسیختگی تقویت شماره ۴-نوع ۲ ۱۸۳
- شکل (۶-۱۰۲): مود گسیختگی تقویت شماره ۵ ۱۸۴
- شکل (۶-۱۰۳): مود گسیختگی تقویت شماره ۷ ۱۸۵
- شکل (۶-۱۰۴): مود گسیختگی تقویت شماره ۸ ۱۸۶
- شکل (۶-۱۰۵): مود گسیختگی تقویت شماره ۱ ۱۸۷
- شکل (۶-۱۰۶): مود گسیختگی تقویت شماره ۲ ۱۸۸
- شکل (۶-۱۰۷): مود گسیختگی تقویت شماره ۳-نوع ۱ ۱۸۹
- شکل (۶-۱۰۸): مود گسیختگی تقویت شماره ۳-نوع ۲ ۱۹۰
- شکل (۶-۱۰۹): مود گسیختگی تقویت شماره ۴-نوع ۲ ۱۹۱
- شکل (۶-۱۱۰): مود گسیختگی تقویت شماره ۴-نوع ۱ ۱۹۲
- شکل (۶-۱۱۱): مود گسیختگی تقویت شماره ۶ ۱۹۳
- شکل (۶-۱۱۲): مود گسیختگی تقویت شماره ۷ ۱۹۴
- شکل (۶-۱۱۳): مود گسیختگی تقویت شماره ۸ ۱۹۵
- شکل (۶-۱۱۴): مود گسیختگی مدل شماره ۱۰ دارای حلقه در قسمت‌های ابتدایی و انتهایی ۱۹۶
- شکل (۶-۱۱۵): الگوی گسترش ریز ترک در مدل‌های شماره ۱ و ۱۱ ۱۹۷
- شکل (۶-۱۱۶): انتخاب روش حل کلی مسئله در شروع کار با نرم افزار ۲۰۱
- شکل (۶-۱۱۷): فضای کار، ابزارها و امکانات نرم افزار ۲۰۲
- شکل (۶-۱۱۸): قسمت Create Part ۲۰۳
- شکل (۶-۱۲۰): مدل‌های بتن در بخش Mechanical ۲۰۴
- شکل (۶-۱۱۹): بخش Edit Material ۲۰۴
- شکل (۶-۱۲۲): ابزار Section Assign Manager ۲۰۵
- شکل (۶-۱۲۱): منو Create Section ۲۰۵
- شکل (۶-۱۲۴): روش‌های تحلیل متفاوت در بخش Create Step ۲۰۶
- شکل (۶-۱۲۳): کادر Create Instance ۲۰۶

- شکل (۶-۱۲۶): استفاده از Field Output برای گرفتن خروجی ۲۰۷
- شکل (۶-۱۲۵): استفاده از History Output برای گرفتن خروجی ۲۰۷
- شکل (۶-۱۲۸): کادر ورود خصوصیات تماس ۲۰۸
- شکل (۶-۱۲۷): بخش Create Interaction ۲۰۸
- شکل (۶-۱۳۱): منوی ایجاد شرایط مرزی یا تکیه‌گاهی در مدل ۲۰۹
- شکل (۶-۱۳۰): نحوه ایجاد بارگذاری دلخواه در مدل ۲۰۹
- شکل (۶-۱۲۹): منوی کار گذاشتن قيود در نرم افزار ۲۰۹
- شکل (۶-۱۳۳): ابزار تعیین نوع‌های متفاوت مش‌ریزی ۲۱۰
- شکل (۶-۱۳۲): ابزار Seed Edge برای تنظیم تعداد المان‌ها ۲۱۰
- شکل (۶-۱۳۴): منوی Element Type ۲۱۱
- شکل (۶-۱۳۵): منوی Job Manager و ابزارهای آن ۲۱۲
- شکل (۶-۱۳۷): دکمه اجرای انیمیشن ۲۱۲
- شکل (۶-۱۳۶): ابزار Plot Contours on Deformed Shape ۲۱۲
- شکل (۶-۱۴۰): مشاهده فریم دلخواه نتایج ۲۱۳
- شکل (۶-۱۳۸): ایجاد خروجی به صورت نمودار با منوی XY Data Manager ۲۱۳
- شکل (۶-۱۳۹): ابزار نمایش المان‌های درونی مدل ۲۱۳
- شکل (۶-۱۴۱): منوی نمایش انیمیشن خروجی با مقیاس دلخواه ۲۱۴
- شکل (۶-۱۴۲): منو مشاهده قطعات به نحوه دلخواه و راه دسترسی به آن ۲۱۴
- شکل (۲-۴۹): ساختمان در حال ساخت Latitude ۲۱۶
- شکل (۲-۵۰): برج Latitude ۲۱۶
- شکل (۲-۵۱): برج Wuhan ISB ساخته شده با ستون CFST قوطی ۲۱۶
- شکل (۲-۵۳): ساختمان تکمیل شده Seg Plaza ۲۱۷
- شکل (۲-۵۲): CFST دایره‌ای در برج Seg Plaza ۲۱۷
- شکل (۲-۵۵): CFST در سیستم مهاربند مایل محیطی ۲۱۸
- شکل (۲-۵۴): CFST در قاب مایل محیطی ۲۱۸
- شکل (۲-۵۷): CFST در برج Sunline ۲۱۸

- شکل (۲-۵۶): CFST در برج Poly Plaza ۲۱۸
- شکل (۲-۵۸): ستون‌های CFST در برج‌های CITIC Finance Center ۲۱۹
- شکل (۲-۵۹): ساختمان در حال احداث و تکمیل شده برج KK100 ۲۲۰
- شکل (۲-۶۲): برج Zun ۲۲۰
- شکل (۲-۶۰): برج Tianjin Goldin 117 ۲۲۰
- شکل (۲-۶۱): برج Guangzhou CTF Finance Centre ۲۲۰
- شکل (۲-۶۳): برج Tianjin Goldin 117 و Mega CFST به کار رفته در آن ۲۲۱
- شکل (۲-۶۴): ساختمان برج Zun و مقطع متغیر ستون Mega CFST آن ۲۲۱
- شکل (۴-۵): ایجاد تنش سه محوری در بتن ستون CFST ۲۲۸
- شکل (۴-۶): ایجاد تنش دو محوری در فولاد ستون CFST ۲۲۸

فهرست جدول‌ها

- جدول (۱-۲): فهرست برخی از پل‌های ساخته شده با عضو مرکب ۲۱
- جدول (۱-۳): مشخصات مکانیکی برخی از الیاف‌ها ۳۵
- جدول (۱-۵): مدل‌سازی‌های مربوط به ستون‌های قوطی شکل کوتاه ۵۴
- جدول (۲-۵): مدل‌سازی‌های مربوط به ستون‌های دایره‌ای ۵۵
- جدول (۳-۵): مقادیر برخی پارامترهای محاسبه شده برای بدست آوردن مدل بتن شماره ۱ ۶۳
- جدول (۴-۵): مقادیر تنش‌ها و کرنش‌های پلاستیک محاسبه شده برای مدل‌سازی بتن پر مقاومت مدل شماره ۱ ۸۰
- جدول (۵-۵): خصوصیات رفتار کششی بتن پر مقاومت در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده برای شبیه‌سازی شماره ۱ ۸۱
- جدول (۶-۵): مشخصات نهایی پارامترهای استفاده شده در مدل‌های بتن (CDP) مربوط به ۱۰ مورد از شبیه‌سازی‌ها ۸۳
- جدول (۷-۵): مشخصات نهایی پارامترهای مورد استفاده در مدل‌های بتن (DP) مربوط به ۳ مورد از شبیه‌سازی‌ها ۸۴
- جدول (۸-۵): تعداد دقیق المان‌ها در مدل‌های ۱۳ گانه ارائه شده ۹۳
- جدول (۳-۶): نتایج نهایی مربوط به صحت‌سنجی مدل‌های CFST قوطی شکل ۱۰۰
- جدول (۲-۶): مشخصات مکانیکی مربوط به نمونه‌های آزمایشگاهی CFST قوطی شکل ۱۰۰
- جدول (۱-۶): مشخصات هندسی مربوط به نمونه‌های آزمایشگاهی CFST قوطی شکل ۱۰۰
- جدول (۵-۶): مشخصات مکانیکی مربوط به نمونه‌های آزمایشگاهی CFST دایره‌ای شکل ۱۰۳
- جدول (۴-۶): مشخصات هندسی مربوط به نمونه‌های آزمایشگاهی CFST دایره‌ای شکل ۱۰۳
- جدول (۶-۶): نتایج نهایی مربوط به صحت‌سنجی مدل‌های CFST دایره‌ای شکل ۱۰۳
- جدول (۸-۶): مشخصات مکانیکی مربوط به نمونه آزمایشگاهی FRCFST دایره‌ای شکل متوسط ۱۰۶
- جدول (۷-۶): مشخصات هندسی مربوط به نمونه آزمایشگاهی FRCFST دایره‌ای شکل متوسط ۱۰۶
- جدول (۹-۶): نتایج نهایی مربوط به صحت‌سنجی مدل FRCFST دایره‌ای شکل متوسط ۱۰۷
- جدول (۱۰-۶): نتایج دقیق مربوط به صحت‌سنجی‌های دیگر مدل‌ها که در پیوست ۱ آمده‌اند ۱۰۸
- جدول (۱۱-۶): مقایسه مقادیر نتایج آزمایشگاهی، مدل‌سازی‌ها و فرمول‌های AIJ و ACI/AS برای CFST قوطی ۱۰۹

- جدول (۶-۱۲): مقایسه مقادیر نتایج آزمایشگاهی، مدل‌سازی‌ها و فرمول‌های AIJ و ACI/AS برای CFST دایره‌ای ۱۱۰
- جدول (۶-۱۳): نتایج تحلیل‌ها برای اثرات عیب هندسی و تنش پسماند در مدل شماره ۱ ۱۱۳
- جدول (۶-۱۴): مقایسه نتایج اثر ۶ پارامتر مختلف روی میزان افزایش حداکثر مقاومت فشاری ستون FRSCCFST ۱۲۴
- جدول (۶-۱۵): مشخصات اولیه مربوط به نحوه تقویت ستون‌های CFST دایره‌ای و قوطی ۱۲۶
- جدول (۶-۱۶): روش‌های هدفمند ارائه شده برای تقویت ستون‌های CFST با حجم مشخصی از فولاد ۱۲۷
- جدول (۶-۱۷): نتایج نهایی مربوط به ۹ راهکار در قالب ۸ روش برای تقویت ستون CFST قوطی و دایره‌ای کوتاه ۱۲۸
- جدول (۶-۱۸): معادلات تجربی مختلف بکار رفته در ۷ شبیه‌سازی دیگر با توجه به ترتیب روابط ارائه شده در فصل ۵ ۱۳۸
- جدول (۶-۱۹): ضرایب اصطکاک پیشنهادی محققان مختلف برای سطوح تماسی میان بتن و فولاد (سطوح مرکب) ۱۶۹
- جدول (۲-۲): برخی از ساختمان‌های دیگر در ژاپن، چین و کره با استفاده از فناوری CFST ۲۲۲
- جدول (۲-۳): برخی از ساختمان‌های دیگر در آمریکا، اروپا و استرالیا با استفاده از فناوری CFST ۲۲۳

فصل اول: مقدمه

فصل اول: مقدمه

از جمله نخستین سکونت‌گاه‌های دائمی انسان‌ها روی کره زمین، غارها بودند. رفته رفته انسان‌ها با توجه به تغییر نیازهایشان و شرایط محیطی غارنشینی را کنار گذاشتند. از طرفی بشر همواره برای بهبود شرایط زندگی خود در پی طرح‌ها و نقشه‌های تازه بوده است. بدین ترتیب به دنبال مواد و مصالحی گشت که بتواند در شرایط مختلف سرپناهی برای او فراهم کند. حوادث و بلایای طبیعی به تدریج برای انسان تجربه‌های ناخوشایند پدید آورد. او تجربه و تفکر خود را با هم آمیخت تا بناها و سکونت‌گاه‌هایی بسازد که در شرایط سخت و گوناگون پاسخ‌گوی نیازهایش باشد. در همین حین با گسترش یکجانشینی، روستاها و سپس شهرها بوجود آمدند. برای تأمین این خواسته‌های تازه، جاده‌های درون شهری و برون شهری همراه با انواع پل‌ها، تونل‌ها در خشکی و بنادر مجهز به اسکله‌های کوچک تا بزرگ شکل گرفتند. ایجاد این همه سازه‌های جدید بدون بهره‌گیری از تکنولوژی پیشرفته امکان‌پذیر نبود. از طرفی هر روز بر جمعیت این شهرها افزوده می‌شود. این جمعیت علاوه بر اینکه می‌خواهند در شهر زادگاه خود باشند، تمایل دارند محل سکونت‌شان به محل کارشان نزدیک باشد. مسئولین شهری راه حل را در این دیدند که ساختمان‌ها در این مناطق به جای رشد عرضی، رشد عمودی داشته باشند. در کشور ما نیز کمابیش با زیاد شدن تعداد کلان‌شهرها، به نظر می‌رسد این راه حل، یکی از راه‌های قابل اجراست.

نخستین سازه‌ها از جمله پل‌ها و ... با برگ، چوب و سنگ ساخته شدند. با گذشت قرن‌ها مواد و مصالح هم عوض شدند. هر ماده‌ای که می‌توانست علاوه بر تأمین ایمنی بیشتر برای سکونت‌گاه انسان، قیمت ارزان‌تری ارائه دهد و دسترسی آسان‌تری داشته باشد، روز به روز بیشتر مورد قبول واقع شد. امروزه در ساخت بیشتر خانه‌ها و ساختمان‌ها کوچک تا بزرگ فولاد، یا ترکیبی از برخی مصالح مانند شن، ماسه، سیمان و ... با عنوان بتن به چشم می‌خورد. با این حال تمدن بشر در هر زمانی، به فکر استفاده از طرح‌ها یا مواد و مصالح جدید و کارآمدتر بوده است. این روال تا هنگامی که جهان پابرجاست ادامه دارد.

نزدیک به پنج دهه قبل طرح جدیدی مبتنی بر استفاده همزمان از بتن و فولاد در ساخت ستون‌های ساختمان‌ها در کشورهایی مثل چین، آمریکا و ژاپن مطرح شد. در آن زمان دو نوع کلی از این ستون‌ها مطرح شدند. ستون‌هایی که فولاد بتن را محصور می‌کند (CFST^۱ یا CFT^۲) و ستون‌هایی که بتن فولاد را احاطه می‌کند (CES^۳ یا SRC^۴). از آن زمان تا کنون آزمایشات فراوانی بر روی رفتار این ستون‌ها در حالت‌های مختلف بارگذاری صورت گرفته است. سپس این پژوهش‌ها در کشورهای دیگر مثل کشورهای اروپایی، استرالیا، کانادا و ... هم ادامه یافت. فعالیت‌های این کشورها موجب ارائه آیین‌نامه‌هایی مستقل در این زمینه گردید (مانند AISC، ACI، AS و ...). هم اکنون در این کشورها می‌توان نمونه‌های متنوعی از سازه‌هایی را یافت که با این شیوه ساخته شده‌اند. از جمله می‌توان به انواع بناها در صنعت ساختمان، حمل و نقل درون و برون شهری و ... اشاره کرد. استفاده فراوان از این ستون‌ها از دو منظر برخورداری از مقاومت کافی و مزیت‌های مفید، در زمینه‌های مختلف قابل بررسی است. حداکثر مقاومت ستون‌های CFST تحت فشار محوری در این پژوهش ارزیابی می‌شود. در فصل ۲ و پیوست ۲ هم توضیحات مفصلی در مورد انواع، کاربردها و مزیت‌های ستون‌های مرکب به همراه دو نمودار جامع یکی برای انواع مختلف و دیگری برای بیان کاربردهای آنها (پیشنهادی) ارائه شده است.

در کشور ایران ستون‌های اکثر سازه‌ها، فولادی یا بتن مسلح هستند. کمتر ساختمانی را می‌توان یافت که با بهره‌گیری از ترکیب این دو ماده بنا شده باشد. از طرفی ارتفاع ساختمان‌ها در اکثر شهرهای ایران هنوز خیلی زیاد نیست. ولی رفته رفته به نظر می‌رسد این روال تغییر کند. لذا خلع یک تحقیق اولیه جامع پیرامون اجزای سیستم‌های سازه‌ای مورد استفاده در ساختمان‌های فوق بلند (از جمله ستون) احساس می‌شود. در ایران رفتار ستون‌های CFST پر شده با بتن ساده یا بتن پر مقاومت (HSC)^۵ هنوز آن چنان که شایسته است، مورد بررسی قرار نگرفته است. از طرفی رفتار ستون‌های CFST پر شده با بتن‌های الیافی (FRC)^۶ گوناگون کم تا پر مقاومت حتی در سطح جهانی نیز کمتر شناخته شده

1- Concrete Filled Steel Tube (CFST)
2- Concrete Filled Tube (CFT)
3- Concrete Encased Steel (CES)

4- Steel Reinforced Concrete (SRC)
5- High Strength Concrete (HSC)
6- Fiber Reinforced Concrete (FRC)

است. از این دیدگاه مدل‌سازی رفتار این ستون‌ها برای شناخت آنها لازم به نظر می‌رسد.

برای بررسی رفتار این ستون‌ها بایستی پارامترهای زیادی را در نظر گرفت. این عوامل تحلیل و طراحی ستون‌های CFST را پیچیده می‌کنند. یک ستون مرکب از دو ماده با منحنی‌های تنش-کرنش و رفتارهای متفاوت تشکیل می‌شود. مدول الاستیسیته^۱ و ممان اینرسی^۲ مقطع باید به نحوی تعریف شود که رفتار همزمان دو ماده را به درستی بیان کند. نحوه گسیختگی، بیشتر به شکل، طول، قطر، ضخامت لوله فولادی، مقاومت‌های بتن و فولاد بستگی دارد. پارامترهایی مانند پیوستگی^۳، محصورشدگی^۴ بتن، تنش پسماند^۵، خزش^۶، انقباض^۷، پیش بارگذاری^۸ و نوع بارگذاری نیز روی عملکرد این ستون‌ها مؤثرند. بنابراین شناخت نحوه عملکرد این ستون‌ها ضروری است. به همین جهت در فصل ۴ و پیوست ۳ عملکرد این ستون‌ها بررسی می‌شوند. از طرفی دیگر خصوصیات مدل بتن محصورشده مورد استفاده در ستون مرکب با اضافه شدن الیاف، دوباره دست‌خوش تغییر می‌شود. پس از شناخت تک تک پارامترهای مؤثر، نخستین گام مهم برای مدل‌سازی دست یافتن به مدلی مناسب برای بتن محصورشده است. با توجه به تحقیقات فراوان صورت گرفته، مدل‌های بتن محصورشده با ژاکت فولادی، ارائه شده توسط محققین مختلف بررسی و ارزیابی شدند. ۶ مدل بتن محصورشده انتخاب و در فصل ۵ بیان شدند. با توجه به تدبیر اندیشیده شده در این فصل، فرمول‌های مربوط به ۷ مدل دیگر نیز در پیوست ۱ قابل دسترسی هستند. همان طور که می‌دانیم رفتار بتن‌های پر مقاومت و کم مقاومت با و بدون الیاف (با توجه به نوع الیاف) با هم تفاوت دارند. تبدیل خصوصیات بتن ساده به بتن الیافی با توجه به فرمول‌های تجربی ارائه شده توسط محققین دیگر، از جمله فعالیت‌های صورت گرفته در این پژوهش است. با هدف ارائه یک دسته‌بندی مناسب، نخست مدل‌های بتن محصورشده بدون الیاف و سپس بتن‌های الیافی بیان می‌گردند. مدل‌های مربوط به بتن خودتراکم (SCC)^۹ هم در این میان ذکر می‌شوند.

1- Elasticity modulus
2- Inertia moment
3- Bond
4- Confinment
5- Residual Stress

6- Creep
7- Shrinkage
8- Preloading
9- Self Consolidating Concrete (SCC)

در هر یک از این ۱۳ مدل، بهترین معادله‌های تجربی مربوط به بتن‌های محصورشده برگزیده شدند. معیار کار ما برای تعیین مقاومت مشخصه بتن، نمونه بتن استوانه‌ای آزمایش شده دارای ابعاد 0.3×0.15 متر بوده است. فقط در آزمایشات مدل شماره ۱۳ مقاومت مشخصه بتن با توجه به نمونه‌های استوانه‌ای با ابعاد 0.2×0.1 متر تعیین شده است. هرچند در مورد مدل ۱۳ این اثر در نظر گرفته نشد، ولی در یکی از مراجع پیوست ۱، روابطی برای تبدیل مقاومت‌های مشخصه به یکدیگر ارائه شده است.

از آنجا که رفتار ستون‌های CFST در جهات گوناگون بهتر از ستون‌های CES است، بررسی رفتار آنها ایده مناسب‌تری است. لذا ستون‌های کوتاه CFST پر شده با بتن‌های کم یا پر مقاومت با یا بدون الیاف دارای مقاطع قوطی یا دایره‌ای برای مدل‌سازی در نظر گرفته شدند. با هدف بررسی ویژگی‌های رفتاری این ستون‌ها تلاش شد تا با به خدمت گرفتن نرم افزار المان محدود (Abaqus (Version 14.2.6 شبیه‌سازی غیرخطی این ستون‌ها انجام شود. یکی از اهداف اصلی این پژوهش بررسی اثر الیاف روی رفتار ستون مرکب است. از این رو شناخت خصوصیات کلی بتن‌های الیافی ضروری بود. لذا در فصل ۳ به صورت مختصر خصوصیات و کاربردهای این بتن‌ها، تشریح خواهد شد. در ادامه با مدل‌سازی نمونه‌های ستون کوتاه آزمایشگاهی قوطی جدار نازک^۱ فولادی پر شده با بتن‌های کم و پر مقاومت دارای الیاف فولادی قلابدار^۲ و همچنین نمونه‌های آزمایشگاهی دایره‌ای فولادی پر شده با بتن‌های کم و پر مقاومت به ترتیب دارای الیاف پلی‌پروپیلن^۳ و فولادی قلابدار یا الیاف فولادی صاف و مطالعه پارامتری روی درصد حجمی الیاف، این هدف محقق می‌شود. با توجه به شکل تیوب، کلیه مشخصات مربوط به مدل بتن محصورشده و دیگر پارامترهای مرتبط به ستون تغییر می‌یابند. از این رو مدل‌ها در دو زیر گروه مقاطع قوطی و دایره‌ای در فصل ۵ بیان می‌شوند. از دیگر اهداف این پژوهش رسیدن به مدلی است که بتواند با در نظر گرفتن اکثر عوامل تأثیرگذار شناخته شده در رفتار این ستون‌ها، از جمله مقاومت فولاد و بتن، ضخامت^۴ اولیه تیوب فولادی، ابعاد مقطع عرضی^۵ و با صرف کمترین زمان،

1- Thin walled box (square or rectangular)

2- Hooked steel fibers

3- Polypropylene

4- Thickness

5- Cross section

مقاومت نهایی ستون مرکب را با بالاترین دقت پیش‌بینی کند. برای رسیدن به دقت مورد نظر بعضی از عواملی که کمتر مورد توجه قرار می‌گیرند، همانند صفحه اتصال^۱ بتن و فولاد، عیب اولیه^۲ تیوب و تنش پسماند نیز در مدل‌ها وارد شدند. هدف بعدی مدل این است که به بهترین وجه ممکن رفتار منحنی بار-جاب‌جایی این ستون‌ها را تحت فشارهای محوری ارزیابی نماید. به نحوی که بتوان با اطمینان خوبی مقدار جذب انرژی^۳، سختی^۴، شکل‌پذیری^۵ و مود گسیختگی^۶ این ستون‌ها را تحت شرایط گوناگون بررسی کرد. روال شبیه‌سازی در اکثر مدل‌ها مشابه است. به همین جهت یک روال کلی ارائه و نکات تکمیلی در کنار آن بیان می‌شوند. موارد بالا، در فصل ۵ شرح داده شده‌اند. در فصل ۶ نتایج مربوط به صحت‌سنجی‌ها، مقایسه نتایج مدل‌سازی‌ها با فرمول‌های آیین‌نامه‌های AS/ACI و AIJ، مطالعات پارامتری روی ستون FRSCCFST و اثر ۹ روش تقویت روی رفتار ستون‌های CFST قوطی و دایره‌ای و ... بیان می‌شوند. علاوه بر توضیحات بالا مدل یک ستون CFST دایره‌ای از نوع متوسط پر شده با بتن الیافی کم مقاومت هم ارائه می‌گردد (یک گام فراتر - پیوست ۱). در انتها شرح مختصر نتایج و پیشنهادها در فصل ۷ ارائه می‌شوند. با توجه به مطالب ذکر شده، فصل‌بندی به صورت زیر ارائه می‌شود:

۱. فصل اول: مقدمه

۲. فصل دوم: کاربردها و مزیت‌های ستون CFST

۳. فصل سوم: معرفی خصوصیات و کاربردهای بتن‌های الیافی (FRC) و خودتراکم (SCC)

۴. فصل چهارم: نحوه عملکرد ستون CFST

۵. فصل پنجم: مدل‌های بتن محصورشده و فرآیند مدل‌سازی در نرم افزار Abaqus

۶. فصل ششم: صحت‌سنجی‌ها، مطالعات پارامتری و تقویت ستون‌های FRCFST

۷. فصل هفتم: نتیجه‌گیری‌ها و پیشنهادهایی برای کار بیشتر

۸. مراجع

1- Interface
2- Imperfection
3- Energy absorption

4- Stiffness
5- Ductility
6- Mode of failure

فصل دوم: کاربردها و مزیت‌های ستون

CFST (مرکب)

فصل دوم: کاربردها و مزیت‌های ستون CFST (مرکب)

۱-۲ معرفی ستون مرکب

این ستون‌ها از ترکیب بتن و فولاد حاصل می‌شوند (شکل ۱-۲). هریک از آنها می‌تواند دیگری را

احاطه کند.



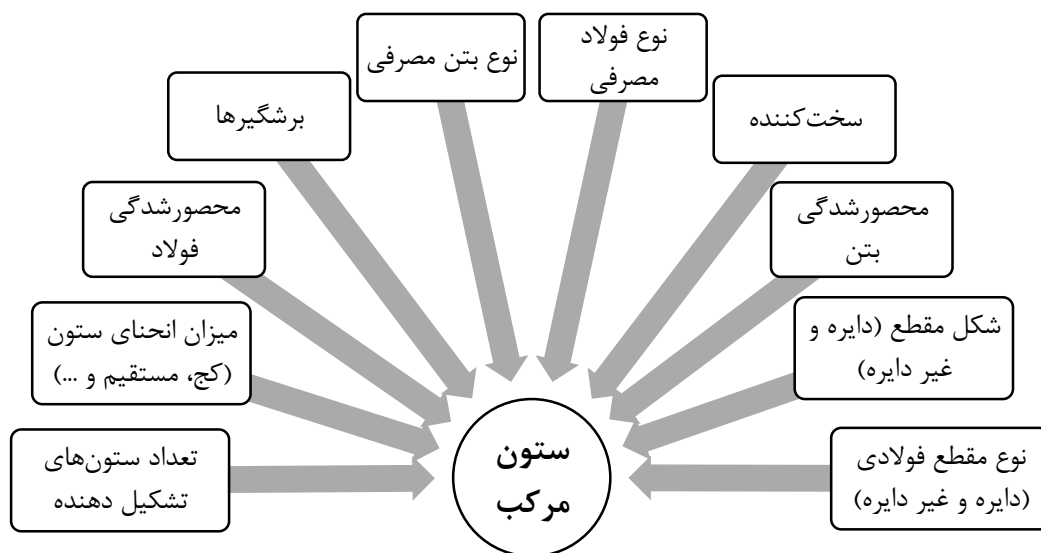
شکل (۱-۲): اجزای ستون مرکب در حالت کلی

۲-۲ انواع ستون‌های مرکب

با توجه به منابع متعدد مطالعه شده در مورد ستون مرکب، در این قسمت یک دسته‌بندی از آنها

پیشنهاد می‌شود. عوامل تأثیرگذار در طبقه‌بندی ستون‌های مرکب می‌توانند به این صورت نمایش داده

شوند (شکل ۲-۲):



شکل (۲-۲): عوامل مؤثر در طبقه‌بندی ستون مرکب

بنابراین خواهیم داشت (بر پایه کل منابع مطالعه شده):

۲-۳ کاربردهای ستون‌های مرکب

نخستین بار در سال ۱۸۷۰ ستون CFST برای ساخت پل در انگلستان استفاده شد [۱]. پس از آن در سال ۱۸۹۸ ایده ساخت ستون CFST دایره‌ای مطرح شد. با این حال استفاده از این ستون‌ها تا نیمه قرن بیستم میلادی به تأخیر افتاد. زیرا تا آن زمان پژوهش‌های حرفه‌ای که خصوصیات سازه‌ای آنها را معلوم نماید، انجام نشدند. همچنین مقاطع لوله‌ای توخالی در همین زمان رواج بیشتری یافتند [۲]. در ادامه به برخی از کاربردهای این ستون‌ها اشاره می‌شود.

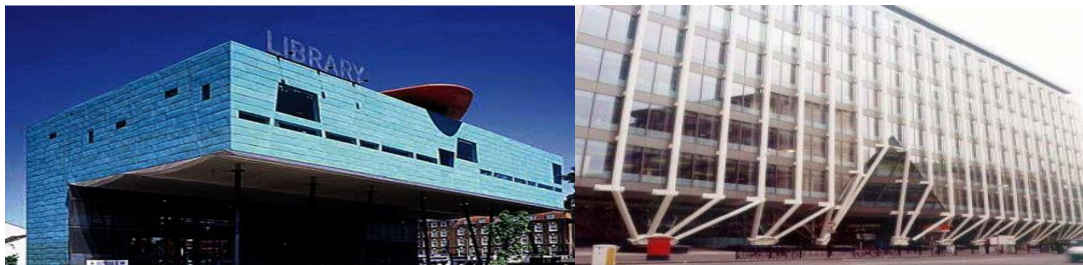
۲-۳-۱ مرتفع سازی

از آنجا که این نوع ستون‌ها می‌توانند بارهای ثقلی بزرگ را تحمل نمایند، در ساخت سازه‌ها کاربرد فراوان دارند [۱ و ۳]. از سال ۱۹۸۰ اعضای مرکب در ساختمان‌سازی‌ها بیشتر بکار گرفته شدند تا از داشتن ستون‌هایی با ابعاد زیاد اجتناب شود [۳]. امروزه نمونه‌های فراوانی از برج‌ها و ساختمان‌های ساخته شده به این شیوه در سراسر جهان وجود دارد. در کشورهایی مثل چین، ژاپن، آمریکا، استرالیا می‌توان نمونه‌های فراوانی از این سازه‌ها را یافت. در برخی کشورهای دیگر مثل انگلیس، آلمان، اتریش و ... نیز نمونه‌هایی هر چند کمتر قابل مشاهده و ذکر است. در ادامه در سه گروه نمونه‌هایی بیان می‌شود. این گروه بندی بر اساس ارتفاع و نوع سیستم مورد استفاده در ساختمان‌های مسکونی-تجاری-اداری ساخته شده، پیشنهاد گردیده است (برج‌های مخابراتی، رادیویی و تلویزیونی معمولاً از طبقه‌بندی‌های ساختمانی حذف می‌شوند. به نظر می‌رسد علت این امر وزن کمتر آنها نسبت به دیگر برج‌ها باشد).

۲-۳-۱-۱ ساختمان‌های با ارتفاع متوسط (۶۰ متر و کمتر)

ستون مرکب در این ساختمان‌ها می‌تواند به عنوان تنها سیستم باربر ثقلی در ترکیب با انواع سیستم‌های باربری جانبی، استفاده شود. بیشتر از مقاطع CFST مربعی، مستطیلی و دایره‌ای با ابعاد کم تا متوسط در ساخت این بناها استفاده می‌شود. قطر یا عرض آنها حدوداً بین $\frac{1}{3}$ تا $\frac{1}{6}$ متر است.

البته با توجه به نوع معماری موارد استثناء هم وجود دارد. در ادامه به معرفی چند نمونه می‌پردازیم. شورای تکنولوژی‌های جدید در مناطق شهری ژاپن (ANUHT) در سال ۱۹۹۶ با هدف بررسی ساختمان‌های بنا شده با ستون‌های (CFST) و کوتاهتر از ۶۰ متر در ژاپن ایجاد گردید. طبق بررسی آنها از سال ۱۹۹۸ تا سال ۲۰۰۲، ۱۷۵ ساختمان در ژاپن با این ستون‌ها ساخته شده است [۴]. در اروپا نیز مثال‌های خوبی قابل مشاهده است. در کشور انگلستان خانه Fleet place، کتابخانه Peckham و خانه Queensberry نمونه‌هایی از این سازه‌ها هستند. تصاویر ۲-۴ و ۲-۵ دو مورد از آنها را نشان می‌دهد. علاوه بر آنها ساختمان‌های Tecnocent، Amsterdam Mees Lease، Microsoft Head



شکل (۲-۴): خانه Fleet place در لندن [۲] شکل (۲-۵): کتابخانه Peckham در لندن - Wikipedia

Office of Villebon-Sur-Yvette و پارکینگ Dez به ترتیب در فنلاند، هلند، فرانسه و اتریش ساخته شده‌اند. در آمریکا نیز پروژه‌هایی با ارتفاع کمتر از ۶۰ متر ساخته شده است. از جمله آنها می‌توان به Museum of Flight در King County Airport (Seattle، Washington) و St. Thomas elementary school در (Hamilton، Ontario) اشاره کرد [۲].

۲-۳-۱-۲ ساختمان‌های با ارتفاع متوسط تا نسبتاً بلند (۶۰ تا ۳۶۱ متر)

در این سازه‌ها ستون مرکب اغلب می‌تواند به عنوان تنها سیستم باربر ثقلی در ترکیب با انواع سیستم‌های باربر جانبی، استفاده شود. بیشتر از مقاطع CFST مربعی، مستطیلی و دایره‌ای با ابعاد متوسط تا بزرگ (حدوداً دارای قطر یا عرض بین ۰/۶ تا ۱/۶ متر) در ساخت این بناها استفاده می‌شود. مرکز ساختمان ژاپن بین سال‌های ۱۹۹۸ تا ۲۰۰۲ مسئولیت بررسی ساختمان‌های ساخته شده با

ستون‌های CFST بلندتر از ۶۰ متر را برعهده داشت. احتمالاً بیشتر از ۱۰۰ سازه بلندتر از ۶۰ متر در ژاپن ساخته شده است. اما اطلاعات بسیاری از آنها در دسترس نیست [۴]. Mitsui Soko Hakozaki (Tokyo-۲۵ طبقه-۱۰۸/۳ متر) و Enicom چند نمونه از آنها هستند [۲]. علاوه بر این نمونه‌ها در سال‌های اخیر استفاده از این شیوه ساختمان‌سازی در کشور لرزه خیز ژاپن به اوج خود رسیده است. به گونه‌ای که بلندترین ساختمان (مسکونی-اداری-تجاری) شهر توکیو Toranomom Hills (چهارمین ساختمان بلند غیر رادیویی ژاپن) در سال ۲۰۱۴ با این روش ساخته شده است. این سازه ۵۲ طبقه دارد. ارتفاع آن ۲۵۵/۵ متر است (شکل ۲-۶) [۵]. همچنین در همین سال بلندترین سازه غیر رادیویی (مسکونی-اداری-تجاری) کشور ژاپن Abeno Harukas با همین روش در شهر اوزاکا ساخته شد (شکل ۲-۷). این سازه ۶۰ طبقه دارد و بالاترین نقطه آن از زمین ۳۰۰ متر فاصله دارد [۶].



شکل (۲-۷): ساختمان برج Abeno Harukas [۶]

شکل (۲-۶): ساختمان برج

Toranomom Hills [۵]

در اروپا نیز مثال‌هایی در این زمینه وجود دارد. در شهر Dusseldorf (آلمان) ساختمان City Gate قرار دارد. این سازه ۱۶ طبقه و ۸۴ متر ارتفاع دارد (شکل ۲-۸). در ساخت آن از CFST دایره‌ای با قطرهای ۰/۴۵، ۰/۵۵ و ۰/۹ متر بهره گرفته شده است. در انگلستان مجموعه آپارتمان‌های ۴ تا ۲۰ طبقه Montevetro با این ستون‌ها ساخته شده است (شکل ۲-۹). همچنین یکی از بلندترین سازه‌های موجود اروپا در این مورد برج Millennium است. این ساختمان ۵۵ طبقه دارد و در شهر وین اتریش

قرار دارد. ارتفاع سازه اصلی آن ۱۷۱ متر و ارتفاع بلندترین نقطه آن ۲۰۲ متر است (شکل ۲-۱۰) [۲].



شکل (۲-۱۰): ساختمان برج
Wikipedia-[۲]-Millennium

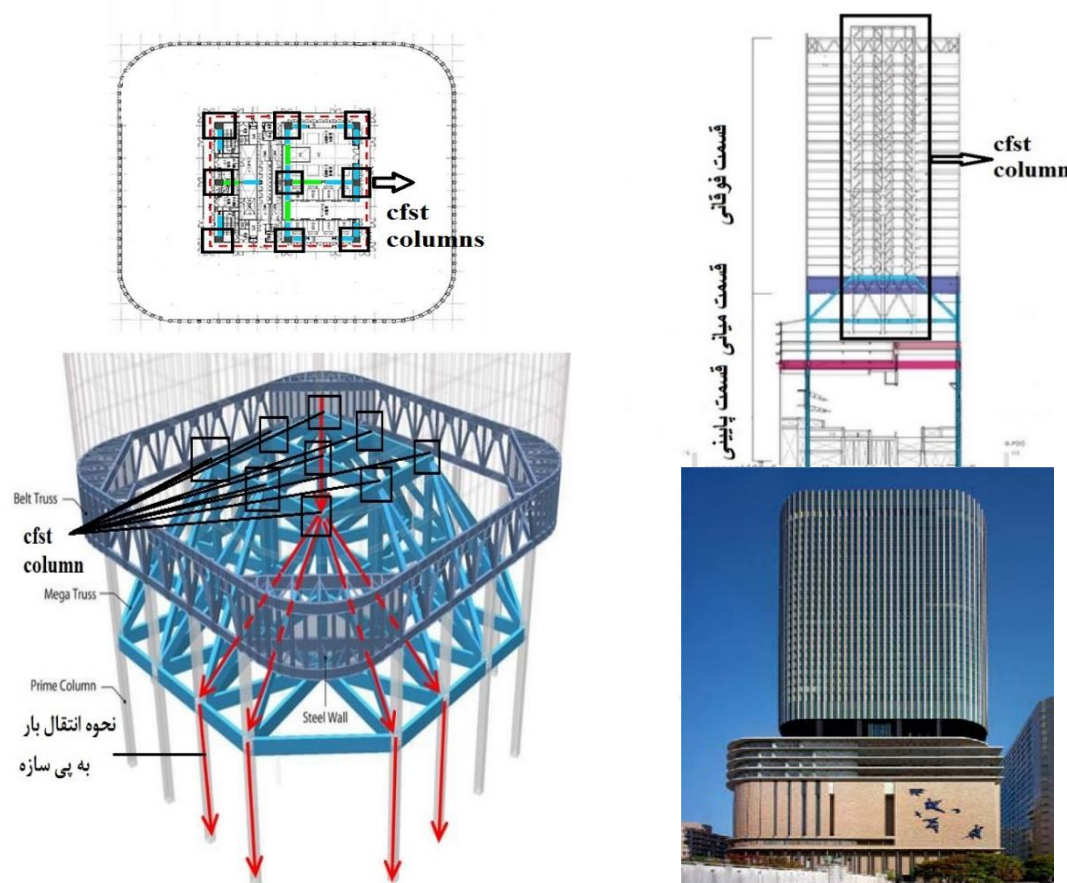
شکل (۲-۹): آپارتمان‌های
Wikipedia-[۲]-Montevetro

شکل (۲-۸): ساختمان
[۲]-City Gate

۲-۳-۱-۲-۱ سازه‌های با سیستمی خاص-ابتکار در مهندسی سازه

ساختمان Nakanoshima Festival (Osaka-۹ طبقه) در سال ۱۹۵۸ در ژاپن ساخته شد. این سازه طی نیم قرن در ژاپن تبدیل به یکی از محل‌های مشهور برگزاری مراسم‌ها و جشن‌ها شد. در سال ۲۰۰۸ مالک آن تصمیم به نوسازی آن گرفت. در نتیجه قرار شد بدون اینکه تالار اصلی آن که در طبقه ۹ قرار دارد آسیب ببیند (ستونی نباید در این قسمت قرار می‌گرفت)، ۳۰ طبقه دیگر به این سازه افزوده شود. مهندسان ژاپنی برای رسیدن به این هدف طرحی خلاقانه ارائه دادند. سازه به سه قسمت قدیمی، میانی و فوقانی تقسیم شد (شکل ۲-۱۱). در قسمت قدیمی سازه پیرامون تالار از ۱۶ ستون مرکب SRC برای انتقال بار به پی بهره بردند. در قسمت میانی (دارای ۶ طبقه) از یک Mega truss (در طبقات ۱۳ تا ۱۴) استفاده کردند. وجود این خرپای صلب سبب می‌شود بار عظیم ۲۸ سقف بالاتر از آن به خرپا و از آنجا به ستون‌های محیطی منتقل شود. بنابراین بدون اینکه ستونی در تالار نصب شود، ساخت طبقات فوقانی آغاز شد. همچنین در خرپا و طبقه دهم سازه از تجهیزات لرزه‌ای مانند میراگرها استفاده شده است. سازه قسمت فوقانی و میانی (داخل خرپا) این ساختمان از ۹ ستون CFST قوطی، دیوارهای برشی متصل به خرپای صلب، دیوار فولادی پیرامونی و ۱۲۸ ستون کناری فولادی تشکیل شده است (شکل ۲-۱۲). ستون‌های CFST به علت ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و کارایی مناسب در هسته مرکزی این سازه بکار رفته‌اند. در ابتکاری دیگر با ساخت یک دیوار فولادی پیرامونی در قسمت میانی، ۱۲۸

ستون کناری قسمت فوقانی به ۱۶ ستون مرکب SRC متصل شده‌اند. بدین صورت با طرحی‌هایی کاملاً مهندسی و ابتکاری سازه ۳۹ طبقه Nakanoshima Festival در سال ۲۰۱۲ به ارتفاع ۲۰۰ متری رسید و تکمیل شد [۷].



شکل (۲-۱۲): ستون‌های CFST و نحوه انتقال بار به پی در ساختمان Nakanoshima Festival [۷]

شکل (۲-۱۱): قسمت‌های مختلف ساختمان Nakanoshima Festival [۷]

۳-۱-۳-۲ ساختمان‌های با ارتفاع فوق بلند (حدوداً بیش از ۳۵۰ متر)

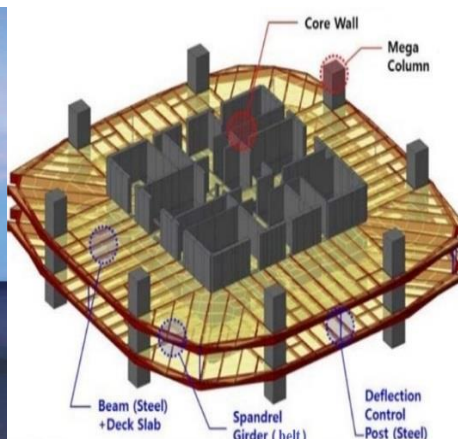
در صورتی که ارتفاع سازه زیاد شود، با توجه به بار ثقیلی زیاد سازه مخصوصاً در ساختمان‌های اداری-تجاری-مسکونی (در قیاس با سازه‌های رادیویی و تلویزیونی)، ترکیب سیستم‌های باربری ثقیلی ضروری خواهد شد. به عنوان نمونه وزن برج‌های با ارتفاع بیش از ۶۰۰ متر از ۰/۸ میلیون تن نیز فراتر می‌رود [۸]. به همین جهت از ترکیب چند سیستم برای تحمل بار ثقیلی استفاده می‌شود. در سازه‌های فوق بلند (در برج‌های اداری، تجاری، مسکونی و رادیویی) می‌توان از ترکیب سیستم سازه‌ای ستون



شکل (۲-۱۵): سیستم سازه‌ای
برج Shanghai World Finance
Center [۱۱]



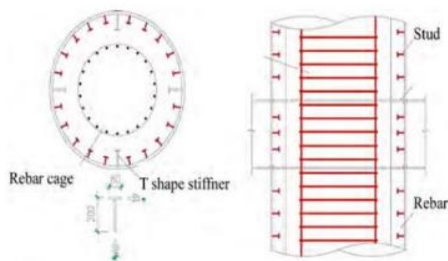
شکل (۲-۱۴): برج
Suzhou Zhongnan
[۱۰]



شکل (۲-۱۳): سیستم برج سازی
رایج (اغلب در کشور چین) [۹]

پیرامونی با هسته میانی کمک گرفت. در این سیستم با توجه به بار بسیار زیاد برج، ابعاد ستون‌های پیرامونی بسیار بزرگ می‌شود. به این ابر ستون‌ها Mega Column می‌گویند (شکل ۲-۱۳). اخیراً این شیوه در کشور چین برای ساخت برج‌های مرتفع در سطح وسیع به کار می‌رود [۸]. کشور چین در دهه هشتاد قرن بیستم با انفجار جمعیت روبرو شد. از طرفی مهاجرت به شهرها هم در سه دهه گذشته در این کشور افزایش چشمگیری داشته است. برای حل بحران جمعیت، از سال ۱۹۹۰ ساختمان‌های زیادی در شهرهای متفاوت چین ساخته شد. این روال همچنان پا برجاست [۱۲ و ۱۳]. بنابراین مسئولین شهری تصمیم به ساخت آسمان خراش‌های بلند مرتبه گرفتند. آمارها نشان می‌دهند که تا پایان سال ۲۰۱۴ تعداد ساختمان‌های بالاتر از ۲۵۰ متر ساخته شده و در دست اجرا یا در محله طراحی در این کشور به ترتیب ۹۰ و ۱۲۹ مورد بوده است. همچنین پیش‌بینی می‌شود که تعداد این آسمان خراش‌ها تا پایان سال ۲۰۱۸ به ۲۵۸ مورد برسد. در میان بعضی از طرح‌ها ساختمان‌هایی با ارتفاع ۷۰۰ متر و بیشتر هم در نظر گرفته شده است (برای نمونه برج Suzhou Zhongnan [۱۰]، شکل ۲-۱۴). نکته اساسی اینجاست که ۹۰ درصد این ساختمان‌ها با سیستم‌های ترکیبی بتن و فولاد (مانند ستون‌های مرکب، دیوار برشی‌های مرکب، سقف‌های مرکب و ...) ساخته شده یا خواهند شد [۸]. از جمله نخستین برج‌های فوق بلند که در آن از اعضای CFST استفاده شد، برج Shanghai World Finance Center (۲۰۰۸-۴۹۲ متر) است. مهاربندهای عظیم این سازه از نوع CFST قوطی هستند (شکل ۲-۱۵).

۱-۳-۱-۳-۲ سازه‌های دارای مقاطع Mega CFST رایج

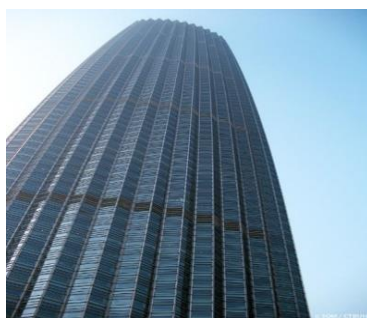


شکل (۲-۱۷): ستون CFST دایره‌ای برج Wuhan Center [۸]



شکل (۲-۱۶): ستون‌های CFST در برج در حال ساخت Skyscraper-Google-Wuhan Center

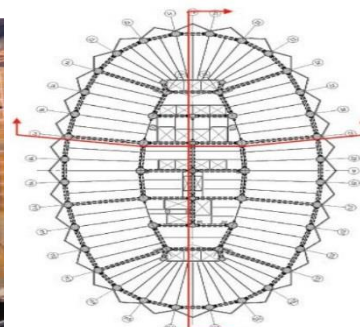
از سازه‌های فوق بلند ساخته شده با این ستون‌ها می‌توان به Wuhan Center اشاره کرد (شکل ۲-۱۶). در ساخت آن از ستون‌های Mega CFST با قطر سه متر استفاده شده است. مقطع این ستون در شکل (۲-۱۷) نشان داده شده است. این سازه دارای ۸۸ طبقه روی زمین است. ارتفاع سازه اصلی آن ۴۳۸ متر (دومین سازه بلند شهر Wuhan) خواهد بود و در سال ۲۰۱۷ در چین تکمیل می‌گردد [۸]. برج Jinta در شهر Tianjin واقع است. این سازه ۳۳۶/۹ متر ارتفاع و ۷۵ طبقه دارد. در این ساختمان از ابر ستون‌های CFST دایره‌ای، هم در هسته مرکزی و هم در ستون‌های پیرامونی استفاده شده است (شکل ۲-۱۸). از نکات قابل توجه در مورد آن می‌توان به بهره‌گیری از بلندترین دیوار برشی سخت شده فولادی جهان در کنار ستون‌های CFST دایره‌ای اشاره کرد (شکل ۲-۱۹). نمای این سازه هم شکلی منحصر به فرد دارد و از روی پلان آن مشخص است. ابعاد ستون‌های دایره‌ای آن در پایین برج ۱/۷ متر و در بالاترین نقطه به ۰/۷ متر می‌رسد (شکل ۲-۲۰) [۱۴]. ساخت دومین سازه بلند شهر



شکل (۲-۲۰): نمای برج Skyscraper-Jinta

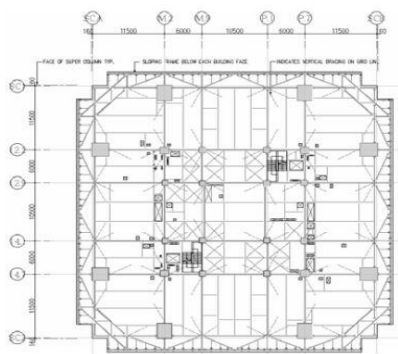


شکل (۲-۱۹): ستون CFST و دیوار برشی فولادی برج Jinta [۱۴]



شکل (۲-۱۸): پلان سازه برج Jinta [۱۴]

Tianjin چین سال ۲۰۰۷ شروع و سال ۲۰۱۱ به اتمام رسید. از دیگر سازه‌های ساخته شده با این روش برج Taipei 101 است. ارتفاع این سازه ۱۰۱ طبقه‌ای، ۵۰۱ متر است (شکل ۲-۲۱). بزرگترین Mega CFST قوطی مستطیلی آن ابعاد ۲/۴ در ۳ متر دارد (شکل ۲-۲۲). ۸ ابر ستون این بنا تا ۶۲ طبقه با بتن پر مقاومت ۶۹ مگاپاسکال پر شده‌اند (شکل ۲-۲۳). حداکثر ضخامت آنها نیز ۰/۰۸ متر است. ساخت این بنا در سال ۲۰۰۴ در تایوان به پایان رسید [۱۵]. بزرگترین و بلندترین سازه‌ای که از مقاطع Mega CFST رایج بهره برده است، برج Tianjin CTF Finance Centre است. این سازه قرار است ۵۳۰ متر ارتفاع داشته باشد و هم اکنون در مرحله ساخت است. این برج در نیمه پایینی خود از ابر ستون‌های CFST دایره‌ای استفاده کرده است (شکل ۲-۲۴). علت این امر ظرفیت باربری بالای این ستون‌هاست. همچنین این سازه در نیمه بالایی خود از ستون‌های مرکب Mega SRC



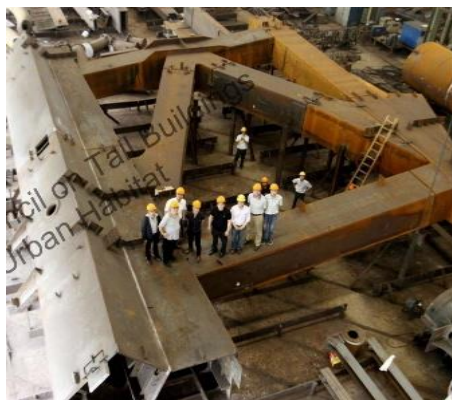
شکل (۲-۲۳): پلان سازه
برج Taipei 101 [۱۵]



شکل (۲-۲۲): ابر ستون
برج Taipei 101 CFST [۱۵]



شکل (۲-۲۱): برج Taipei
Skyscraper-101



شکل (۲-۲۵): ابر ستون CFST قسمت تغییر
دهنده نوع ستون مرکب برج Tianjin CTF
Finance Centre [۱۸]



شکل (۲-۲۴): دایره‌ای در برج Tianjin
CTF Finance Centre [۱۶ و ۱۷ و ۱۸]



بهره گرفته است. برای اتصال بین مقطع Mega CFST دایره‌ای و ستون Mega SRC از Mega CFST مربعی استفاده شده است. البته در قسمت تغییر نوع ستون مرکب، ستون‌های Mega CFST دارای مقاطع غیر رایج، در سیستم سازه بچشم می‌خورد (شکل ۲-۲۵). این سازه دومین سازه بلند شهر Tianjin چین است [۱۹].

۲-۳-۱-۳-۲ ترکیب دیگر سیستم‌ها

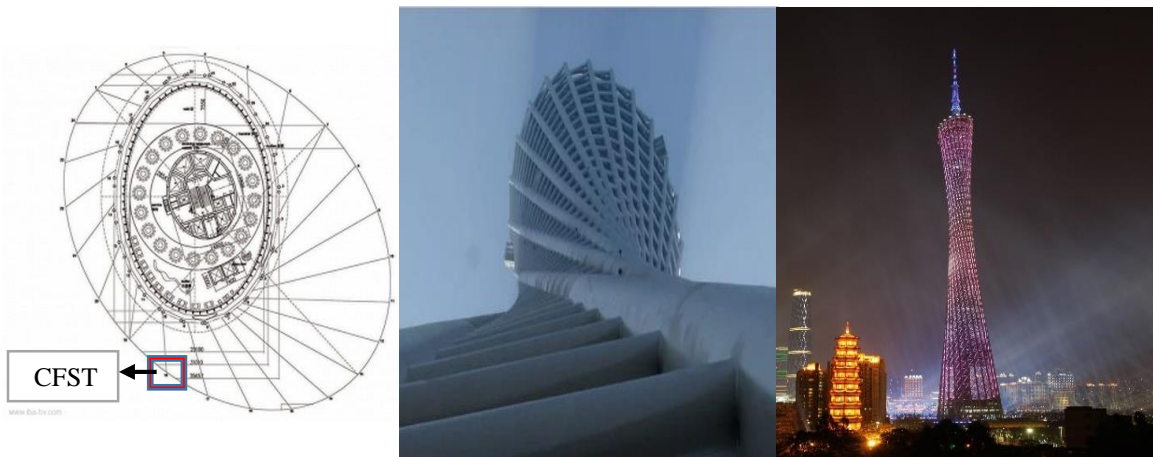


شکل (۲-۲۷): نمای زیبای برج Guangzhou Skyscraper- [۲۰] Center International Finance

شکل (۲-۲۶): ستون CFST استفاده شده در برج Skyscraper-Guangzhou International Finance Center

در این قسمت به معرفی برخی از بلندترین سازه‌های ساخته شده با سیستم هسته بتنی همراه با قاب مایل محیطی خواهیم پرداخت. برج Guangzhou International Finance Center ظرف مدت چهار سال (۲۰۰۶-۲۰۱۰) در شهر Guangzhou چین ساخته شد (دومین برج اداری-تجاری-مسکونی شهر Guangzhou). این سازه عظیم با ارتفاع ۴۳۲ متر، ۱۰۳ طبقه دارد. سیستم سازه‌ای پیرامون هسته آن، قاب مایل CFST است (شکل ۲-۲۶). این سیستم سازه‌ای باعث می‌شود که هسته بتنی داخلی به نحوی ماهرانه طراحی شود تا فضای وسط برج خالی بماند. همچنین نوع سیستم قاب بندی CFST موجب ایجاد نمای منحصر به فردی برای این بنا شده است (شکل ۲-۲۷) [۲۰ و ۲۱]. بلندترین برج ساخته شده با این روش برج تلویزیونی Canton در شهر Guangzhou است (شکل ۲-۲۸). سیستم سازه‌ای این برج از قاب مرکب خوشه‌ای فضایی (ستون‌های پیرامونی) و هسته بتنی تشکیل شده است. مطابق شکل‌های (۲-۲۹ و ۲-۳۰) سازه اصلی برج ۲۴ عضو با مقطع دایره‌ای دارد که قطر حداکثر

مقاطع دایره‌ای آن ۲ متر و حداکثر ضخامت مقاطع آن نیز ۰/۰۵ متر است. این سازه ۳۷ طبقه دارد و در سال ۲۰۱۰ ساخته شد. بنابراین با توجه به بار ثقلی کمتر این نوع سازه‌ها ابعاد کوچکتر ستون آن توجیه پذیر است. ارتفاع جسم سازه ۴۵۴ متر و ارتفاع رأس آن ۶۰۰ متر است [۳ و ۲۱].



شکل (۲-۳۰): سیستم سازه‌ای
برج Google-Canton

شکل (۲-۲۹): ستون مایل CFST
در قاب مایل محیطی-Google

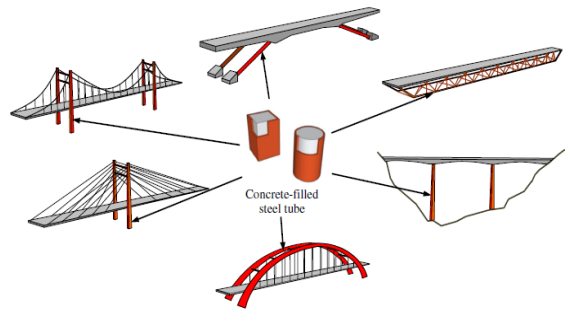
شکل (۲-۲۸): برج
Google-Canton

علاوه بر تمام سازه‌های ذکر شده، سازه‌های فراوان دیگری هم در چین، آمریکا، اروپا، استرالیا، ژاپن، کره و ... با استفاده از این فناوری ساخته شده‌اند. در پیوست ۲ نمونه‌های بیشتری از آنها آورده شده است. بر اساس گزارش کمیته ساختمان‌های بلند و مناطق شهری^۱ (The Skyscraper Center) در حال حاضر از مجموع ۲۷ ساختمان بلند جهان که سیستم سازه‌ای آنها مشخص است و ساخته شده‌اند یا در حال ساخت هستند، ۲۲ برج از سیستم‌های سازه‌ای مرکب بهره گرفته‌اند.

در پژوهش انجام گرفته در این بخش و پیوست ۲ با بهره‌گیری از منابع متعدد در حدود ۳۳۰ سازه که در آنها از فناوری CFST بهره گرفته شده است، بیان گردیده است. در این میان ۵۸ سازه به طور مستقیم نامبرده شده است. همچنین در این بین، مشخصات ۲۴ ابر سازه که در دهه اخیر بنا شده‌اند، به صورت مختصر توضیح داده شده است. آمار ارائه شده در این قسمت، به صورت یکجا در سطح ایران طبق پژوهش‌های انجام گرفته، در منبعی یافت نشده است. در سطح جهان نیز، کم نظیر به نظر می‌رسد.

1- Council on Tall Buildings and Urban Habitat

۲-۳-۲ پل سازی



شکل (۲-۳۲): استفاده از عضو مرکب در پل سازی [۳]

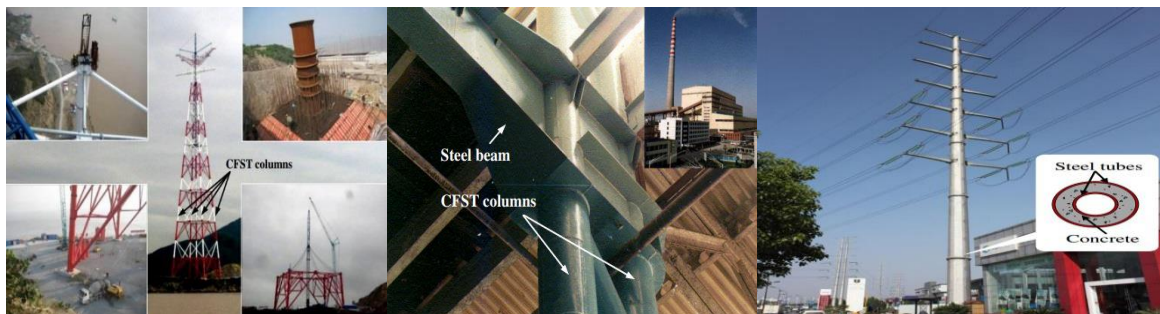
شکل (۲-۳۱): کاربرد عضو مرکب در انواع پل ها [۳]

عضو مرکب به صورت ستون و تیر در انواع پل های قوسی، کابلی، معلق و خرپایی استفاده شده است. همچنین آنها به عنوان پایه، دکل، عرشه و قوس در پل های عظیم به کار می روند (شکل ۲-۳۱) [۳]. لیست تعدادی از پل های ساخته شده با این روش در جدول (۲-۱) است. تا پایان سال ۲۰۱۰ بیش از ۱۰۰ پل با بهره گیری از این مقاطع در چین ساخته شده است (شکل ۲-۳۲) [۲]. همچنین در اروپا و ژاپن از این ستون ها برای ساخت پایه های پل ها بهره می گیرند [۲۲].

جدول (۲-۱): فهرست برخی از پل های ساخته شده با عضو مرکب [۳]

نام پروژه	کشور	روش ساخت	دهانه (m)	سال ساخت	مقاومت مشخصه بتن (Mpa)
Wangcang East river bridge	China	عضو CFST	۱۱۵	۱۹۹۲	۳۰
Zhaohua Jialing river bridge	China	عضو CFST	۳۶۴	-	۸۰

۲-۳-۳ دکل سازی



شکل (۲-۳۵): استفاده از ستون مرکب در بلندترین دکل انتقال برق بین شهری جهان در چین [۳]

شکل (۲-۳۴): استفاده از ستون مرکب در نیروگاه برق [۳]

شکل (۲-۳۳): استفاده از ستون مرکب در دکل انتقال برق شهری [۳]

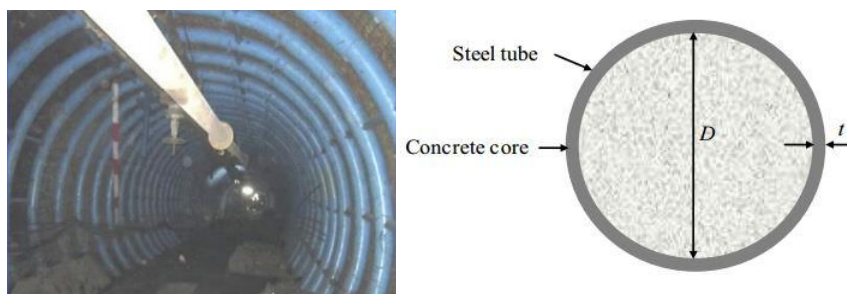
با توجه به مقاومت بالای این ستون‌ها از آنها در ساخت دکل‌های انتقال برق بین شهری (شکل ۲-۲) (۳۳)، بین ایالتی (استانی) و همچنین ساخت نیروگاه‌های برق شهری (نقاط حساس (شکل ۲-۳۴)) کاربرد دارند. از این فناوری در ساخت بلندترین دکل انتقال برق جهان (شکل ۲-۳۵) در چین استفاده شده است. ارتفاع این سازه ۳۷۰ متر است. بتن تا ارتفاع ۲۱۰ متر ریخته شده است. بزرگترین لوله دایره‌ای دارای قطر ۲ متر است [۳].

۲-۳-۴ ایستگاه‌های مترو و تونل‌ها

از آنجا که ظرفیت باربری فشاری این ستون‌ها بالاست، بهره‌گیری از آنها در ایستگاه‌ها و تونل‌های زیر زمینی پر اهمیت مانند مترو و ... می‌تواند سودمند باشد (شکل‌های ۲-۳۶ و ۲-۳۷). ایستگاه مترو Qianmen یکی از نخستین سازه‌های مرکب ساخته شده در چین است [۳]. همچنین در سال‌های اخیر از تکیه‌گاه‌های CFST برای ساخت تونل‌های معدن در کشور چین استفاده شده است. حداکثر عمق بعضی از این تونل‌ها به بیش از ۱۰۰۰ متر می‌رسد (شکل ۲-۳۸) [۲۳].

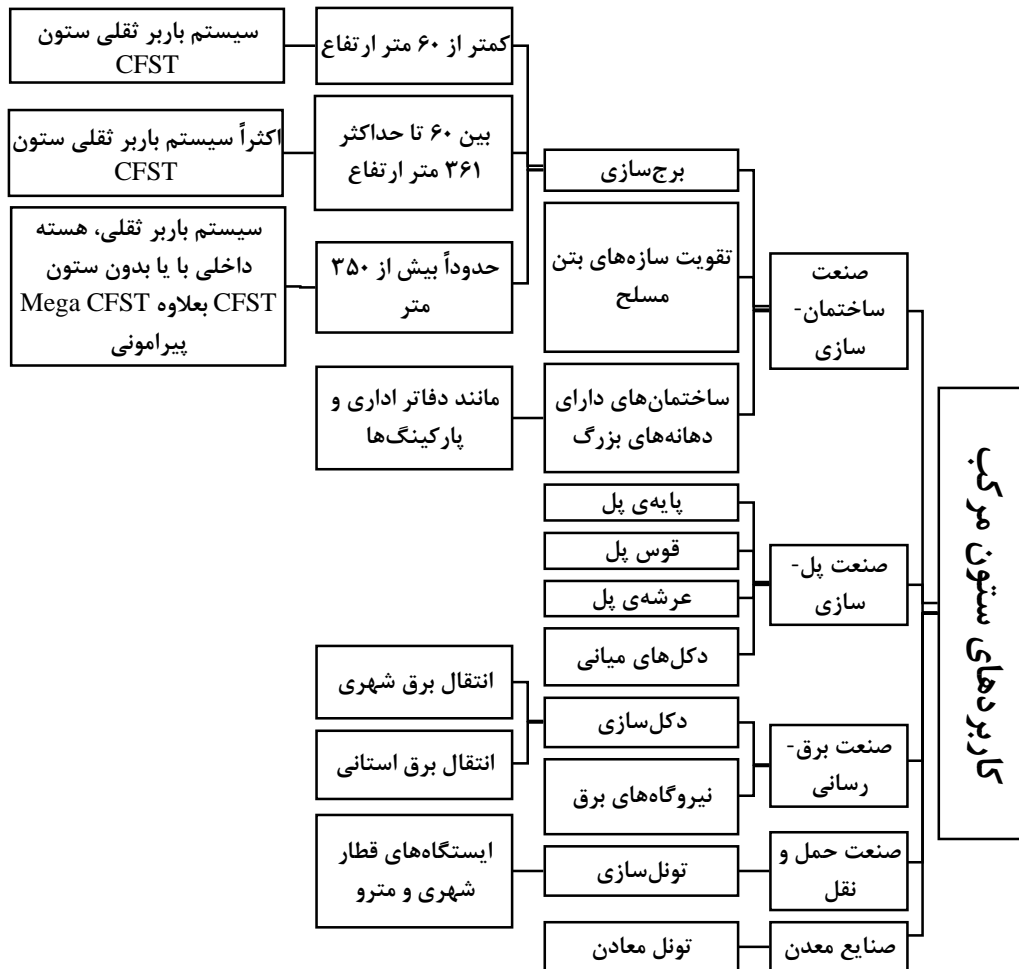


شکل (۲-۳۶): ایستگاه قطار شهری [۳] شکل (۲-۳۷): تونل مترو [۳]



شکل (۲-۳۸): تکیه‌گاه‌های CFST تونل معدن عمیق [۲۳]

بنابراین کاربردهای اصلی این ستون‌ها به صورت نمودار خلاصه و پیشنهاد می‌شود (شکل ۲-۳۹).



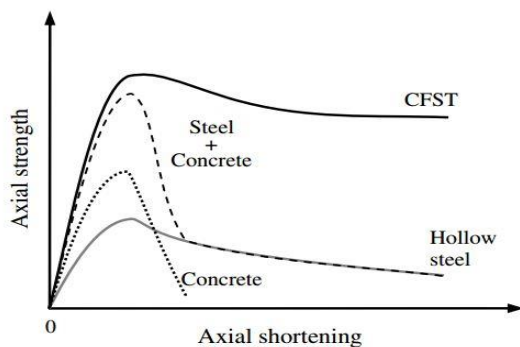
شکل (۲-۳۹): نمودار کاربردهای اعضای مرکب

۲-۴ مزیت های ستون های مرکب

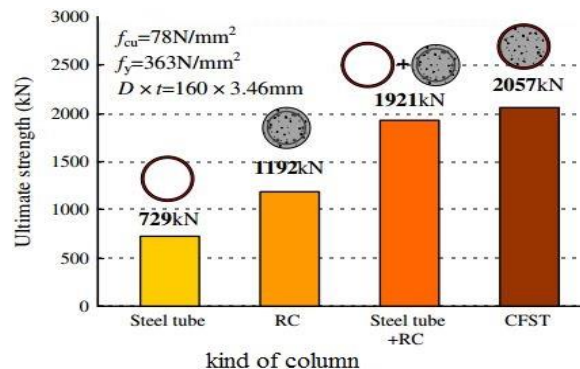
۲-۴-۱ مزیت عملکرد همزمان بتن و فولاد (عملکرد مرکب)

در برخی از انواع ستون های مرکب از جمله CFST دایره ای ترکیب بتن و فولاد می تواند ظرفیت مقطع را حتی از جمع جداگانه ظرفیت های بتن و فولاد نیز بیشتر نماید. میزان این افزایش با توجه به شکل (۲-۴۰) برای ستون های مرکب دایره ای کوتاه تحت بار محوری فشاری در حدود ۷٪ است [۳]. این نحوه رفتار علاوه بر فشار در کشش، خمش نیز مشاهده شده است. ظرفیت خمشی تیر-ستون های CFST به علت اثر محصورکنندگی فولاد پیرامونی روی بتن داخلی از مجموع ظرفیت خمشی بتن و فولاد تنها تجاوز می کند. این افزایش برای مقاطع دایره ای بیش از مقاطع قوطی است [۳، ۴، ۲۴ و ۲۵].

بنابراین با چیدمان بهتر بتن و فولاد در کنار هم می‌توان کارایی بیشتری از آنها انتظار داشت.



شکل (۲-۴۱): مقایسه ظرفیت جذب انرژی نهایی ستون‌های فولادی، بتن مسلح و CFST (پر شده با بتن ساده) مشابه تحت فشار محوری [۳]



شکل (۲-۴۰): مقایسه ظرفیت باربری نهایی ستون‌های فولادی، بتن مسلح و CFST (پر شده با بتن ساده) مشابه تحت فشار محوری [۳]

۲-۴-۲ ظرفیت شکل‌پذیری یا جذب انرژی (کاربرد در زلزله)

اگر ستون‌های کوتاه ساخته شده با بتن ساده و فولاد به صورت جداگانه تحت بار فشاری محوری قرار گیرند و منحنی‌های بار-جاب‌جایی آنها با یکدیگر جمع شوند، نمودار خط چین موجود در شکل (۲-۴۱) حاصل می‌شود. حال اگر به جای آنها از مقطع CFST بهره بگیریم، ظرفیت جذب انرژی زیادی پس از عبور از نقطه حداکثر بار قابل تحمل ستون نسبت به حالت قبلی پدید خواهد آمد (شکل ۲-۴۱) [۳]. تعدادی از آزمایش‌ها نیز افزایش مقاومت سیکلی، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی در اثر اضافه کردن بتن به لوله‌های فولادی را ذکر کرده‌اند [۲۲]. تیر-ستون‌های CFST ظرفیت جذب انرژی بیشتری نسبت به تیر-ستون‌های فولادی و بتنی مشابه دارند [۲۶]. رفتار قاب آنها (دارای تیرهای I شکل) نیز در مقایسه با رفتار سیستم‌های فولادی و بتن مسلح (RC) فواید بیشتری دارد [۴].

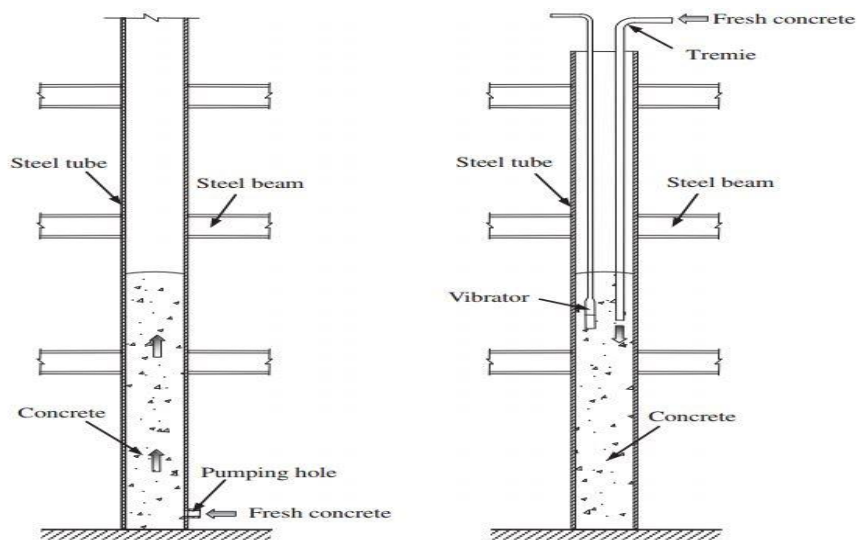
۲-۴-۳ اثر لوله فولادی به عنوان قالبی دائمی برای بتن

لوله فولادی در این ستون‌ها به عنوان یک قالب فلزی ماندگار عمل می‌کند. بنابراین در مقایسه با سازه‌های بتنی نیاز به قالب‌بندی ندارد [۲ تا ۴، ۲۷، ۲۸، ۲۹، ۳۰، ۳۱ و ۳۲]. با حذف قالب‌بندی و

1- Reinforced Concrete (RC)

استفاده از لوله به عنوان قالب، میزان آلودگی زیست محیطی نیز کاهش می‌یابد [۴]. از طرفی دیگر فولاد در این حالت مانع جداسدگی سطحی بتن می‌شود. لذا هسته بتنی حتی تا لحظه رسیدن به حداکثر مقاومت خود قادر نخواهد بود از هم بپاشد و فرآیند تخریب آن نیز شدید نیست [۴ و ۲۲]. به عبارتی دیگر بتن داخلی مجبور است حداکثر مقاومت خود (حتی در برخی موارد به علت محصورشدگی بتن داخلی بیشتر از آن) را بروز دهد.

۴-۴-۲ زمان و نحوه ساخت



شکل (۴۲-۲): روش‌های بتن‌ریزی ستون CFST [۳]

لوله فولادی قبل از عملیات بتن‌ریزی می‌تواند بار ساخت و ساز قابل ملاحظه‌ای را تحمل کند. بنابراین اسکلت فولادی سازه می‌تواند تا چندین طبقه بالاتر اجرا و سپس عملیات بتن‌ریزی انجام شود [۲، ۴، ۳۱ و ۳۲]. همچنین اسکلت فلزی برای افزایش سرعت ساخت می‌تواند در محل به صورت پیش‌ساخته نصب شود. به طور مثال در برج Seg Plaza هر هفته دو و نیم طبقه بتن‌ریزی و نصب شده است. با توجه به اینکه نیاز به قالب‌بندی ستون وجود ندارد، زمانی که صرف باز و بسته کردن قالب‌ها می‌گردد، از بین می‌رود. همچنین بتن‌ریزی داخل ستون‌ها در مقایسه با بتن‌ریزی عادی نیاز به تجهیزات خاصی ندارد [۲ و ۳۳]. اگر ارتفاع ستون کم باشد، می‌توان از روش ریختن بتن از بالا و لرزاندن^۱ بهره

1- Vibration

برد. در غیر این صورت بهتر است بتن از پایین به بالا و توسط پمپاژ وارد ستون شود. البته در این روش چون به دیواره فولادی ستون فشار وارد می‌شود، بایستی دقت کرد که جداره فولادی نازک نباشد (شکل ۲-۴۲). همچنین برای اطمینان از متراکم بودن بتن داخلی و عدم وجود حفره در آن، می‌توان از فوق روان‌کننده‌ها^۱ یا حتی بتن خود متراکم استفاده کرد [۳ و ۴]. بنابراین زمان ساخت سازه قطعاً نسبت به یک سازه بتن مسلح کاهش می‌یابد. هر چند زمان اجرا نسبت به سازه فولادی بیشتر است.

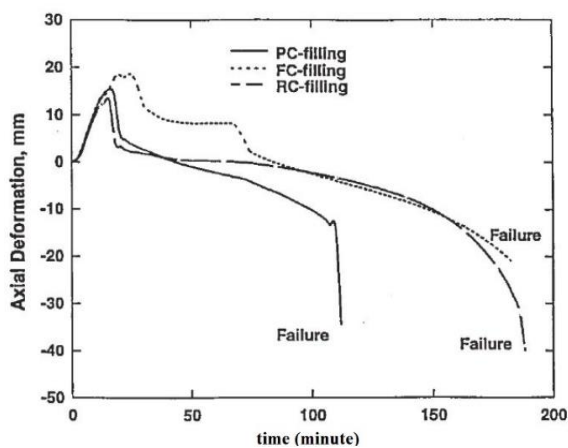
۲-۴-۵ مقاومت در برابر آتش

ستون‌های CFST در مقایسه با مقاطع لوله‌ای فولادی خالی (HSS) مقاومت در برابر آتش بالایی دارند. مقاومت در برابر آتش ستون‌های لوله‌ای فولادی خالی (بدون بتن) در ساختمان‌های بلند عموماً کمتر از نیم ساعت است [۳]. پر کردن این لوله فولادی خالی با بتن بدون اینکه نیاز به محافظ اضافی باشد، مقاومت در برابر آتش را چند برابر می‌کند [۳۴]. در مدت مراحل اولیه آتش‌سوزی، لوله فولادی سریع‌تر از هسته بتنی انبساط می‌یابد. لوله فولادی در این زمان بار بیشتری را تحمل می‌کند. گداختگی فولاد نیز به بتن داخلی انتقال داده می‌شود. به علت خصوصیات گرمایی قابل قبول‌تر و پایین‌تر بتن (که هدایت گرمایی پایینی دارد) میزان افزایش دما نسبتاً آرام خواهد بود. پس از مدتی خاص (بین ۲۰ تا ۳۰ دقیقه) مقاومت فولاد به سرعت کاهش می‌یابد. بنابراین بار با روندی افزایشی به بتن داخلی انتقال می‌یابد. پس از آن هرچه دما در هسته بتنی بالا می‌رود مقاومت آن نیز کاهش می‌یابد تا زمانی که کل مقطع با کمانش موضعی یا تحت فشار خراب می‌شود. نمودار بار-جابجایی سر ستون در شکل (۲-۴۳) نشان داده شده است [۲]. هنگامی که ستون‌های CFST (یا CFT) در معرض آتش قرار می‌گیرند، کاهش خصوصیات مکانیکی بتن در آنها نسبت به انواع دیگر ستون‌های مرکب همانند CES (یا SRC)، کمتر است. زیرا لوله فولادی مشابه یک حصار باعث می‌شود تا بتن مستقیماً در معرض آتش قرار نگیرد و از جداشدگی^۳ سطحی بتن نیز جلوگیری می‌نماید. ستون‌های CFST پر شده با بتن ساده می‌توانند

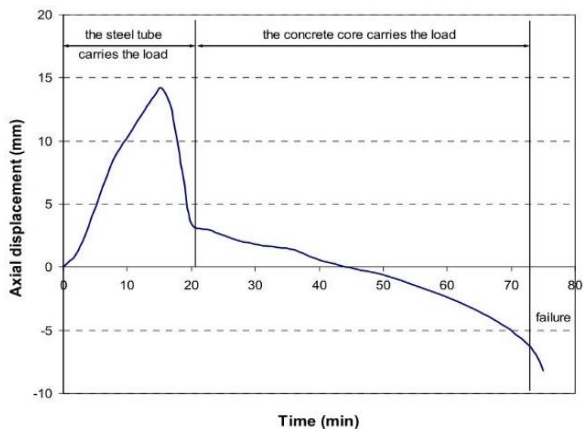
1- Superplasticizer
2- Hollow Steel Section (HSS)

3- Spalling

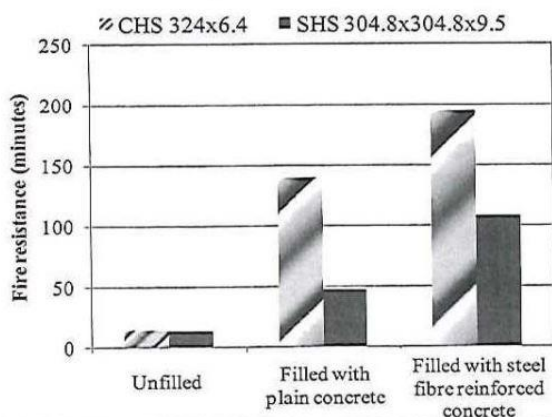
تا ۱۲۰ دقیقه در برابر آتش مقاومت نمایند. اگر در هسته بتنی از میلگرد یا الیاف فولادی بهره ببریم، این زمان به ۱۸۰ دقیقه نیز خواهد رسید (شکل ۲-۴۴). البته مقدار میلگرد مورد استفاده در مقایسه با مقداری که در ستون‌های بتن مسلح استفاده می‌شود کم است. از آنجا که میلگرد داخلی در بتن مدفون است افزایش دمای کمتری خواهد داشت. لذا ستون مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهد [۳۲ و ۳۵]. در شکل (۲-۴۵) نیز درصد کاهش مقاومت هر یک از اجزای یک ستون CFST دارای میلگرد نشان داده شده است. همچنین مقاومت در برابر آتش ستون‌های HSS و CFST دایره‌ای و مربعی پر شده با بتن ساده و الیافی (الیاف فولادی) در شکل (۲-۴۶) مقایسه شده است. معیار آزمایشات بارگذاری در شرایط آتش‌سوزی اغلب استاندارد ISO 834 است [۲، ۲۸ و ۳۴]. Liew (۲۰۱۲) یک سری آزمایش



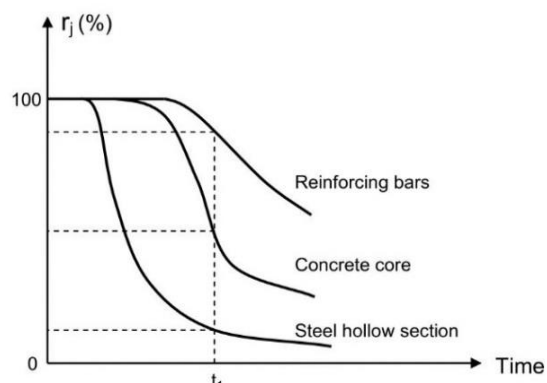
شکل (۲-۴۴): مقایسه منحنی‌های بار-جاب‌جایی ستون‌های CFST پر شده با بتن ساده، مسلح و الیافی تحت شرایط آتش‌سوزی [۳۵]



شکل (۲-۴۳): منحنی بار-جاب‌جایی ستون CFST تحت شرایط آتش‌سوزی [۲]

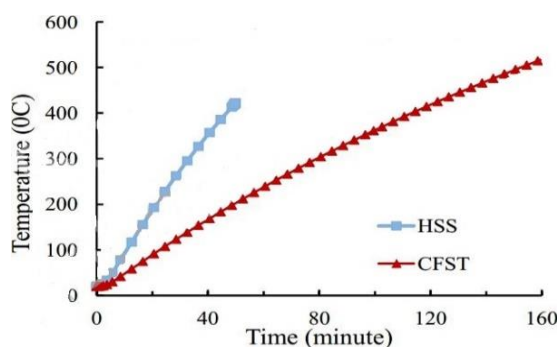


شکل (۲-۴۶): مقایسه مدت زمان تحمل آتش توسط مقاطع HSS و CFST پر شده با بتن ساده و بتن الیافی [۳۳]

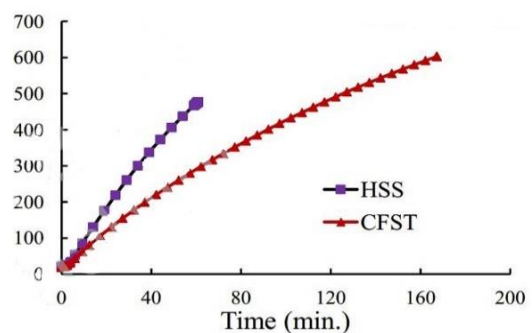


شکل (۲-۴۵): میزان کاهش مقاومت هر یک از اجزای ستون CFST پر شده با بتن مسلح تحت شرایط آتش‌سوزی [۲]

روی مقاومت در برابر آتش این ستون‌ها انجام داد. ارتفاع هر ستون به $3/81$ متر می‌رسید که 3 متر آن در معرض آتش قرار گرفته بود. نمودار مقایسه‌ای دو نمونه از مقاطع HSS و CFST دایره‌ای (نسبت بارگذاری نمونه‌ها $0/47$ ، مقاومت فولادها و بتن افزوده شده به ترتیب 355 و 164 مگاپاسکال) و مربعی (نسبت بارگذاری نمونه‌ها $0/5$ ، مقاومت فولادها و بتن افزوده شده به ترتیب 785 و 166 مگاپاسکال) به ترتیب در شکل‌های (۲-۴۷) و (۲-۴۸) نشان داده شده است. همان طور که دیده می‌شود، مقاومت در برابر آتش نمونه‌های CFST تحت یک بار یکسان برای نمونه دایره‌ای $2/7$ برابر و برای نمونه مربعی $3/2$ برابر شده است [۲۸]. در دیگر آزمایشات مشخص شده است که ستون‌های CFST دایره‌ای و مربعی تحت نسبت بار $1/1$ در شرایط آتش‌سوزی، قادرند تا یک ساعت دوام بیاورند [۴]. در این ستون‌ها گرما به وسیله هسته بتنی جذب می‌شود. در نتیجه دمای لوله فولادی در ستون مرکب خیلی آرام‌تر از لوله‌های فولادی بدون بتن افزایش می‌یابد. عواملی مانند نیمرخ مقطع عرضی و ضخامت محافظ آتش بیشترین اثر را بر روی توزیع دما در ستون مرکب دارند. بهترین نوع ستون مرکب در برابر آتش لوله فولادی پر شده با بتن دارای لوله فولادی داخلی (ستون مرکب دو پوسته^۱-DSCFST) است. نتایج آزمایشگاهی معلوم کرده است که برای لوله فولادی پر شده با بتن دارای لوله فولادی داخلی (ستون مرکب دو پوسته) در معرض آتش، اگر دما در لوله خارجی 900 درجه سانتی‌گراد باشد، در همان لحظه دما در لوله داخلی کمتر از 400 درجه سانتی‌گراد خواهد بود. این بدان معنی است که بتن داخلی می‌تواند با حضور خود سبب 500 درجه کاهش دما شود [۳]. همچنین در دماهای بالا رطوبت موجود



شکل (۲-۴۸): مقایسه عملکرد مقاطع HSS و CFST قوطی در شرایط آتش‌سوزی [۲۸]



شکل (۲-۴۷): مقایسه عملکرد مقاطع HSS و CFST دایره‌ای در شرایط آتش‌سوزی [۲۸]

1- Double Skin Concrete Filled Steel Tube

در هسته بتنی به صورت بخار آب از آن جدا خواهد شد. بنابراین برای ممانعت از مشکلات ناشی از فشار داخلی، ایجاد حفره‌های هوا^۱ با حداقل قطر ۰/۰۲ متر در بالا و پایین ستون‌ها در هر طبقه پیشنهاد می‌گردد [۲، ۳۴ و ۳۵].

۲-۴-۶ مقایسه هزینه‌های اجرایی و مقاومت سیستم‌های CFST

بتن مسلح و فولادی

۲-۴-۶-۱ مقایسه هزینه سیستم CFST و بتن مسلح

در ابتدا به مقایسه هزینه اجرای هر کدام از این سیستم‌ها می‌پردازیم. از لوله فولادی در سیستم CFST می‌توان به عنوان یک قالب در زمان ساخت و ساز استفاده کرد که هزینه قالب‌بندی را نسبت به سازه‌های بتن مسلح ندارد [۲ تا ۴، ۲۷، ۲۸، ۲۹، ۳۰، ۳۱ و ۳۲]. علاوه بر آن لوله فولادی در ستون CFST همانند میلگردهای ستون بتن مسلح است که به دورترین نقطه نسبت به مرکز مقطع انتقال پیدا کرده‌اند [۲ و ۳۱]. لذا علاوه بر درگیری با بتن در سطح داخلی، باعث محصوریت قوی‌تر آن نسبت به ستون بتن مسلح می‌شوند. این امر می‌تواند موجب بهبود کارایی این ستون در مقایسه با ستون بتن مسلح شود. بنابراین با مصرف مواد کمتر بارهای سازه تحمل می‌شوند و این همان کاهش هزینه است. در بحث مقاومت عضو در برابر آتش، اگر از میلگرد در هسته بتنی استفاده نکنیم، نیاز به میلگرد برای سازه‌های رایج حذف خواهد شد (اثر میلگرد بالابردن مقاومت در برابر آتش مقطع CFST از ۱۲۰ به ۱۸۰ دقیقه است که با توجه به مقاومت ذاتی بالای مقطع بدون محافظ خارجی در برابر آتش [۳۴]، می‌توان از آن صرف نظر کرد) [۴ و ۳۶]. در بسیاری از سازه‌های دارای ارتفاع متوسط تا فوق بلند، بنا در مقایسه با ساختمان‌های بتن مسلح می‌تواند با سرعت بیشتری ساخته شود. زیرا می‌توان کارهای فولادی چندین طبقه بالاتر را زودتر از عملیات بتن‌ریزی انجام داد [۲، ۴، ۳۱ و ۳۲]. تنها عامل محدود کننده در این زمینه نسبت پیش بارگذاری ستون CFST است (به پیوست ۳ مراجعه شود) [۳ و ۳۱].

1- Air hole

لذا هزینه مربوط به خرید میلگرد، آرماتوربندی، خاموت گذاری، باز و بسته کردن قالب‌ها، کارکنان این بخش‌ها و زمانی که صرف هر یک از این فعالیت‌ها می‌شود، می‌تواند به کلی حذف (عدم استفاده از میلگرد) یا به شدت کاهش (استفاده از میلگرد) یابد. با کم شدن کارهای نیروی انسانی در محل پروژه و انتقال آن به کارگاه‌ها (اسکلت فولادی پیش‌ساخته) دقت ساخت و زمان اجرا دوباره افزایش خواهد یافت. هرچه زمان اجرا کمتر شود، کلیه هزینه‌ها کمتر خواهد شد [۲، ۴، ۳۱ و ۳۲]. همچنین در مقایسه با سازه بتن مسلح مشابه ابعاد ستون‌ها کاهش خواهد یافت. این به معنی افزایش فضای مفید سازه است. در همین رابطه ممکن است با کاربرد مواد پر مقاومت ستون‌های با ابعاد کوچک‌تری طراحی شوند که مقدار فضای طبقه مفید را در ساختمان‌های اداری (یا پارکینگ‌ها) افزایش می‌دهند. قالب‌های کوچک‌تر و سبک‌تر روی پی بار کمتری وارد می‌کنند و هزینه را می‌توانند دوباره کم کنند [۲۲، ۲۹، ۳۰، ۳۷ و ۳۸]. البته برای ساخت یک پروژه با این روش در مقایسه با سیستم بتن مسلح بایستی هزینه اسکلت پیش‌ساخته در نظر گرفته شود. این هزینه اولیه زیاد است. با تمام این توضیحات قیمت عضو CFST بر اساس نسبت مقاومت به دلار تقریباً معادل قیمت بتن مسلح‌های دارای بتن‌های کم مقاومت تا مقاومت متوسط است [۳۸]. پس از لحاظ هزینه ساخت پروژه این دو روش تقریباً معادل هم هستند.

۲-۴-۶-۲ مقایسه هزینه سیستم CFST و فولادی

حال دو سیستم CFST و فولادی را مقایسه می‌کنیم. قیمت عضو CFST بر اساس نسبت مقاومت به دلار بسیار کمتر از عضو فولادی است [۳۸]. محققان ژاپنی (کار تحقیقاتی مشترک ژاپن و آمریکا) با بررسی سه ساختمان ۱۰، ۲۴ و ۴۰ طبقه اعلام کردند که با جایگزینی ستون‌های CFST در یک ساختمان دارای تیر و ستون فولادی، ۲۵ درصد در ستون‌ها فولاد کمتری مصرف می‌شود. در کل مقدار مصرف فولاد در سیستم سازه‌ای CFST نسبت به سیستم قاب فولادی، ۱۰ درصد کم خواهد شد [۱] و [۴]. همچنین محققان دانشگاه Lehigh آمریکا با بررسی ساختمانی ۲۰ طبقه، کاهش ۲۰ درصدی مصرف فولاد را گزارش کردند (در صورت ثابت بودن فولاد مصرفی در قسمت اتصالات) [۳۹]. بار دیگر

پژوهشگران همین دانشگاه سازه‌های ۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه را بررسی کردند. مشخص گردید که با افزایش شمار طبقات سازه مقدار مصرف فولاد کاهش می‌یابد. به عنوان مثال آنها دریافتند که در سازه ۲۴ طبقه، وزن فولاد مصرفی ۲۴ درصد کاهش خواهد یافت [۴۰]. با یک برآورد ساده مشخص می‌گردد هزینه بتنی که جایگزین آن خواهد شد، بسیار کمتر از مقدار فولاد حذف شده است [۴۱]. علاوه بر آن با کم شدن مقدار فولاد مصرفی هزینه‌های مربوط به پوشش رنگ و جوشکاری (کاهش ضخامت ورق مورد استفاده و به تبع آن کاهش عمق جوش مورد نیاز) نیز کاهش خواهد یافت [۲ و ۲۸]. همچنین مقاومت در برابر آتش مجموعه چهار برابر یا بیشتر می‌شود (از زیر ۳۰ به ۱۲۰ دقیقه). در نتیجه می‌توان در این سازه‌ها عایق^۱ آتش‌سوزی را هم استفاده نکرد. بنابراین هزینه عایق‌کاری آتش‌سوزی نیز می‌تواند حذف شود [۲، ۴ و ۳۶]. طبق آزمایشات قاب‌های غیر مهاربندی شده CFST هنگامی که با قاب‌های مقاوم خمشی فولادی مقایسه می‌شوند، مقدار صرفه‌جویی در مصرف فولاد با افزایش شمار طبقات سازه بیشتر می‌شود [۴۲ و ۴۳]. جزئیات اتصال تیر به ستون نیز برای CFST مستطیلی (قوطی)، نسبتاً ساده است. بعلاوه در شرایط خوردگی^۲ مشابه مشخص شده است که کاهش سختی و مقاومت این اعضا کمتر از ستون فولادی مشابه است [۳]. ابعاد ستون‌های دارای مقاطع فولادی مشابه در این سیستم در مقایسه با سازه فولادی کمتر خواهد بود و فضای مفید ساختمان نیز بیشتر می‌شود. در این سیستم اگر بتوان از مقاطع لوله‌ای بهره برد که یا نورد گرم شده‌اند (نیازی به جوشکاری ندارند) یا از نورد سرد استفاده کرده‌اند (تنها به یک خط جوش احتیاج دارند)، مجدداً هزینه‌ها کم می‌گردد. با توجه به توضیحات بالا از لحاظ هزینه‌ای این سیستم در مقایسه با سیستم فولادی برتری محسوسی دارد.

۲-۴-۶-۳ مقایسه مقاومت‌های سیستم CFST، بتن مسلح و فولادی

در ادامه نگاهی به خصوصیات سازه‌ای و مقاومتی این دو سیستم می‌اندازیم. برای این منظور به نتایج نهایی آزمایشات انجام شده روی انواع متداول ستون‌ها توجه می‌کنیم. برای این منظور به

1- Insulation

2- Corrosion

نتایج نهایی آزمایشات انجام شده روی انواع متداول ستون‌ها توجه می‌کنیم. تیر-ستون‌های CFST نوعاً چرخه‌های بارگذاری بهتری را در مقایسه با لوله‌های خالی و بتن‌های مسلح بروز می‌دهند. اعضای CFST چرخه‌های سیکلی^۱ کاملی را ایجاد می‌کنند که به اتلاف انرژی زیاد آنها برمی‌گردد. در قیاس با یک عضو بتن مسلح دارای نسبت لاغری، نسبت فولاد و نسبت بار محوری یکسان، CFST بار محوری نهایی و اتلاف انرژی بیشتری خواهد داشت [۲۶]. همچنین پژوهشگران بیان کردند که اگر در اعضای CFST از بتن پر مقاومت استفاده کنیم، این اعضا در هر فوت مربع از بتن‌های مسلح رایج قوی‌تر خواهند شد [۳۸]. در مقایسه با سازه فولادی در سیستم CFST، حداقل ۱۰ درصد فولاد کمتر استفاده می‌شود (۲۰ و ۲۴ درصد نیز گزارش شده است) [۱، ۴، ۳۹ و ۴۰]. این در حالی است که وزن سازه به علت مصرف بتن بیشتر از سیستم سازه‌ای فولادی می‌شود (بین ۴ تا ۷ درصد) [۱، ۴ و ۴۱]. در عین حال سختی هر طبقه در این سیستم نسبت به سیستم فولادی بیشتر است. در مجموع این عوامل مشخص شده است که تفاوت خاصی میان ظرفیت جذب انرژی دو سیستم فولادی و CFST وجود ندارد. در نتیجه رفتار سیستم CFST تقریباً مانند رفتار سیستم فولادی است [۴]. با توجه به توضیحات بالا از لحاظ لرزه‌ای، ستون CFST از ستون مشابه فولادی و بتن مسلح بهتر است.

۲-۴-۷ جمع بندی کلی این قسمت بر اساس اطلاعات موجود

از لحاظ هزینه‌ای سیستم CFST از سیستم فولادی ارزان‌تر و با سیستم بتن مسلح برابری می‌کند. با استفاده از بتن پر مقاومت در این ستون‌ها امکان دارد هزینه تمام شده آن از سیستم بتن مسلح نیز کمتر شود. از لحاظ مقاومت لرزه‌ای سیستم CFST از سیستم بتن مسلح بهتر و با سیستم قاب فولادی برابری می‌کند (حتی با افزایش شمار طبقات اندکی جابه‌جایی جانبی سازه در سیستم CFST کمتر از سیستم قاب فولادی می‌شود [۴۱]). بنابراین بر اساس یک جمع بندی کلی، سیستم CFST بهترین عملکرد را دارد. پس از آن سیستم‌های بتن مسلح و فولادی قرار می‌گیرند.

1- Hysteresis

فصل سوم: بتن‌های الیافی و خودتراکم

فصل سوم: بتن‌های الیافی و خودتراکم

۱-۳ معرفی بتن الیافی

کلمه بتن الیافی توسط انجمن ۵۴۴ بتن ایالات متحده به عنوان بتنی متشکل از سیمان، مصالح ریزدانه یا مصالح ریزدانه و درشت‌دانه به همراه الیاف مجزا که به صورت نامنظم در بتن پخش شده‌اند، تعریف می‌شود. بتن ماده‌ای ترد با کرنش کششی پایین است. خصوصیات مکانیکی آن می‌تواند با بهره‌گیری از الیاف ریز جداگانه که به صورت تصادفی درون بتن پراکنده می‌شوند، بهبود یابد. حضور الیاف می‌تواند سبب جلوگیری از پیدایش، انتشار و ادغام ترک‌ها شود. بتن‌های الیافی قادرند حتی پس از نقطه شکست بتن‌های بدون الیاف، مقدار زیادی نیرو را تحمل کنند. عملکرد بتن‌های الیافی با توجه به ویژگی‌های الیاف مانند جنس و هندسه، ویژگی‌های ملات مثل نوع سنگدانه، جهت‌گیری و نحوه گسترش الیاف تغییر می‌کنند [۴۴، ۴۵ و ۴۶].

۲-۳ گونه‌های مختلف بتن‌های الیافی

بتن الیافی از دو بخش تشکیل شده است. بخش اول شامل سیمان، مصالح درشت‌دانه و ریزدانه است که همان ملات خواهد بود. بخش دوم شامل گونه‌های مختلف الیاف است. یکی از متغیرهای تأثیرگذار در رابطه با عملکرد الیاف، نسبت ظاهری آنها است. این نسبت از تقسیم طول به قطر الیاف حاصل می‌شود. نسبت ظاهری اثر مهمی روی کارایی و مقاومت بتن دارد. در ادامه در مورد آن بیشتر بحث می‌گردد. روش‌های گوناگونی برای طبقه‌بندی الیاف‌ها وجود دارند. الیاف‌ها طبق مدول الاستیسیته می‌توانند به دو دسته کلی طبقه‌بندی شوند. گروه نخست شامل الیافی مانند الیاف سلولوزی، نایلونی و پلی‌پروپیلن می‌شوند که مدول الاستیسیته آنها کمتر از مدول الاستیسیته بتن بدون الیاف است. در دسته دوم الیاف‌هایی مثل شیشه، فولاد و کربن جای می‌گیرند که مدول الاستیسیته آنها بیشتر از مدول الاستیسیته بتن بدون الیاف است. الیاف را با روش‌های دیگری نیز می‌توان طبقه‌بندی نمود. برای نمونه

طبق جنس الیاف، آنها می‌توانند در ۳ گروه فلزی، پلیمری و طبیعی طبقه‌بندی شوند. در جدول (۳-۱) مشخصات مکانیکی الیاف پرکاربرد مورد استفاده در بتن، جمع‌آوری شده توسط انجمن بتن ایالات متحده، ارائه شده است [۴۴، ۴۵ و ۴۶].

جدول (۳-۱): مشخصات مکانیکی برخی از الیاف‌ها- [۴۴، ۴۵ و ۴۶]

ردیف	نوع الیاف	محدوده مقاومت کششی-Mpa	مدول یانگ-Gpa	درصد افزایش طول	وزن مخصوص-gr/cm ³
۱	آکرلیک	۲۴۰-۲۱۰	۲/۱	۴۵-۲۵	۱/۱
۲	آزبست	۹۸۰-۵۶۰	۱۴۰-۸۴	۰/۶	۳/۲
۳	کربن	۲۶۰۰-۱۸۰۰	۳۸۰-۲۳۰	۰/۵	۱/۹
۴	شیشه	۳۸۵۰-۱۰۵۰	۷۰	۳/۶-۱/۵	۲/۵
۵	نایلون	۸۴۰-۷۷۰	۲/۴	۲۰-۱۶	۱/۱
۶	پلی استر	۸۷۵-۷۳۵	۴/۸	۱۳-۱۱	۱/۴
۷	پلی پروپیلن	۷۷۰-۵۶۰	۳/۵	۲۵	۰/۹
۸	فولاد	۲۸۰۰-۲۸۰	۲۰۳	۳/۵-۰/۵	۷/۸

۳-۳ ویژگی‌ها و کاربردهای بتن دارای الیاف‌های پلی‌پروپیلن

نخستین بار مهندسان ارتش ایالات متحده برای ایجاد سازه‌های مقاوم به ضربه، در سال ۱۹۶۵، از الیاف‌های پلی‌پروپیلن بهره بردند. کاربرد الیاف‌های مصنوعی در دهه گذشته افزون‌تر شده است. از جمله این کاربردها می‌توان به بکارگیری از آنها در محصولات پایه سیمانی اشاره کرد. در این میان، الیاف‌های پلی‌پروپیلن سهم عمده‌ای را در پژوهش‌های علمی و صنایع ساختمانی به خود اختصاص داده‌اند. طبق آزمایشات صورت گرفته مشخص شده است که به دلایلی همچون دسترسی آسان، رسیدن به مقاومتی پایدار و قیمت کم، این الیاف‌ها برای بکارگیری در انواع بتن‌ها قابل قبول هستند. از دیگر فواید این الیاف‌ها می‌توان به افزایش استقامت در برابر ضربات، افزایش ظرفیت جذب انرژی، افزایش ظرفیت کرنشی بتن و مدیریت ترک‌ها در جهت افزایش ظرفیت باربری اشاره نمود [۴۶ و ۴۹]. الیاف‌های پلی‌پروپیلن هم به صورت پیوسته و هم به صورت مجزا در بازار عرضه می‌شوند. مقاومت کششی و مدول الاستیسیته آنها به ترتیب بین ۵۶۰ تا ۷۷۰ مگاپاسکال و ۳/۵ گیگاپاسکال می‌باشد. عموماً از

الیاف‌های پلی‌پروپیلن با درصدهای حجمی کم (۰/۱ الی ۰/۴) برای بکارگیری در بتن در جهت کم شدن ترک‌های که از انقباض پلاستیک بوجود می‌آیند، بهره گرفته می‌شود. بتن‌های دارای این الیاف‌ها تحت کشش در مقاطع مختلف دچار ترک خوردگی‌های متوالی شده و در نهایت روی ترک بحرانی خراب می‌شوند. همچنین در بارگذاری‌های دینامیکی بتن‌های دارای الیاف‌های پلی‌پروپیلن عملکرد مناسبی دارند. به نظر می‌رسد این امر به علت مدول الاستیسیته بالای این الیاف‌ها باشد [۴۶].

۳-۳-۱ ویژگی‌های بتن در محل دارای الیاف‌های پلی‌پروپیلن





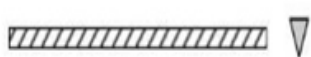





الیاف پلی‌پروپیلن این توانایی را دارند که به نحو قابل قبولی در ماتریس بتن پخش شوند. پخش شدن الیاف در ماتریس، کارایی آن را می‌کاهد. اسلامپ بتن با افزایش طول یا درصد الیاف‌ها کم می‌گردد. این افت اسلامپ بتن باعث کم شدن کارایی کلی بتن نمی‌شود. با اعمال ویبره خوب قادریم که به کارایی مناسب دست پیدا کنیم [۴۶ و ۴۸].

۳-۳-۲ ویژگی‌های مکانیکی بتن دارای الیاف‌های پلی‌پروپیلن

Yurtseven تعدادی از ویژگی‌های مکانیکی بتن‌های دارای الیاف پلی‌پروپیلن را ارائه نموده است. در این بخش ویژگی‌هایی از قبیل شکل‌پذیری و جذب انرژی، خمش، فشار و کشش به ترتیب مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. الیاف پلی‌پروپیلن می‌توانند ظرفیت جذب انرژی بتن را افزایش دهند. در نتیجه شکل‌پذیری بتن هم بالاتر خواهد رفت. با افزایش درصد این الیاف‌ها ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری بتن افزایش چشمگیری می‌یابد. بتن‌های دارای الیاف‌های پلی‌پروپیلن مقاومت خمشی قابل قبول‌تری نسبت به بتن‌های بدون الیاف دارند. به نظر می‌رسد که علت آن حضور الیاف‌ها و افزایش ظرفیت باربری بعد از درست شدن ترک‌ها است. این الیاف‌ها همانند یک پل کار می‌نمایند و مانع از تشکیل و نمو ترک‌ها می‌گردند. ولی میزان این افزایش در مقاومت خمشی ناشی از اضافه کردن الیاف‌های پلی‌پروپیلن در ماتریس اصلی، مانند افزودن الیاف‌های فولادی نخواهد بود. مقاومت‌های فشاری و کششی بتن دارای الیاف‌های پلی‌پروپیلن در درصدهای کم ۰/۱ الی ۰/۲ اختلاف چندانی با بتن‌های بدون الیاف نخواهد

داشت. ولی بهره‌گیری از درصدهای زیاد الیاف‌های پلی‌پروپیلن (بیش از ۰/۶) موجب کاهش اسلامپ و مقاومت بتن می‌شود. به نظر می‌رسد که دلیل عمده این کاهش مقاومت بتن، افزودن موادی کم مقاومت‌تر نسبت به ماتریس بتن است. همچنین چنانچه از درصدهای حجمی زیاد الیاف‌ها (بالتر از ۰/۵) بهره ببریم، به سبب کاهش قابل توجه اسلامپ بتن، تراکم آن به درستی انجام نمی‌گیرد [۴۶] و [۴۹].

۳-۴ ویژگی‌ها و کاربردهای بتن دارای الیاف‌های فولادی

نام لاتین و حروف فارسی مشخص کننده	شکل	سطح مقطع	نام لاتین و حروف فارسی مشخص کننده	شکل	سطح مقطع
Hooked fiber: ت			Straight fiber: الف		
Twisted fiber: ث			Crimped fiber: ب		
			Stranded fiber: پ		

شکل (۳-۱): گونه‌های مختلف الیاف‌های فولادی: الف-صاف ب-موجدار پ-بهم‌بافته شده ت-قلابدار ث-پیچشی [۵۰]

نخستین پژوهش‌های نظری در رابطه با بتن دارای الیاف فولادی در سال‌های ۵۰ تا ۶۰ میلادی صورت گرفتند. در ابتدا فقط از الیاف فولادی صاف استفاده می‌کردند. Hannant [۴۶ و ۴۸] متوجه شد که علی‌رغم اینکه بهره‌گیری از این نوع الیاف سبب بهبود قابل توجه جذب انرژی و شکل‌پذیری بتن می‌شود، پیامدهایی همچون کم شدن کارایی و سختی اختلاط را به همراه دارد. با پدیدار شدن مدل‌های تازه الیاف‌های فولادی و فوق‌روان‌کننده‌ها، این معضلات تا حدی رفع گردید. بنابراین در حال حاضر الیاف فولادی پرکاربردترین نوع الیاف‌ها در ترکیب‌های پایه سیمانی می‌باشند. هرچند این الیاف موجب بهبودی مقاومت بتن (در فشار و کشش) می‌شوند، بیشترین اثر آنها در افزایش جذب انرژی و شکل‌پذیری بتن نمود پیدا می‌کند. افزایش جذب انرژی می‌تواند سبب جلوگیری یا کم شدن نشر یافتن ترک‌های

دمایی و انقباض پلاستیک گردد. بعلاوه بهره‌گیری از الیاف‌های فولادی موجب افزایش مقاومت بتن در برابر بارگذاری‌های ضربه‌ای و دینامیکی می‌شود. مقاومت کششی الیاف فولادی و درصد افزایش طول آنها بنا به نوع فولاد و روش‌های تولید آنها، به ترتیب می‌تواند بین ۲۸۰ تا ۲۸۰۰ مگاپاسکال و ۰/۵ تا ۳/۵ باشد. بنا به دسته‌بندی Dinh و همکاران الیاف فولادی با توجه به شکل ظاهریشان به پنج دسته کلی شامل صاف، موجدار، بهم‌بافته شده، قلابدار و پیچشی تقسیم می‌شوند (شکل ۳-۱) [۵۰]. الیاف‌های فولادی در مورد بتن‌های ساخته‌شده در محل و پیش‌ساخته، مورد استفاده قرار می‌گیرند. همچنین از الیاف‌های فولادی در روسازی‌ها، راه‌پله‌ها، روکش فرودگاه‌ها، شاتکریت، دیواره‌های تونل، بتن‌های پر مقاومت، دال‌ها، بتن‌های حرارتی و انواع ترمیم‌های مورد استفاده در بتن‌ها می‌توان بهره جست. اگر یک درصد حجمی از الیاف‌های فولادی در طرح اختلاط بتن استفاده گردد، حدوداً موجب افزایش دو برابری قیمت بتن خواهد شد. بنابراین با وجود ویژگی‌های قابل قبول الیاف‌های فولادی، قیمت زیاد آنها مانعی بزرگی برای استفاده فراگیر آنها در صنایع ساختمانی است [۴۶].

۳-۴-۱ ویژگی‌های بتن در محل دارای الیاف‌های فولادی

بنا به پژوهش‌های Hannant، هرچند بتن دارای الیاف فولادی خمش‌ناپذیر و سخت جلوه می‌کند، اما در حین بتن‌ریزی قابل ویبره شدن است. ویژگی‌های مکانیکی بتن با زیاد شدن درصد حجمی الیاف یا زیاد شدن نسبت ظاهری الیاف‌ها، مقدار چشمگیری بهبود پیدا می‌کند. به نظر می‌رسد که این پدیده به علت ایجاد ارتباط بهتر میان الیاف‌ها و ملات (ماتریس بتن) است. بعلاوه با زیاد شدن نسبت ظاهری یا درصد حجمی الیاف‌ها کارایی کل بتن مقدار قابل توجهی کم می‌شود (شکل ۳-۲). اگر از الیاف فولادی دارای نسبت ظاهری بالاتر از صد بهره گرفته شود، می‌تواند سبب تورفتگی، چفت و بست الیاف‌ها شود. بنابراین مقداری ویبره در هنگام بتن‌ریزی با اشکال روبرو خواهد شد. آنچه که از جابه‌جایی الیاف‌های فولادی تا حد زیادی جلوگیری می‌کند، حضور مصالح درشت‌دانه در ماتریس بتن است. لذا سبب تقابل بهتر میان مصالح درشت‌دانه و الیاف‌ها می‌شود. این مسئله هم بهبود عملکرد بتن را به

۳-۴-۲ ویژگی‌های مکانیکی بتن دارای الیاف‌های فولادی

Yurtseven بعضی از ویژگی‌های مکانیکی بتن دارای الیاف فولادی را بیان کرده است. در این قسمت ویژگی‌هایی مانند جذب انرژی و شکل‌پذیری، خمش، کشش و رفتار فشاری این بتن‌ها به ترتیب مورد بحث قرار می‌گیرند. الیاف دارای ویژگی‌های چسبندگی مناسب مثل الیاف دارای شکل و دارای نسبت ظاهری زیاد موجب شکل‌گیری جذب انرژی مناسب‌تری در مقایسه با الیاف‌های ساده خواهند شد. الیاف‌های فولادی عملکرد بسیار خوبی روی مقاومت خمشی بتن خواهند داشت. به هر حال، نسبت ظاهری و حجم الیاف‌ها نقش عمده‌ای در این افزایش مقاومت خمشی بتن دارند. بهره‌گیری از الیاف‌های دارای نسبت ظاهری بالاتر سبب افزایش مقاومت خمشی بتن می‌شود. الیاف‌هایی که عمود بر بارگذاری پخش شده‌اند، می‌توانند سبب زیاد شدن قابل توجه مقاومت خمشی بتن گردند. چنانچه الیاف‌ها به نحو تصادفی در ماتریس بتن گسترده شوند، اثر الیاف‌ها در این مورد کاهش می‌یابد. بعلاوه جهت‌گیری الیاف‌ها در ماتریس بتن اثر چشمگیری بر مقاومت کششی بتن دارای الیاف‌های فولادی خواهد داشت. الیاف‌های فولادی در آزمون مقاومت کششی، بعد از تشکیل ترک در بتن، موجب زیاد شدن شکل‌پذیری می‌شوند. این الیاف‌ها روی مقاومت فشاری بتن اثر کمتری دارند. مقاومت فشاری تا ۲۵ درصد توسط آنها می‌تواند افزایش یابد. هرچند که در آزمون‌های فشاری، بتن دارای الیاف‌های فولادی شکل‌پذیری مناسب‌تری در مقایسه با بتن‌های بدون الیاف بعد از تشکیل ترک‌ها در ملات ارائه می‌دهند [۴۶ و ۴۹].

۳-۵ معرفی و کاربرد بتن خودتراکم

بتن خودتراکم نخستین بار در ژاپن در اواخر دهه ۱۹۸۰ میلادی گسترش یافت. پس از آن در اروپا و سپس در سایر نقاط جهان مورد استفاده قرار گرفت [۵۱]. این نوع بتن می‌تواند در اثر وزن خودش در داخل قالب جریان یابد و متراکم شود بدون اینکه نیاز به ویبره داشته باشد. بتن خودتراکم کارایی بتن را افزایش می‌دهد. علاوه بر آن موجب کاهش سر و صدای بتن‌ریزی، کمتر شدن تعداد کارگران و

سرعت بیشتر عملیات بتن‌ریزی می‌شود. بنابراین بتن خودتراکم به عنوان یک پیشرفت در فناوری بتن شناخته می‌شود. این عوامل منجر به صرفه اقتصادی می‌شوند. علاوه بر این موارد، یکی از نگرانی‌ها در مورد ستون‌های CFST بحث عدم تراکم صحیح بتن (بتن ساده و بخصوص الیافی) داخل تیوب فولادی است. استفاده از بتن خودتراکم یکی از راه‌حل‌های پیشنهادی است [۵۲].

۳-۵-۱ کاربرد بتن خودتراکم در ستون CFST (مرکب)

آزمایش‌های زیادی برای بررسی رفتار این ستون‌ها در زمینه‌های مختلف صورت گرفته است. یکی از پژوهشگرانی که در مورد ستون‌های CFST آزمایش‌های فراوانی انجام داده است، Han است. او و همکارانش علاوه بر بررسی ظرفیت باربری محوری ستون‌های تیوب فولادی پر شده با بتن خودتراکم (SCCFST)^۱، در مورد میزان تراکم‌پذیری بتن خودتراکم مورد استفاده در آنها نیز بررسی‌هایی را انجام داده‌اند. یکی از برجسته‌ترین بررسی‌های آنها در رابطه با آزمایش دو ستون CFST بزرگ مقیاس (شکل ۳-۲) است. این محققین از بتن خودتراکم برای پر کردن ستون‌های لوله‌ای فولادی استفاده کردند. این ستون‌ها بعد از آزمایش بریده شدند. مشخص شد که بتن استفاده شده به نحو بسیار خوبی متراکم شده است. حتی در نزدیکی دیافراگم‌های داخلی نیز، تراکم بتن به خوبی اتفاق افتاده است. در این آزمایش حفره‌های کوچکی بین بتن داخلی و لوله فولادی مشاهده شد. حداکثر اندازه این حفره‌ها ۰/۱ میلیمتر بود. از دیگر آزمایش‌های Han و همکاران در این زمینه می‌توان به اعمال بار فشاری روی ۵۰ نمونه ستون مرکب پر شده با بتن خودتراکم اشاره کرد [۳ و ۵۲].



شکل (۳-۲): ستون‌های CFST بزرگ مقیاس آزمایش شده توسط Han- [۳]

1- Self-Consolidating Concrete-Filled Steel Tube

فصل چهارم: مکانیزم عملکرد ستون CFST

و مرور پژوهش‌های گذشته

فصل چهارم: نحوه عملکرد ستون CFST و تحقیقات گذشته

۴-۱ تعیین حدود ستون‌های کوتاه، متوسط و بلند CFST (مرکب)

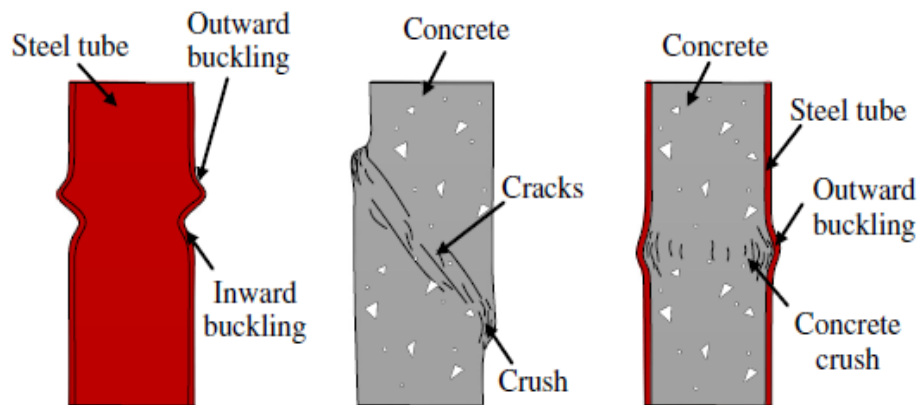
در این قسمت رفتار ستون‌های CFST با اعمال بار فشاری محوری بیان می‌شود. در هر ستون CFST پارامترهایی شامل ضخامت لوله (t)، قطر یا عرض خارجی مقطع (لوله‌های دایره‌ای D و قوطی‌ها B) و طول ستون (L) مهمتر هستند. لذا با بهره‌گیری از آنها، نسبت‌های L/D و D/t (یا B/t) تشکیل و رفتار این ستون‌ها در حالت‌های مختلف بیان می‌شود. ستون‌های کوتاه نسبت L/D کمی دارند. تعداد زیادی از پژوهشگران موافق هستند که معمولاً نسبت (L/D) برابر با ۱۵ یک مرز تقریبی بین ستون‌های با رفتار کوتاه و بلند معین می‌کند. در ابتدا Neogi و همکاران [۵۳] این مقدار را برای ستون‌های تحت بارگذاری خروج از محور پیشنهاد کردند. Bridge, Chen and Chen و Prion and Boehme نیز نسبت L/D برابر با ۱۵ را تأیید کردند [۲۲]. برخی دیگر از پژوهشگران و کمیته‌های پژوهشی مقادیر دیگری را پیشنهاد کردند. Knowles and Park [۵۴] مقدار kl/r_c برابر با ۴۴ (نسبت L/D معادل ۱۲) را پیشنهاد کردند. به علاوه قوانین طراحی AII (۲۰۰۱) [۵۵] نسبت‌های L/D برابر با ۴ و ۱۲ را برای تعیین مرزهای بین ستون‌های CFST با رفتارهای متفاوت (برای تشخیص ستون‌های CFST کوتاه، متوسط و بلند) ارائه می‌کنند. هرچند برخی دیگر مانند Tsuda و Zhong L/D برابر با ۱۸ و ۵ را برای تمایز ستون‌های کوتاه و بلند پیشنهاد کردند [۲۲]. لازم به ذکر است که تقسیم بندی ستون‌های CFST در این پژوهش بر اساس معیارهای AII [۵۵] خواهد بود.

۴-۲ مقایسه رفتار ستون‌های کوتاه فولادی، بتنی و CFST تحت

فشار محوری

شکل (۱-۴) رفتار لوله فولادی، بتن ساده و ستون مرکب تحت بار محوری فشاری نشان داده شده

است. اگر ستون فولادی تحت فشار محوری قرار گیرد، دچار کمانش‌های موضعی داخلی و خارجی خواهد شد. چنانچه ستون بتنی ساده تحت این شرایط آزمایش شود، روی یک سطح مایل (عموماً زاویه ۴۵ درجه برای مصالح ترد) دچار شکست برشی می‌شود. ولی در ستون مرکب بتن ساده درون لوله فولادی جلوی کمانش‌های موضعی داخلی لوله فولادی را خواهد گرفت. از طرفی لوله فولادی مدول الاستیسیته بزرگتری نسبت به بتن درون آن دارد. لذا هنگامی که بتن می‌خواهد تغییر شکل دهد (کرنش داشته باشد) با مقاومت مقطع فولادی روبرو می‌شود. کرنش عرضی کمتر لوله فولادی نسبت به بتن درون آن، باعث ایجاد یک تنش داخلی حلقه‌ای بین فولاد و بتن می‌گردد. این وضعیت، حالت محصورشدگی توسط فولاد را برای بتن داخلی فراهم می‌نماید. در نتیجه لوله فولادی علاوه بر اینکه اجازه برش خوردن به ستون بتنی را در راستای مایل نمی‌دهد، باعث می‌شود حداکثر تنش فشاری قابل تحمل توسط بتن داخلی نیز افزایش یابد [۳]. با این توضیحات اگر بخواهیم مدل خرابی ستون مرکب را توصیف نماییم، بهتر است این گونه بیان نماییم:

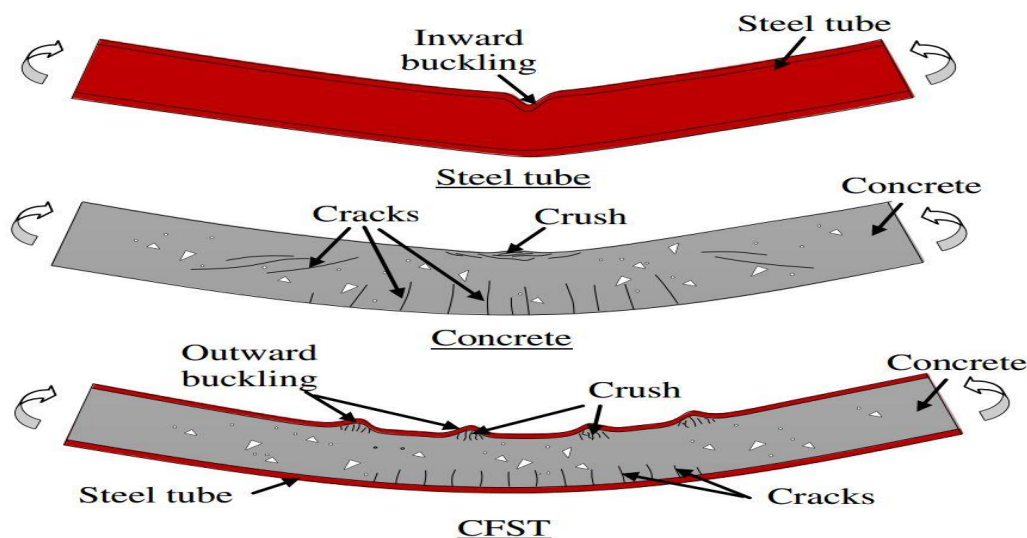


شکل (۴-۱): مقایسه عملکرد ستون لوله‌ای فولادی، بتنی ساده و مرکب در فشار محوری [۳]

لوله فولادی تنها می‌تواند کمانش موضعی به سمت خارج داشته باشد، در حالی که بتن داخلی نمی‌تواند حالت شکست خود را به فولاد احاطه کننده تحمیل نماید. بنابراین بتن هم ناچار می‌شود در همان سطحی که فولاد از خود ضعف نشان می‌دهد، گسیخته شود. یعنی کمانش لوله فولادی و گسیختگی بتن هم زمان و روی یک سطح مقطع اتفاق خواهد افتاد.

۳-۴ مقایسه رفتار ستون‌های متوسط و بلند فولادی، بتنی و CFST

تحت خمش خالص



شکل (۳-۴): مقایسه عملکرد تیر فولادی، بتنی ساده و مرکب در خمش خالص [۳]

چنانچه یک عضو فولادی تنها تحت اثر خمش خالص قرار گیرد، لوله فولادی در قسمت فشاری دچار کمانش‌های موضعی به سمت داخل و در قسمت کششی دچار تنش‌های کششی خواهد شد. یک تیر بتنی ساده تحت اثر خمش خالص در ناحیه تنش‌های فشاری در لحظه خرابی دچار خردشدگی بتن و در ناحیه تنش‌های کششی دچار ترک‌های برشی گسترده می‌شود. علاوه بر این‌ها ترک‌های کششی با زاویه ۴۵ و ۱۳۵ درجه نسبت به جهت مثبت محور طول (X) در تیر بتنی پدیدار می‌شود. اما وقتی که این دو ماده با هم ترکیب می‌شوند مد گسیختگی عضو مرکب به صورت هیچ یک از موارد مذکور نخواهد بود. هسته بتنی مانع کمانش‌های داخلی خواهد شد. بنابراین لوله فولادی در ناحیه فشاری نمی‌تواند کمانشی به سمت داخل داشته باشد. از طرفی دیگر لوله فولادی در دورترین تارهای کششی و فشاری مقطع باعث محصورشدگی بتن داخلی می‌شود. حضور توأم بتن در کنار فولاد سبب باز توزیع لنگر^۱ در مقطع تیر مرکب می‌شود. در واقع اصطکاک بین بتن و فولاد در مرز مشترک بین آنها این باز توزیع را

1- Stress redistribution

انجام می‌دهد [۳ و ۵۶]. حال برای بیان عملکرد مقطع مرکب در خمش خالص داریم:

در ناحیه فشاری مقطع کمانش‌های موضعی رو به سمت خارج لوله فولادی را داریم. وقتی که لوله فولادی جمع می‌شود (چروکیده یا موج دار) اتصال بین بتن و فولاد دیگر وجود ندارد. بنابراین در این نواحی باز توزیع لنگر بین بتن و فولاد اتفاق نخواهد افتاد. لذا بتن در زیر این نواحی مانند بتن ساده در فشار عمل کرده و خرد می‌شود. در ناحیه کششی مقطع مرکب عضو فولادی هرگز جمع نمی‌شود. در نتیجه باز توزیع لنگر بین بتن و فولاد همواره وجود خواهد داشت. از طرفی دیگر بتن هم تحت تنش‌های محصورشدگی ناشی از وجود فولاد قرار دارد. این دو عامل دست به دست هم می‌دهند و موجب می‌شوند که گستره ترک‌های برشی در بتن کاهش نسبتاً خوبی داشته باشد. همچنین بنا به دلایل گفته شده، از میزان ترک‌های مایل کششی در سمت چپ و راست تیر مرکب کاسته می‌شود (شکل ۴-۲).

۴-۴ مقایسه رفتار ستون‌های فولادی، بتنی و CFST تحت کشش



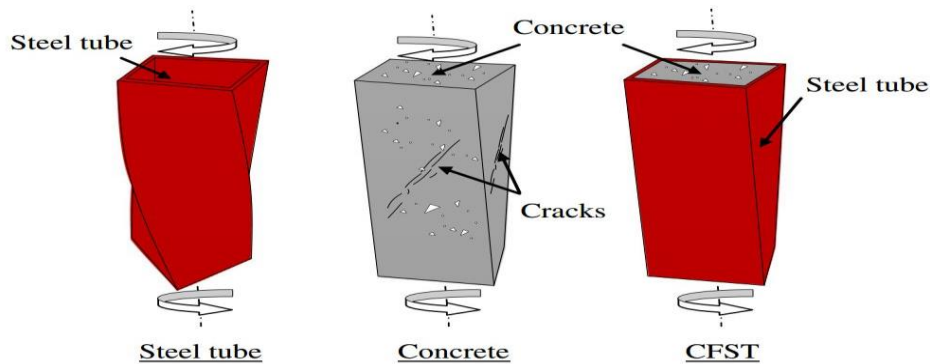
شکل (۴-۳): عملکرد عضو مرکب در کشش محوری [۲۴]

اگر یک عضو بتنی ساده تحت بارکششی قرار گیرد، روی یک سطح عمود بر محور عضو گسیخته خواهد شد. این به دلیل ضعف بتن در برابر نیروی کششی است. تقریباً بتن با نیرویی معادل یک دهم مقاومت فشاری آن گسیخته می‌شود. فولاد هم در تنش نهایی خود خراب می‌گردد. اما چنانچه ما یک عضو مرکب را تحت کشش قرار دهیم، بتن داخلی از نواحی مختلف دچار ترک می‌شود. تشکیل ترک‌هایی به صورت تقریباً یکنواخت در بتن داخلی حاکی از وجود رفتاری شکل‌پذیر در آن است. زمانی که این اتفاق بیفتد مقاومت نهایی مقطع مرکب در کشش از جمع مقاومت نهایی فولاد و بتن کمی بیشتر خواهد

شد. در شکل زیر موارد فوق به وضوح قابل مشاهده است (شکل ۴-۳) [۲۴].

۴-۵ مقایسه رفتار ستون‌های فولادی، بتنی و CFST تحت پیچش

هنگامی که یک لوله فولادی مستطیلی تحت بار پیچشی خالص قرار می‌گیرد، وجوه آن دچار اعوجاج شده و تابیدگی در آنها ایجاد می‌شود. در یک ستون مستطیلی لنگر پیچشی خالص سبب می‌شود که در ستون ترک‌های مایل قطری ظاهر شود. این یعنی اینکه در ستون‌های بتنی در اثر پیچش شکست کششی اتفاق می‌افتد [۳]. حال اگر یک مقطع مرکب تحت پیچش خالص قرار گیرد:



شکل (۴-۴): مقایسه عملکرد تیر فولادی، بتنی ساده و مرکب در پیچش [۳]

هسته بتنی داخلی اجازه اعوجاج را به لوله فولادی نمی‌دهد. بنابراین تحت تنش‌های فشاری داخلی قرار می‌گیرد. عکس‌العمل این تنش‌های فشاری به لوله فولادی وارد خواهد شد. بنابراین لوله فولادی در جهت قطری تحت کشش خواهد بود. به این ترتیب کمناش موضعی لوله فولادی کاهش می‌یابد در حالی که در لوله فولادی تنها تغییر شکل‌ها در اثر اعمال بار پیچشی قابل مشاهده است (شکل ۴-۴).

۴-۶ بررسی اثر تنش پسماند روی تیوب‌های فولادی

سطح تنش‌های پسماند در لوله‌های فولادی به شدت به فرآیند ساخت و شکل مقطع عرضی وابسته است [۵۷]. لوله‌های دایره‌ای یا مستطیلی همراه با نورد گرم^۱، چه بی درز چه جوش شده، تنش پسماند کمی دارند. تنش پسماند در مقاطع نورد گرم از سرد شدن متفاوت عضو نتیجه می‌شود. بنابراین در این

1- Hot rolled

فرآیند لوله‌ها به خاطر شکل و هندسه بسته به صورت نسبتاً یکنواختی سرد می‌گردند و مقدار اندکی تنش پسماند خواهند داشت. لوله‌های ساخته شده با شکل‌دهی سرد^۱ بیشتر در معرض تنش‌های پسماند هستند. در این لوله‌ها تنش‌های پسماند نتیجه تنش‌های اعمالی در فرآیند ساخت هستند که از محدوده الاستیک فولاد تجاوز می‌کنند. لوله‌های دارای نورد سرد و جوشکاری شده تنش‌های پسماند بزرگتری نسبت به لوله‌های بی‌درز دارند. لوله‌های مستطیلی نورد سرد شده تنش‌های پسماند بزرگتری در مقایسه با لوله‌های دایره‌ای دارند. ممکن است تنش‌های پسماند به هر دو صورت طولی و محیطی گسترش پیدا کنند. آنها حتی می‌توانند تا ۸۰ درصد تنش تسلیم فولاد نیز برسند. تنش پسماند از حالت تنش کششی تا تنش فشاری در امتداد مقطع عرضی تغییر می‌کنند. اثر آنها عموماً روی رفتار سرتاسری لوله فولادی غیر قابل توجه است [۵۷]. به عبارت دیگر تنش‌های پسماند سرتاسری موجود در ضخامت لوله در جهت شعاعی^۲ اتفاق می‌افتند و می‌توانند از تنش تسلیم لوله فولادی نیز تجاوز نماید [۳]. اثر تنش‌های پسماند سرتاسری موجود در ضخامت لوله به صورت ضمنی در نتایج تنش-کرنش مقاومت کششی^۳ لوله فولادی به صورت طولی وارد می‌شوند. این تنش‌های پسماند حد تناسب مواد را کاهش می‌دهند. یک کاهش سریع در سختی الاستیک مقطع ایجاد و به نحو تأثیرگذاری منحنی تنش-کرنش را گرد می‌کنند [۵۷].

Forlung [۵۸] در آزمایش‌هایش محدوده وسیعی از تنش‌های پسماند لوله قوطی شکل جوشکاری شده دارای شکل‌دهی سرد را آشکار ساخت. برای تعیین مقاومت کاهش‌یافته مقاطع دارای تنش پسماند دو روش رایج بیان شده است. Gardner [۵۹]، Knowles and Park [۵۴] و دیگران تنش تسلیم متناظر با ۰/۲ درصد کرنش طولی فولاد را به جای تنش تسلیم اسمی آن برگزیدند. بدین صورت تنش‌های پسماند بهتر در نظر گرفته می‌شوند. همچنین تعدادی از پژوهشگران از مدول الاستیک کاهش یافته برای کم کردن سختی بهره بردند. روی هم رفته تعداد زیادی از پژوهشگران برای خودداری از مشکل تنش‌های پسماند از لوله‌های فولادی گرم شده در دماهای بالا، سپس آهسته و یکنواخت سرد شده، استفاده

1- Cold form
2- Radial

3- Coupon tests

می‌کنند تا هر تنشی در حین ساخت حداقل شود.

۴-۷ پژوهش‌های گذشته

از جمله نخستین پژوهش‌های آزمایشگاهی ثبت شده روی ستون‌های CFST توسط Klöppel و Goder (1957) به انجام رسید [۳۱]. از آن زمان تا کنون آزمایش‌های متعددی روی رفتار این ستون‌ها در زمینه‌های متفاوت انجام شده یا در حال انجام است. در اینجا فقط به بررسی بخشی از آزمایش‌ها (برای مرحله صحت‌سنجی) و مدل‌سازی‌های ستون‌های CFST انجام شده در دو دهه اخیر مرتبط با پژوهش ارائه شده بسنده می‌شود.

۴-۷-۱ پژوهش‌های آزمایشگاهی

۴-۷-۱-۱ رفتار ستون‌های CFST کوتاه

Tao و همکارانش [۶۰، ۶۱ و ۶۲] (2007، 2008 و 2009) یک سری آزمایشات روی رفتار ستون‌های کوتاه و متوسط دارای جداره نازک فولادی پر شده با بتن‌های کم و پر مقاومت ساده و الیافی (الیاف فولادی قلابدار با درصدهای حجمی بین ۱/۵ تا ۲ درصد) انجام دادند. آنها در مجموع روی ۶۶ نمونه بار محوری فشاری و خارج از مرکز اعمال کردند. بخشی از این نمونه‌ها به طرق مختلف از جمله با استفاده از نوارهای فولادی در جداره داخلی لوله فولادی، رابط‌های میلگردی بین جداره‌های لوله فولادی و ... سخت‌سازی گردیدند. آنها در مجموع به این نتیجه رسیدند که سخت کردن ستون به شیوه‌های نام برده، افزون بر زیاد نمودن ظرفیت باربری و شکل‌پذیری نمونه‌ها کماتش موضعی لوله فولادی را هم به تأخیر می‌اندازد. همچنین بیان کردند که بهترین و مطمئن‌ترین راه برای افزایش شکل‌پذیری این ستون‌ها، اضافه کردن الیاف فولادی به آنهاست. Liew و همکارش [۶۳] (2010) روی ۱۶ نمونه ستون کوتاه CFST پر شده با بتن‌های پر مقاومت ساده، فوق پر مقاومت ساده و فوق پر مقاومت الیافی (الیاف فولادی صاف با ۰/۵ درصد حجمی) که شامل ۲ نمونه لوله فولادی خالی می‌شد،

بار محوری فشاری گذاشتند. لازم به ذکر است که مقاومت فشاری بتن‌های پر مقاومت در محدوده ۱۷۵ تا ۱۹۵ مگاپاسکال قرار داشت. در این تحقیق اثرات بهره‌گیری از بتن‌های پر مقاومت، افزودن الیاف به این بتن‌ها، افزودن لوله فولادی داخلی به نمونه‌ها و ... بررسی شدند. آنها نتیجه گرفتند در صورت اضافه شدن الیاف به بتن پر مقاومت شکل‌پذیری آن بهبود می‌یابد. همچنین اظهار کردند رفتار ستون‌های CFST پر شده با بتن‌های بسیار پر مقاومت پس از نقطه حداکثر مقاومت عملکردی ترد دارد. اضافه کردن حداقل ۰/۵ درصد الیاف می‌تواند در بهبود این رفتار مؤثر باشد. Ellobody و همکارش [۶۴] (2012) در مجموع روی ۱۳ نمونه ستون مرکب کوتاه تا بلند پر شده با بتن الیافی (الیاف پلی‌پروپیلن با ۰/۵ درصد حجمی) کم مقاومت بار محوری و خروج از محور قرار دادند. لازم به ذکر است که لوله فولادی آنها از نوع ضد زنگ بود. در مجموع مشخص شد که حضور الیاف در بتن این نمونه‌ها می‌تواند سبب افزایش شکل‌پذیری ستون شود. Lia و همکارش [۶۵] (2014) روی ۶۲ نمونه ستون کوتاه CFST پر شده با بتن پر مقاومت آزمایش انجام دادند. این ستون‌ها تحت بار فشاری محوری قرار گرفتند. اثر افزودن حلقه‌های فولادی به جداره لوله‌های دایره‌ای در این آزمایش‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. این پژوهشگران نتیجه گرفتند که افزودن حلقه‌های خارجی به جداره لوله‌های فولادی ستون CFST می‌تواند علاوه بر افزایش ظرفیت باربری و سختی ستون، نرخ کاهش مقاومت آن را هم کاهش دهد. به عبارت دیگر شیب منفی شاخه دوم منحنی بار-جابجایی پس از رسیدن به حداکثر مقاومت، کاهش می‌یابد. Lu و همکاران [۶۶] (2015) روی ۳۶ نمونه آزمایشگاهی ستون کوتاه CFST پر شده با بتن پر مقاومت الیافی خود متراکم (الیاف فولادی قلابدار با ۰/۳، ۰/۶ و ۱/۲ درصد حجمی) کار مطالعاتی انجام دادند. مقاومت فشاری بتن نمونه‌ها تقریباً بین ۵۰ تا ۷۵ مگاپاسکال قرار داشت. آنها دریافتند که وجود الیاف مد گسیختگی را تغییر نمی‌دهد، اما زمان کمانش موضعی را به تاخیر می‌اندازد. همچنین بیان کردند که اگر الیاف به بتن داخلی ستون اضافه شود، ظرفیت باربری نهایی اضافه می‌شود. خصوصیات دیگری از قبیل شکل‌پذیری، توانایی جذب انرژی نیز در اثر وجود الیاف بهبود می‌یابند. در نهایت این محققان برای ظرفیت نهایی باربری این ستون یک فرمول پیشنهاد کردند.

۴-۷-۲ مرور پژوهش‌های مدل‌سازی CFST (مرکب)

۴-۷-۲-۱ رفتار ستون‌های CFST کوتاه و متوسط

رفتار غیرخطی ستون‌های کوتاه CFST توسط Schneider [۶۷] (1998) مطالعه شد. او یک مدل المان محدود سه بعدی غیرخطی را برای تحلیل ستون‌های CFST پیشنهاد کرد. این مدل با استفاده از برنامه المان محدود Abaqus گسترش یافت. از المان پوسته‌ای ۸ گره‌ای برای شبیه‌سازی لوله فولادی و از المان‌های آجری ۲۰ گره‌ای برای مدل‌سازی هسته بتنی استفاده گردید. این مدل رفتار غیرخطی بتن و فولاد سازه‌ای را در بر می‌گرفت. از قانون Prandtl-Reuss استفاده شد تا تغییر شکل غیرالاستیک صفحه‌های فولادی تعیین شود. در حالی که معیار تنش Von Mises جهت تعیین سطوح تسلیم به کار رفت. نتایجی که از تحلیل المان محدود بدست آمد با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. آشکار شد که رفتار الاستیک و پلاستیک تیر-ستون‌های CFST می‌تواند توسط مدل المان محدود پیش‌بینی شود. به هر حال مقاومت‌های محوری نهایی تخمین زده شده توسط مدل المان محدود اندکی بیشتر از نتایج آزمایشگاهی بودند. Hu و همکاران [۶۸] (2003) با در نظر گرفتن اثر محصورکنندگی لوله فولادی روی بتن داخلی یک مدل المان محدود را ارائه کردند. این مدل برای تحلیل رفتار غیرخطی تیر-ستون‌های کوتاه CFST تحت بار محوری در نظر گرفته شده بود. آنها برای بررسی رفتار این ستون‌ها از نرم افزار Abaqus بهره بردند. برای تعریف حد الاستیک لوله‌های فولادی، هنگامی که در معرض تنش‌های دو بعدی قرار می‌گیرند، از معیار تنش تسلیم Von Mises کمک گرفت شد. معیار تسلیم خطی Drucker-Prager به کار رفت تا سطوح تسلیم بتنی مدل‌سازی شوند. زیرا بتن معمولاً در معرض تنش‌های سه بعدی قرار دارد و احتمال گسیختگی بتن با افزایش فشار هیدرو استاتیک افزایش می‌یابد. همچنین تماس بین بتن و فولاد با استفاده از المان‌های صفحه اتصال نه گره‌ای ویژه مدل‌سازی شدند. Ellobody و همکاران [۶۹] (2006) طراحی و رفتار ستون‌های کوتاه CFST دایره‌ای تحت فشار محوری را ارزیابی کردند. آنها برنامه المان محدود Abaqus را به کار گرفتند تا رفتار غیرخطی ستون‌های کوتاه CFST

دایره‌ای با مقاومت بالا و عادی تحت فشار محوری را مطالعه نمایند. مقاومت فشاری بتن از ۳۰ تا ۱۱۰ مگاپاسکال شامل بتن‌های عادی و با مقاومت بالا تغییر می‌کند. تحلیل المان محدود روی ستون‌های با گستره نسبت‌های قطر به ضخامت متغیر در محدوده ۱۵ تا ۸۰ انجام گردید که مقاطع لوله فولادی فشرده و غیر فشرده را پوشش می‌دهد. مدل محصوریت بتن ارائه شده توسط Hu و همکاران [۶۸] در تحلیل المان محدود استفاده شد. مقاومت محوری نهایی و منحنی‌های کوتاه شدگی بار محوری برای ستون‌های CFST دایره‌ای ارزیابی شدند. نتایج المان محدود با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده توسط Lam و Giakoumelis (2004) و Sakino به همراه همکاران (2004) مقایسه شدند. مطالعات پارامتری انجام شدند تا اثرات مقاومت‌های فشاری بتن، مقاومت‌های تسلیم فولاد و نسبت‌های قطر به ضخامت امتحان شوند. مقاومت‌های محوری نهایی بدست آمده از تحلیل المان محدود با مقاومت‌های طراحی محاسبه شده با آیین‌نامه‌های استرالیایی اروپایی و آمریکایی مقایسه شدند. آنها گزارش کردند که مقاومت‌های طراحی بدست آمده با آیین‌نامه‌های آمریکایی و استرالیایی محافظه کارانه هستند. یک مدل تحلیلی برای تعریف رفتار ستون‌های CFST کوتاه دایره‌ای تحت بار محوری توسط Xiao و Choi [۷۰] (2010) پیشنهاد شد. یک روش تحلیلی برای پیش‌بینی منحنی‌های تنش-کرنش تیر-ستون‌های CFST کوتاه ارائه شد. حالت‌های متنوع تماس بین بتن و لوله فولادی تحت فشار محوری مورد بحث قرار گرفتند. آنها فهمیدند که رفتار ستون‌های کوتاه CFST دایره‌ای به مقاومت بتن و میزان محصورشدگی بتن توسط لوله فولادی بستگی دارد. El-Hewity [۷۱] (2012) یک مدل المان محدود انسیس را بکار برد تا رفتار غیرخطی ستون‌های کوتاه دایره‌ای CFST را تحت بار محوری فشاری مطالعه نماید. رفتار بنیادی تیر-ستون‌های CFST دایره‌ای دارای مقاومت تسلیم فولاد و قطرهای ستون متفاوت مورد بررسی قرار گرفتند. عامل افزایش مقاومت و شاخص شکل‌پذیری ارائه شد تا عملکرد تیر-ستون‌های CFST به صورت کمی ارزیابی شود. آنها گزارش کردند که مقاومت تسلیم فولاد تاثیر عمده‌ای روی شکل‌پذیری بتن ستون‌های CFST دایره‌ای ندارد. در حالی که مقاومت تسلیم فولاد اثر قابل توجهی روی مقاومت بتن تیر-ستون‌های CFST دایره‌ای دارد. Ellobody [۷۲ و ۷۳] (2013) رفتار غیرخطی

ستون‌های کوتاه تا بلند لوله‌ای فولادی ضد زنگ پرشده با بتن الیافی کم مقاومت (CFSST)، تحت بارهای محوری و خروج از محور را بررسی کرد. یک مدل المان محدود سه بعدی با استفاده از Abaqus پیشنهاد شد. اثر محصورکنندگی لوله فولادی ضد زنگ روی بتن الیافی و صفحه اتصال بین لوله فولادی ضد زنگ و بتن الیافی نیز در تحلیل‌ها در نظر گرفته شدند. عیب هندسی ابتدایی هم در مدل المان محدود وارد شد. مدل المان محدود با آزمایش‌های انجام شده در منبع [۶۴] با ستون‌های CFSST اعتبار سنجی شد. نشان داده شد که مدل المان محدود برای پیش‌بینی رفتار غیرخطی CFSST دقیق است. یک مطالعه پارامتری هم انجام شد تا اثر نسبت‌های عمق به ضخامت مقاومت فشاری بتن الیافی و نسبت لاغری ستون روی رفتار ستون‌های CFSST بررسی گردد. مقاومت‌های محوری نهایی بدست آمده از مدل المان محدود با مقاومت‌های طراحی محاسبه شده با استفاده از EC4 برای ستون‌های مرکب مقایسه گردیدند. معلوم گردید که EC4 مقاومت طراحی CFSST تحت بار محوری را به خوبی پیش‌بینی می‌کند. Tao و همکارانش [۷۴] (2013) مدلی را برای ستون‌های کوتاه CFST ارائه دادند. آنها مدل Han و همکارانش را اصلاح و گسترش دادند. مشخص گردید که هرچند مدل Han و همکارانش برای ستون‌های CFST دارای مقاومت معمولی جواب‌های منطقی ارائه می‌دهد، اما مشکلاتی دارد. این مدل مقاومت ستون‌های دایره‌ای با میزان محصوریت کم و زیاد را به ترتیب کمتر و بیشتر از حد انتظار تخمین می‌زند. همچنین بر پایه نتایج آزمایشگاهی، یک فرمول برای پیش‌بینی زاویه اتساع^۱ بتن محصورشده پیشنهاد کردند. مدل نهایی آنها نه تنها مقاومت نهایی ستون‌های کوتاه CFST دارای مقاومت معمولی، بلکه مقاومت ستون‌های کوتاه پر مقاومت یا دارای جدار نازک را می‌تواند با دقت خوبی مدل نماید. Thai و همکاران [۷۵] (2014) یک مدل المان محدود برای بررسی رفتار ستون‌های مرکب کوتاه قوطی شکل دارای بتن با مقاومت بالا ارائه کردند. آنها یک مدل المان محدود با نرم افزار Abaqus ارائه دادند.

1- Dilation angle

فصل پنجم: معادلات تجربی و مدل‌های بتن

محصورشده‌ی ستون‌های CFST پر شده با

بتن‌های کم و پر مقاومت ساده و الیافی

فصل پنجم: معادلات تجربی و مدل‌های بتن محصورشده‌ی ستون‌های کوتاه و متوسط CFST پر شده با بتن‌های کم و پر مقاومت ساده و الیافی

۵-۱ تمام مدل‌سازی‌های انجام شده در یک نگاه

در این پژوهش سعی شده است تا رفتار ستون‌های کوتاه CFST به همراه نمونه‌ای از ستون‌های متوسط تحت بار فشاری هم محور، به شرح موجود در جداول (۵-۱ و ۵-۲) مدل‌سازی شوند. لازم به ذکر است که معیارهای تقسیم‌بندی بتن و فولاد به کم و پر مقاومت به ترتیب مقاومت مشخصه مکعبی و تنش تسلیم ۵۰ و ۳۶۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. همچنین مرز مشخص کننده‌ی جداره‌های تیوب فولادی ضخیم یا نازک، ۰/۰۰۵ متر می‌باشد.

جدول (۵-۱): مدل‌سازی‌های مربوط به ستون‌های قوطی شکل کوتاه

شماره	ضخامت جداره	نوع بتن داخلی	مقاومت‌های فولاد و بتن		نوع الیاف	هندسه مدل	صفحه صلب انتهایی	سخت کننده
			فولاد	بتن				
۱	ضخیم	بدون الیاف	زیاد	زیاد	—	یک هشتم	ندارد	ندارد
۲	نازک	بدون الیاف	کم	کم	—	یک هشتم	ندارد	ندارد
۳	نازک	الیافی	کم	کم	فولادی قلابدار	یک هشتم	ندارد	ندارد
۴	نازک	بدون الیاف	کم	زیاد	—	یک هشتم	ندارد	ندارد
۵	نازک	الیافی	کم	زیاد	فولادی قلابدار	یک هشتم	ندارد	ندارد
۶	نازک	بدون الیاف خودتراکم	زیاد	زیاد	—	یک هشتم	ندارد	ندارد

بدیهی است که بررسی تمامی جوانب این مدل‌سازی‌ها، در این پژوهش مقدور نیست. اما تا حد امکان سعی شده است که به صورت مناسب و مختصر، موارد مختلف جانبی در هنگام بیان روال کلی مدل‌سازی‌ها بیان شوند. به منظور اینکه جریان مدل‌سازی‌های انجام شده شرح داده شوند، ابتدا در فصل ۵ مدل‌های فولاد، بتن‌های محصورشده و سپس نحوه مدل‌سازی این ستون‌ها در نرم افزار Abaqus ذکر می‌شوند. در ادامه در فصل ۶ نتایج صحت‌سنجی‌ها و پس از آن تحلیل‌های مربوط به رفتار کلی ستون‌ها

خواهند آمد. همچنین در فصل ۶ مطالعات پارامتری روی متغیرهای مربوط به مدل‌های استفاده شده در نرم افزار و متغیرهای مکانیکی و هندسی مربوط به مدل‌های ۱ و ۱۱ ارائه می‌شوند. اثرات عیب هندسی و تنش پسماند تیوب فولادی، روی رفتار فشاری ستون CFST، در همین بخش نشان داده می‌شوند. در انتها برای تقویت‌های ستون‌های CFST روش‌هایی هدفمند بررسی خواهند شد.

جدول (۵-۲): مدل‌سازی‌های مربوط به ستون‌های دایره‌ای

شماره	رفتار ستون	ضخامت جداره	نوع بتن داخلی	مقاومت‌های فولاد و بتن		نوع الیاف	هندسه مدل	صفحه صلب انتهایی	سخت کننده
				فولاد	بتن				
۷	کوتاه	ضخیم	بدون الیاف	زیاد	کم	—	یک هشتم	هر دو	ندارد
۸		ضخیم	بدون الیاف	زیاد	زیاد	—	یک هشتم	ندارد	ندارد
۹		نازک	بدون الیاف خودتراکم	زیاد	زیاد	—	یک هشتم	ندارد	ندارد
۱۰		ضخیم	الیافی	زیاد	زیاد	فولادی صاف	کامل	دارد	دارد
۱۱		ضخیم	الیافی خودتراکم	کم	زیاد	فولادی فلاپدار	یک هشتم	ندارد	ندارد
۱۲		نازک	الیافی	کم	کم	پلی‌پروپیلن	کامل	دارد	ندارد
۱۳		متوسط	نازک	الیافی	کم	کم	فولادی فلاپدار	کامل	دارد

۵-۲ فرآیند مدل‌سازی

۵-۲-۱ نمای کلی مدل‌سازی

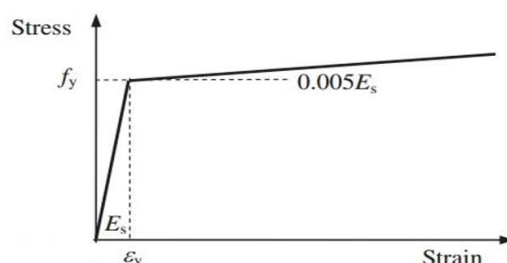
در این مطالعه از نرم افزار Abaqus (Version 6.14.2) برای مدل‌سازی استفاده می‌شود. از آنجایی که امکان توضیح تمام ۱۳ مدل بیان شده وجود ندارد، ۶ مدل شامل ۳ مدل مربوط به بتن‌های ساده (بدون الیاف) و ۳ مدل مربوط به بتن‌های الیافی برگزیده شدند. این گزینش به نحوی بوده است که روابط مربوط به بتن محصورشده‌ی اکثر این مدل‌ها پوشش داده شوند. روال مدل‌سازی این نمونه‌ها در فضای نرم افزار تقریباً مشابه است و نیاز به دسته بندی ندارد. به همین جهت توضیحات وابسته به نرم افزار، فقط در مورد یک نمونه به تفصیل شرح داده می‌شود. ضمن اینکه موارد و نکات خاص در همین حین ذکر می‌شوند. بنابراین ابتدا رفتار مصالح فولادی و بتنی در مدل‌های شماره‌های ۱، ۳، ۶، ۹، ۱۱ و

۱۲ موجود در جداول (۱-۵ و ۲-۵) به همراه هندسه یک مدل و نحوه ورود آنها به نرم افزار بیان می شود. بعد از آن نتایج مربوط به صحت سنجی این ۶ مدل و شبیه سازی شماره ۱۳ (ستون CFST متوسط-یک گام فراتر) ارائه می شوند. نتایج دیگر صحت سنجی ها به همراه نمودار بتن محصور شده تمام مدل ها در پیوست ۱ خواهند آمد. هر چند که نتایج دقیق تمام صحت سنجی ها در جداول فصل ۶ هم ارائه می شوند. لازم به ذکر است که تنها در مدل شماره ۱ اثرات عیب هندسی و تنش پسماند روی رفتار ستون CFST بررسی می شوند. مطالعات پارامتری نیز در موارد گوناگون مربوط به مدل های بتن و پارامترهای مکانیکی و هندسی مانند اثرات تغییر مقاومت بتن و ... روی رفتار ستون های CFST منتخب انجام می شوند. در انتهای فصل ۶ هم ۸ روش برای تقویت ظرفیت باربری محوری فشاری ستون های CFST قوطی و دایره ای ارائه می گردد. خلاصه نتایج نهایی در فصل ۷ خواهد آمد.

۲-۲-۵ مدل منحنی تنش-کرنش فولاد

چندین مدل برای در نظر گرفتن منحنی تنش-کرنش لوله فولادی مانند پلاستیک کامل^۱، الاستیک^۲ و الاستیک-پلاستیک^۳ دارای سخت شدگی خطی^۴ یا سخت شدگی دو خطی^۵ وجود دارد. اما استفاده از این مدل های متفاوت روی مقاومت نهایی و رفتار ستون های مرکب قابل چشم پوشی است. این نوع منحنی با بهره مندی از منوی پلاستیک موجود در پنجره خصوصیات Abaqus قابل مدل سازی است [۷۴ و ۷۶].

۱-۲-۲-۵ مدل نخست - Guo و همکاران



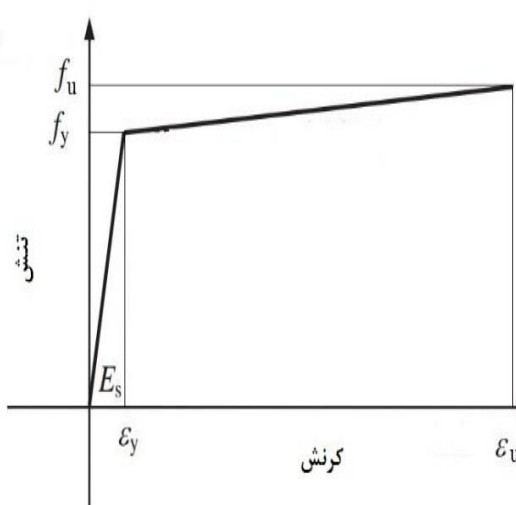
شکل (۱-۵): منحنی تنش-کرنش فولاد-مدل Geo و همکاران [۷۷]

- 1- Perfectly plastic
- 2- Elastic
- 3- Elastoplastic

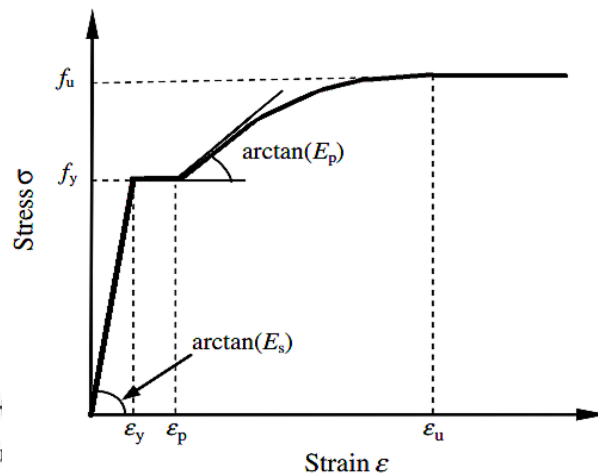
- 4- Linear hardening
- 5- Bilinear hardening

با وجود مطالب عنوان شده در قسمت قبل، جهت رسیدن به مدلی دقیق‌تر رفتار غیرخطی تیوب‌های فولادی قوطی و دایره‌ای شکل مربوط به تمامی مدل‌ها به جز مدل‌های شماره ۶، ۹ و ۱۱ با مدل الاستیک-پلاستیک با سخت‌شدگی خطی (شیب $0.05 \times E_s$) ایجاد می‌شوند (شکل ۵-۱) [۷۷].

۵-۲-۲-۲ مدل دوم-مدل ساده‌سازی شده Tao و همکاران



شکل (۳-۵): منحنی تنش-کرنش فولاد-مدل ساده‌سازی شده Tao



شکل (۲-۵): منحنی تنش-کرنش فولاد-مدل Tao و همکاران [۷۴]

مدل‌های شماره ۶، ۹ و ۱۱ با مدل پیشنهادی توسط Tao و همکاران [۷۴] مدل‌سازی می‌شوند (شکل ۲-۵). لازم به ذکر است که مدل Tao و همکاران از سه بخش تشکیل شده است. بخش میانی این مدل پیشنهادی حذف شده است و به صورت منحنی شکل (۳-۵)، در مدل‌های مذکور تأثیر داده شده است. روابط (۱-۵) تا (۳-۵) در صورتی که اطلاعات آزمایشگاهی در دسترس نباشند، می‌توانند مورد استفاده قرار بگیرند. در این روابط f_y ، f_u ، ϵ_y و ϵ_u به ترتیب تنش تسلیم، تنش نهایی، کرنش متناظر با تنش تسلیم، کرنش متناظر با تنش نهایی و مدول الاستیسیته فولاد مورد نظر هستند.

$$\begin{cases} E_s \epsilon & 0 \leq \epsilon < \epsilon_y \\ f_y & \epsilon_y \\ f_u & \epsilon \geq \epsilon_u \end{cases} \quad (1-5)$$

$$\varepsilon_u = \begin{cases} 100 \times \varepsilon_y & f_y \leq 300 \text{ Mpa} \\ [100 - 0.15 \times (f_y - 300)] \times \varepsilon_y & 300 \text{ Mpa} \leq f_y < 800 \text{ Mpa} \end{cases} \quad (2-5)$$

$$f_u = \begin{cases} [1.6 - 2 \times 10^{-3} \times (f_y - 200)] \times f_y & 200 \text{ Mpa} \leq f_y \leq 400 \text{ Mpa} \\ [1.2 - 3.75 \times 10^{-4} \times (f_y - 400)] \times f_y & 400 \text{ Mpa} < f_y \leq 800 \text{ Mpa} \end{cases} \quad (3-5)$$

۵-۲-۳ مدل‌های منحنی‌های تنش-کرنش بتن محصورشده

۵-۲-۳-۱ برخی از پارامترهای موجود در مدل‌های ۶ گانه

برای جلوگیری از تکرار، تعدادی از پارامترها در این بخش ارائه می‌شوند. در شکل‌های (۴-۵)، (۵-۵)

(۶) و (۷-۵)، f_c و ε_c به ترتیب مقاومت فشاری و کرنش بتن محصورنشده و در تمام مدل‌ها، f_0 و ε_0

تنش فشاری حداکثر و کرنش متناظر با آن در منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده هستند. همچنین

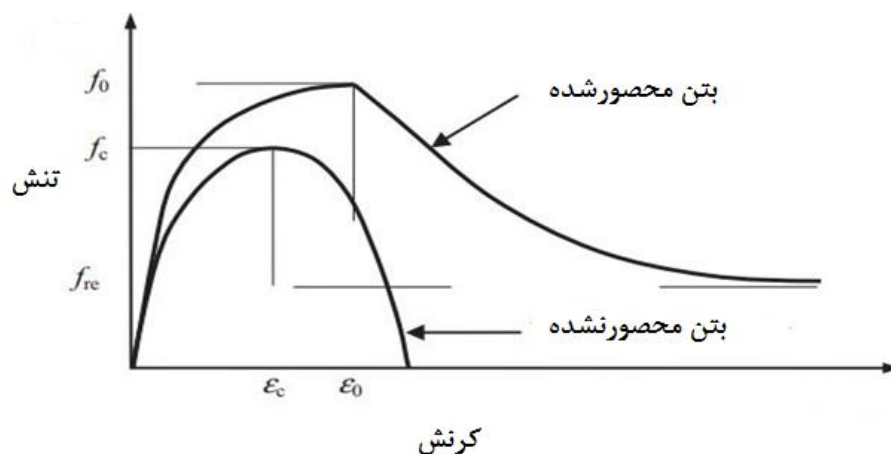
در شکل (۸-۵)، f_{cp} و ε_{cp} به ترتیب مقاومت فشاری و کرنش بتن بدون الیاف محصورنشده و f_{cf} و ε_{cf}

نیز تنش فشاری حداکثر و کرنش متناظر با آن در منحنی تنش-کرنش بتن الیافی کم مقاومت

محصورنشده هستند.

۵-۲-۳-۲ مدل منحنی تنش-کرنش بتن پر مقاومت بدون الیاف

محصورشده با قوطی فولادی (استفاده در مدل شماره ۱)



شکل (۴-۵): مقایسه منحنی‌های بتن محصورشده و نشده درون قوطی فولادی [۷۵]

بتن در ستون CFST توسط قوطی فولادی محصور می‌شود. این محصورشدگی با افزایش تنش تسلیم قوطی فولادی یا کاهش نسبت عرض به ضخامت آن، افزایش می‌یابد. از این رو بهتر است در مدل تشکیل دهنده بتن گنجانده شود. شکل (۴-۵) منحنی‌های تنش- کرنش محوری برای بتن‌های محصورشده و نشده را در کنار هم نشان می‌دهد.

۵-۲-۳-۲-۱ حداکثر تنش-کرنش بتن بدون الیاف پر مقاومت

مقدار کرنش در تنش فشاری حداکثر بتن محصورنشده با توجه به رابطه (۴-۵) بدست می‌آید.

$$\varepsilon_c = (-0.067 \times f_c^2 + 29.9 \times f_c + 1053) \times 10^{-6} \quad (4-5)$$

Tasdemir و همکاران [۷۸] این معادله را بر پایه‌ی تحلیل رگرسیون^۱ ۲۲۸ نمونه آزمایش شده تحت بارگذاری فشاری تک محوری، پیشنهاد کردند. تنش فشاری این نمونه‌ها در محدوده ۶ تا ۱۰۵ مگاپاسکال قرار داشتند.

۵-۲-۳-۲-۲ حداکثر تنش-کرنش بتن محصورشده بدون الیاف پر مقاومت

تنش فشاری حداکثر f_0 و تنش متناظر آن ε_0 در بتن محصورشده از معادلات تجربی (۵-۵) و (۶-۵) مورد محاسبه قرار می‌گیرند. این دو معادله را Xiao و همکاران [۷۹] برای بتن‌های پر مقاومت و بدون الیاف محصورشده با فولاد ارائه دادند.

$$\frac{f_0}{f_c} = 1 + 3.24 \times \left(\frac{f_r}{f_c} \right)^{.8} \quad (5-5)$$

$$\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} = 1 + 17.4 \times \left(\frac{f_r}{f_c} \right)^{1.06} \quad (6-5)$$

در این رابطه f_r فشار محصورکنندگی روی بتن است. در ابتدای بارگذاری به سبب کمتر بودن نسبت پواسون بتن در مقایسه با نسبت پواسون فولاد، فشار محصورکنندگی روی هسته بتنی وجود نخواهد داشت. یعنی در ابتدا فولاد سریع‌تر از بتن واکنش نشان می‌دهد و فضای کافی برای انبساط

1- Regression

عرضی^۱ بتن در اختیار آن قرار می‌گیرد. در ادامه به تناسب افزایش بار محوری، به علت تغییر تدریجی نسبت پواسون بتن، انبساط عرضی بتن کم کم از انبساط جانبی^۲ فولاد بزرگتر می‌شود. بنابراین فشار محصورکنندگی با تماس مجدد میان بتن و فولاد ایجاد می‌شود. این مکانیزم مطالعه تحلیلی فشار محصورکنندگی و تماسی میان بتن و فولاد را تقریباً غیر ممکن می‌نماید. بنابراین با هدف دستیابی به یک معادله‌ی تجربی و کاربردی، یک تحلیل عددی وسیع توسط Thai و همکاران [۷۵] انجام گرفت که منجر به ارائه یک معادله شد. این معادله می‌تواند فشار محصورکنندگی فولاد روی بتن را تخمین بزند. فشار تماسی ستون CFST قوطی شکل در گوشه‌های ستون فولادی و در ارتفاع آن متمرکز است. فشار تماسی که فرمول حاضر ارائه می‌دهد، با مقدار میانگین فشار تماسی^۳ در ارتفاع وسط ستون برابر است. مقدار این فشار تماسی یا ثابت می‌ماند یا هنگامی که به مقاومت نهایی ستون برسیم، کمی افزایش می‌یابد. معادله‌های (۷-۵) و (۸-۵) مقدار فشار تماسی را در لحظه رسیدن به مقاومت نهایی، ارائه می‌نماید. معادله‌های فشار محصورکنندگی بر پایه‌ی تحلیل‌های رگرسیون محدوده وسیعی از ستون‌ها دارای مقادیر مختلف نسبت عرض به ضخامت، تنش تسلیم لوله فولادی و مقاومت فشاری بتن به صورت زیر بدست آمدند:

$$f_r = \frac{(195.118 + 40.611 \times f_y) \times e^{-0.1 \times \frac{B}{t}}}{988 - 0.101962 \times f_c} \Rightarrow \text{for} \Rightarrow \frac{B}{t} \leq 15 \quad (7-5)$$

$$f_r = \frac{(-42428 + 236 \times f_y) \times e^{-0.04 \times \frac{B}{t}}}{7773 + f_c^{1.6}} \Rightarrow \text{for} \Rightarrow \frac{B}{t} > 15 \quad (8-5)$$

که در آنها B و t به ترتیب عرض و ضخامت ستون‌های فولادی قوطی مربعی هستند. برای ستون‌های قوطی مستطیلی با عرض B و ارتفاع D، عرض معادل $B_{eq} = \sqrt{(B^2 + D^2)}/2$ به جای B استفاده می‌شود.

1- Transverse expansion
2- Lateral expansion

3- Average contact pressure

۵-۲-۳-۲-۳ منحنی تنش- کرنش بتن محصور شده بدون الیاف پر مقاومت قبل از

نقطه حداکثر تنش

منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده تا قبل از نقطه حداکثر مقاومت نهایی آن، با استفاده از معادله‌هایی که نخستین بار توسط Popivics [۸۰] پیشنهاد و سپس توسط Mander به همراه همکاران [۸۱] اصلاح شد، به صورت زیر مدل‌سازی می‌شوند:

$$\frac{f}{f_o} = \frac{(\varepsilon/\varepsilon_0) \times R}{R - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_0)^R} \quad (۹-۵)$$

$$R = \frac{E_c}{E_c - (f_o/\varepsilon_0)} \quad (۱۰-۵)$$

در معادله (۱۱-۵)، E_c مدول الاستیسیته بتن است که با توجه به آیین‌نامه ACI 318 [۸۲] به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c} \text{ (Mpa)} \quad (۱۱-۵)$$

۵-۲-۳-۲-۴ منحنی تنش- کرنش بتن محصور شده بدون الیاف پر مقاومت بعد از

نقطه حداکثر تنش

منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده پس از نقطه حداکثر مقاومت نهایی آن، با استفاده از یک تابع که Binici [۸۳] ارائه کرد، مدل‌سازی می‌شود.

$$f = f_{re} + (f_c - f_{re}) \times \exp \times \left[- \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\alpha} \right)^\beta \right] \quad (۱۲-۵)$$

باقی مانده مقاومت بتن محصور شده، f_{re} برابر $0.1f_c$ در نظر گرفته می‌شود. β می‌تواند 0.92 در نظر گرفته شود. α نیز با رابطه (۱۳-۵) بیان می‌شود [۷۴].

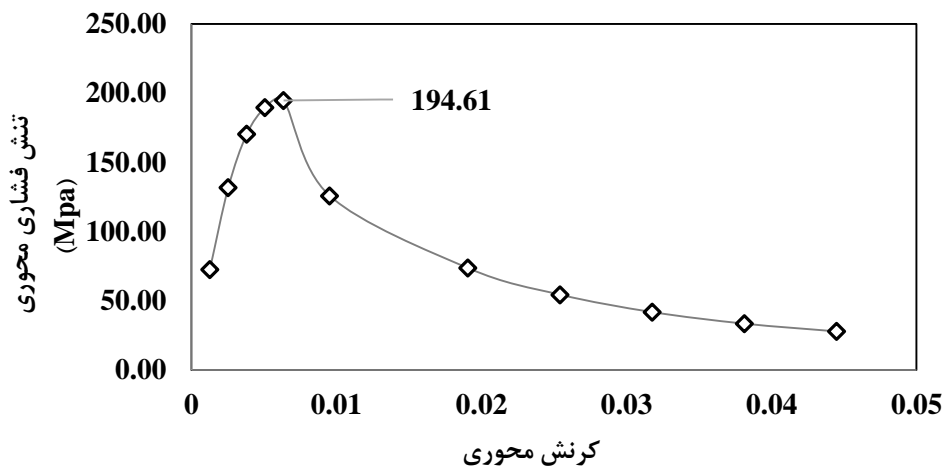
$$\alpha = 0.005 + 0.0075 \times \xi_c \quad (۱۳-۵)$$

که ξ_c عامل محصورکنندگی^۱ است و به صورت زیر ارائه می‌شود:

$$\xi_c = \frac{A_s \times f_y}{A_c \times f_c} \quad (۱۴-۵)$$

در معادله (۱۴-۵)، A_s و A_c به ترتیب مساحت‌های سطح مقطع قوطی فولادی و هسته بتنی هستند. به این ترتیب رفتار فشاری بتن محصورشده با منحنی تنش-کرنش حاصل از معادلات (۴-۵) تا (۱۴-۵)، مدل‌سازی می‌شود.

۵-۲-۳-۲-۵ نحوه دستیابی به منحنی تنش-کرنش در مدل شماره ۱



شکل (۵-۵): منحنی بتن محصورشده مدل شماره ۱ درون قوطی فولادی

به طور خلاصه ابتدا کرنش در بتن محصورنشده (رابطه ۴-۵) محاسبه می‌شود. سپس مقدار حداکثر تنش و کرنش در بتن محصورشده (روابط ۵-۵ و ۶-۵) با در دسترس بودن روابط (۷-۵) و (۸-۵) بدست می‌آیند. حال مقدار پارامتر R با کمک رابطه (۱۰-۵) بدست می‌آید. پس از تعیین پارامتر R ، به ترتیب با بهره‌گرفتن از روابط (۹-۵) و (۱۱-۵) رفتار منحنی بتن محصورشده برای شاخه قبل از تنش-کرنش حداکثر با نقطه گذاری مناسب قابل دستیابی است. برای مدل‌سازی شاخه قبل از نقطه تنش حداکثر ۴ نقطه به ترتیب دارای $0/2$ ، $0/4$ ، $0/6$ و $0/8$ کرنش حداکثر بتن محصورشده در نظر گرفته می‌شوند. به این ترتیب منحنی در این قسمت بدست می‌آید. برای ایجاد شاخه نزولی منحنی، ابتدا باید پارامترهای

1- Confining factor

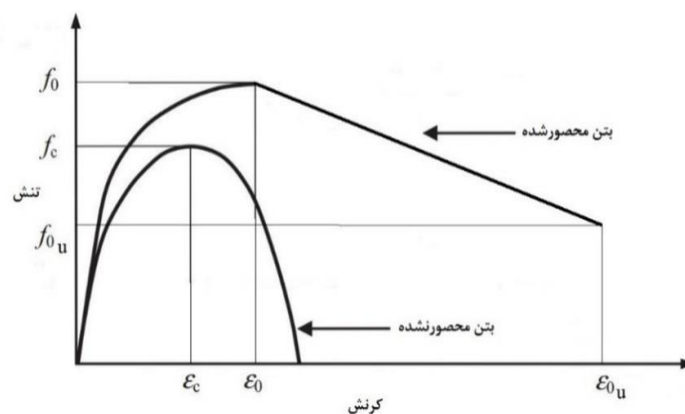
ε_c ، α و f_{re} تعیین شوند. با بکارگیری رابطه (۵-۱۲) و معلوم بودن دیگر پارامترها همچون β ، f_c و ε_0 به راحتی منحنی مورد نظر تکمیل می‌شود. ۶ نقطه به ترتیب دارای کرنش‌های ۱/۵، ۳، ۴، ۵، ۶ و ۷ برابر کرنش متناظر با تنش حداکثر بتن محصورشده، برای تکمیل شدن شاخه نزولی منحنی استفاده شدند. برای مثال نمودار تنش-کرنش بتن پر مقاومت محصورشده برای نمونه آزمایشگاهی SSH1-2 مطابق شکل (۵-۵) بدست آمد. برای نمونه مقادیر محاسبه شده برای پارامترهای ε_c ، α و f_{re} در جدول (۳-۵) آورده شده است.

جدول (۳-۵): مقادیر برخی پارامترهای محاسبه شده برای بدست آوردن مدل بتن شماره ۱

پارامتر	مقدار محاسبه شده
تنش پسماند در بتن f_{re} (Mpa)	۱۵/۷
مساحت سطح مقطع بتن A_c (cm^2)	۱۷۹/۵۶
مساحت سطح مقطع فولاد A_s (cm^2)	۴۵/۴۴
عامل محصورکنندگی بتن ξ_c	۱/۲۵
پارامتر α	۰/۰۱۴
پارامتر β	۰/۹۲

۵-۲-۳-۳ مدل منحنی تنش-کرنش بتن پر مقاومت خودتراکم

محصورشده با قوطی فولادی (استفاده در مدل شماره ۶)



شکل (۶-۵): مقایسه منحنی‌های بتن خودتراکم محصورشده و محصورنشده در مقاطع CFST قوطی

با توجه به اولین مدل بتن محصورشده ارائه شده در قسمت ۵-۲-۳-۲، این بخش تا حد امکان

خلاصه‌تر بیان می‌شود. شکل (۶-۵) منحنی‌های تنش-کرنش محوری را برای بتن‌های خودتراکم محصورشده و نشده در کنار هم نشان می‌دهد.

۵-۲-۳-۱ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن خودتراکم محصورنشده

مقدار کرنش حداکثر متناظر با تنش فشاری حداکثر بتن خودتراکم محصورنشده با توجه به رابطه (۱۵-۵) بدست می‌آید. Han و همکاران [۵۲] این معادله را ارائه کردند.

$$\varepsilon_c = (1300 + 12.5 \times f_c) \times 10^{-6} \quad (15-5)$$

۵-۲-۳-۲ تنش و کرنش متناظر با منحنی بتن خودتراکم پر مقاومت

محصورشده

تنش فشاری حداکثر f_0 و کرنش متناظر آن ε_0 در بتن خودتراکم محصورشده از معادلات تجربی (۵-۵) و (۱۶-۵) بدست می‌آید. معادله مربوط به کرنش حداکثر توسط Han و همراه همکاران [۵۲] برای بتن‌های پر مقاومت خودتراکم محصورشده با فولاد ارائه شده است.

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 10^{-6} \times (1330 + 760 \times ((f_c/24) - 1)) \times \xi_c^{0.2} \quad (16-5)$$

در این رابطه f_f میزان فشار محصورکنندگی فولاد روی هسته بتنی است که از روابط (۷-۵) و (۵-۵) بدست می‌آید. ξ_c نیز همان شاخص محصورشدگی هسته بتنی است که از رابطه (۱۴-۵) قابل دسترسی است.

۵-۲-۳-۳ معادلات مربوط به رفتار قبل از تنش کرنش حداکثر بتن خودتراکم

محصورشده

منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده تا قبل از نقطه حداکثر مقاومت نهایی آن با استفاده از همان معادله‌های ارائه شده در بخش ۵-۲-۳-۲ که نخستین بار توسط Popivics [۸۰] پیشنهاد و سپس توسط Mander و همکاران [۸۱] اصلاح شد، مدل‌سازی می‌شوند.

۵-۲-۳-۴ معادلات مربوط به رفتار بعد از تنش-کرنش حداکثر بتن خودتراکم

محصورشده

سومین بخش منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده قسمت نزولی است که از نقطه تنش و کرنش حداکثر بتن خودتراکم محصورشده شروع می‌شود. مقدار تنش نهایی آن از رابطه (۵-۱۷) خواهد بود و کرنش نهایی نیز برابر $11 \times \epsilon_0$ است.

$$f_{11\epsilon_0} = r \times k_3 \times f_0 \quad (17-5)$$

ضریب کاهش K_3 به نسبت B/t و تنش تسلیم قوطی فولادی f_y بستگی دارد. مقدار تقریبی K_3 می‌تواند از معادله‌های تجربی که توسط Hu و همکاران [۶۸] داده شده است، محاسبه گردد. این معادلات برای مقاطع مربعی هستند.

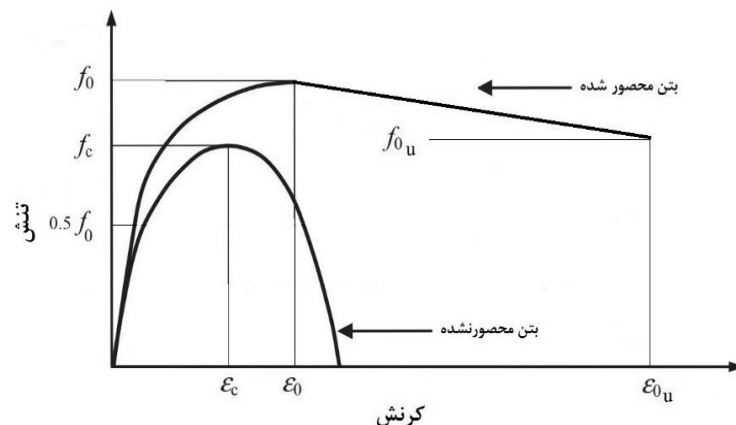
$$\begin{cases} k_3 = 0.000178 \times (B/t)^2 - 0.02492 \times (B/t) + 1.2722 & (17 \leq B/t \leq 70) \\ k_3 = 0.4 & (70 \leq B/t \leq 150) \end{cases} \quad (18-5)$$

ضریب کاهش r به وسیله $Ellobody$ [۸۴] بر پایه‌ی بررسی‌های آزمایشگاهی که توسط $Giakoumelis$ و Lam [۸۵] انجام گرفته است، برای محاسبه اثر مقاومت‌های بتن‌های متفاوت معرفی شده است. مقدار r برای بتن با مقاومت مکعبی f_{cu} برابر ۳۰ مگاپاسکال، یک در نظر گرفته می‌شود. در حالی که مقدار r برای بتن‌های دارای f_{cu} بزرگتر یا مساوی ۱۰۰ مگاپاسکال، ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود. از درون‌یابی خطی برای تعیین مقدار r برای بتن‌های دارای مقاومت‌های مشخصه مکعبی بین ۱۰۰ تا ۳۰ مگاپاسکال استفاده می‌شود.

$$\begin{cases} r = (-1/140) \times (f_{cu} - 30) + 1 & (30 \leq f_{cu} \leq 100) \\ r = 1 & (f_{cu} \leq 30) \end{cases} \quad (19-5)$$

۵-۲-۳-۴ مدل منحنی تنش-کرنش بتن پر مقاومت خودتراکم

محصورشده با تیوب دایره‌ای فولادی (استفاده در مدل شماره ۹)



شکل (۷-۵): مقایسه منحنی‌های بتن خودتراکم محصورشده و محصورنشده در مقاطع دایره‌ای CFST

با توجه به اولین مدل بتن محصورشده ارائه شده در قسمت ۵-۲-۳-۲، این بخش به صورت خلاصه شده بیان می‌شود. شکل (۷-۵) منحنی‌های تنش-کرنش محوری را برای بتن‌های بدون الیاف محصورشده و محصورنشده نشان می‌دهد.

۵-۲-۳-۴-۱ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن خودتراکم محصورنشده

مقدار کرنش حداکثر متناظر با تنش فشاری حداکثر بتن خودتراکم محصورنشده با توجه به رابطه (۱۵-۵) بدست می‌آید. Han و همکاران این معادله را برای بتن‌های خودتراکم بدون الیاف ارائه کرده‌اند [۵۲].

۵-۲-۳-۴-۲ تنش و کرنش حداکثر بتن خودتراکم محصورشده

در ادامه برای رسیدن به کرنش متناظر با نقطه حداکثر تنش بتن خودتراکم بدون الیاف محصورشده، از رابطه (۲۰-۵) ارائه شده توسط Han و همکاران [۵۲] استفاده می‌شود. از رابطه (۵-۱۵) بدست می‌آید.

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 10^{-6} \times (1400 + 800 \times ((f_c/24) - 1)) \times \xi_c^{0.2} \quad (20-5)$$

f_c در این معادله مقاومت فشاری استوانه‌ای استاندارد بتن خودتراکم محصورنشده است. ϵ_c هم شاخص محصورشدگی هسته بتنی است که از رابطه (۵-۱۴) بدست می‌آید. بدین صورت حداکثر کرنش معادل با نقطه حداکثر تنش در بتن خودتراکم محصورشده، طبق رابطه (۵-۲۰) حاصل می‌شود.

تنش فشاری حداکثر f_0 متناظر با کرنش ϵ_0 در بتن خودتراکم محصورشده، از معادله تجربی (۵-۲۱) در دسترس قرار می‌گیرد. معادله مربوط به تنش حداکثر توسط Mander به همراه همکاران [۸۱] برای بتن‌های محصورشده با فولاد ارائه شده است.

$$f_0 = f_c \left(-1.254 + 2.254 \times \sqrt{1 + \frac{7.94 \times f_r}{f_c}} - 2 \times \frac{f_r}{f_c} \right) \quad (۲۱-۵)$$

در این رابطه f_r میزان فشار محصورکنندگی فولاد روی هسته بتنی است. در ابتدای بارگذاری به سبب کمتر بودن نسبت پواسون بتن در مقایسه با نسبت پواسون فولاد، فشار محصورکنندگی روی هسته بتنی وجود نخواهد داشت. در ادامه به تناسب افزایش بار محوری، به علت تغییر تدریجی نسبت پواسون بتن، انبساط عرضی بتن کم کم از انبساط جانبی فولاد بزرگتر می‌شود. بنابراین فشار محصورکنندگی با تماس مجدد میان بتن خودتراکم و فولاد ایجاد می‌شود. Hu و همکاران [۶۸] یک تحلیل عددی وسیع انجام دادند که منجر به ارائه یک معادله تجربی و کاربردی برای در نظر گرفتن فشار محصورکنندگی گردید. معادله (۵-۲۲) می‌تواند فشار محصورکنندگی لوله فولادی روی بتن داخلی را تخمین بزند. در رابطه دو ضابطه‌ای ارائه شده توسط آنها D و t به ترتیب قطر خارجی و ضخامت جداره فولادی ستون‌های لوله‌ای دارای بتن پر مقاومت خودتراکم هستند.

$$\begin{cases} f_r/f_y = 0.043646 - 0.000832 \times (D/t) & (21.7 \leq D/t \leq 47) \\ f_r/f_y = 0.006241 - 0.0000357 \times (D/t) & (47 \leq D/t \leq 150) \end{cases} \quad (۲۲-۵)$$

۵-۲-۳-۴-۳ معادلات مربوط به رفتار قبل از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن

خودتراکم محصورشده

رفتار قبل از نقطه حداکثر تنش منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده، در دو قسمت مدل‌سازی

می‌شود. در قسمت نخست منحنی تنش- کرنش بتن محصورشده از صفر تا $0.5 \times f_0$ به صورت خطی است [۶۸]. قسمت دوم منحنی از $0.5 \times f_0$ شروع و به f_0 ختم می‌شود. معادله قسمت دوم از رابطه (۵-۲۳) تبعیت می‌کند [۸۶].

$$f = \frac{E_0 \varepsilon}{1 + (R + R_E - 2) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) - (2R - 1) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2 + R \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^3} \quad (23-5)$$

E_0 مدول الاستیسیته بتن محصورشده است که با توجه به آیین‌نامه ACI 318 [۸۲] به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$E_0 = 4700 \times \sqrt{f_0} \text{ (Mpa)} \quad (24-5)$$

از طرفی مقادیر R و R_E به ترتیب از طریق معادله‌های (۵-۲۵) و (۵-۲۶) محاسبه می‌شوند.

$$R_E = \frac{E_0 \varepsilon_0}{f_0} \quad (25-5)$$

$$R = \frac{R_E (R_\sigma - 1)}{(R_\varepsilon - 1)^2} - \frac{1}{R_\varepsilon} \quad (26-5)$$

طبق پیشنهاد Hu و Schnobrich ثابت‌های R_σ و R_ε برابر ۴ در نظر گرفته می‌شوند [۸۷].

۵-۲-۳-۴-۴ معادلات مربوط به رفتار بعد از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن

خودتراکم محصورشده

رفتار پس از نقطه تنش حداکثر در منحنی تنش-کرنش بتن خودتراکم محصورشده از طریق معادله (۵-۱۷) و به صورت بیان شده در قسمت ۵-۲-۳-۴ بدست می‌آید. تنها ضریب کاهش K_3 که به نسبت D/t و تنش تسلیم تیوب فولادی f_y بستگی دارد، تغییر می‌کند. مقدار تقریبی K_3 می‌تواند از معادله‌های تجربی که توسط Hu و همکاران [۶۸] داده شده است، محاسبه گردد. معادله دوضابطه‌ای (۵-۲۷) برای مقاطع دایره‌ای است.

$$\begin{cases} k_3 = 1 & (21.7 \leq D/t \leq 40) \\ k_3 = 0.0000339 \times (D/t)^2 - 0.010085 \times (D/t) + 1.3491 & (40 \leq D/t \leq 150) \end{cases} \quad (27-5)$$

منحنی تنش-کرنش بتن پر مقاومت خودتراکم محصورشده در این قسمت، از تنش حداکثر f_0 شروع و در نقطه‌ای با کرنش نهایی $11 \times \epsilon_0$ و تنش نهایی $f_{11\epsilon_0}$ خاتمه می‌یابد.

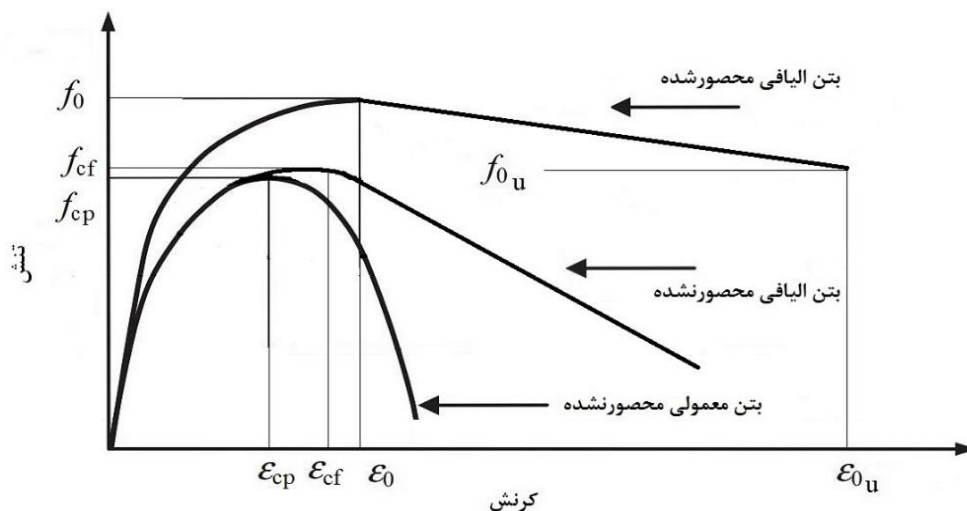
۵-۳-۲-۵ مدل منحنی تنش-کرنش بتن الیافی (الیاف فولادی قلابدار)

پر مقاومت خودتراکم محصورشده با تیوب دایره‌ای فولادی (استفاده در

مدل شماره ۱۱)

بتن خودتراکم الیافی پر مقاومت در ستون CFST توسط لوله فولادی محصور می‌شود. شکل (۵-۸)

(۸) منحنی‌های تنش-کرنش محوری را برای بتن بدون الیاف محصورنشده، بتن‌های الیافی محصورنشده و محصورشده، در کنار یکدیگر نشان می‌دهد.



شکل (۵-۸) مقایسه منحنی‌های بتن‌های خودتراکم بدون الیاف و الیافی محصورنشده با بتن الیافی محصورشده در مقاطع دایره‌ای CFST

۵-۳-۲-۵-۱ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن خودتراکم محصورنشده

مقدار کرنش حداکثر متناظر با تنش فشاری حداکثر بتن بدون الیاف خودتراکم محصورنشده با

توجه به رابطه (۵-۱۵) بدست می‌آید. Han و همکاران این معادله را برای بتن‌های خودتراکم بدون

الیاف ارائه کرده‌اند [۵۲].

$$\epsilon_{cp} = (1300 + 12.5 \times f_{cp}) \times 10^{-6} \quad (۵-۱۵)$$

۵-۲-۳-۵ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن الیافی خودتراکم محصورنشده

برای رسیدن به حداکثر کرنش بتن الیافی محصورنشده از رابطه (۵-۲۸) استفاده می‌شود. Nataraja و همکاران [۸۸] این رابطه را ارائه کردند. بدین ترتیب اثر بتن الیافی خودتراکم محصورشده در قسمت محاسبه کرنش نمودار وارد می‌شود.

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cp} + 0.00192 \times RI \quad (۵-۲۸)$$

RI شاخص مقاومت بتن الیافی است. رابطه شاخص مقاومت به صورت زیر است:

$$RI = \frac{v_f \times l_f}{d_f} \quad (۵-۲۹)$$

در این رابطه v_f درصد حجمی الیاف استفاده شده در بتن است. l_f و d_f نیز به ترتیب طول الیاف فولادی و قطر آن هستند.

۵-۲-۳-۵ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن الیافی خودتراکم محصورشده

در ادامه برای دستیابی به کرنش بتن الیافی خودتراکم محصورشده، از رابطه (۵-۲۰) ارائه شده توسط Han و همکاران [۵۲] برای بتن‌های بدون الیاف خودتراکم استفاده می‌شود. البته کرنش ورودی اولیه ε_f طبق رابطه (۵-۲۸) خواهد بود. ضمن اینکه مقاومت فشاری معادل با مقاومت فشاری استوانه‌ای بتن الیافی محصورنشده، f_{cf} با کمک رابطه (۵-۳۰) در آن وارد می‌شود.

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_f + 10^{-6} \times (1400 + 800 \times ((f_{cf}/24) - 1)) \times \xi_c^{0.2} \quad (۵-۲۰)$$

برای رسیدن به حداکثر مقاومت فشاری معادل بتن خودتراکم دارای الیاف فولادی از رابطه تجربی ارائه شده توسط Aslani [۸۹] کمک گرفته شده است.

$$f_{cuf} = f_{cu} + RI \times 15.2 \quad (۵-۳۰)$$

در این رابطه f_{cuf} مقاومت مکعبی استاندارد بتن الیافی خودتراکم محصورنشده است. f_{cu} مقاومت مکعبی بتن ساده محصورنشده است. لازم به ذکر است که مقاومت مکعبی استاندارد بتن، معادل $f_c \times 0.8$

در نظر گرفته می‌شود. حال با در دسترس بودن f_c می‌توانیم f_{cuf} را بیابیم. پس از آن f_{cf} بدست می‌آید. بدین صورت حداکثر کرنش معادل با نقطه حداکثر تنش در بتن الیافی خودتراکم محصورشده طبق رابطه (۲۰-۵) حاصل می‌شود.

۵-۲-۳-۴-۵ تنش حداکثر بتن الیافی خودتراکم محصورشده

تنش فشاری حداکثر f_0 متناظر با کرنش ϵ_0 در بتن خودتراکم الیافی محصورشده، از معادله تجربی (۵-۵) در دسترس قرار می‌گیرد. این معادله توسط Xiao به همراه همکاران [۷۹] برای بتن‌های پر مقاومت محصورشده با فولاد ارائه شده است.

$$\frac{f_0}{f_{cf}} = 1 + 3.24 \times \left(\frac{f_r}{f_{cf}} \right)^{.8} \quad (۵-۵)$$

در این رابطه f_r میزان فشار محصورکنندگی لوله فولادی روی هسته بتنی است که طبق معادلات دو ضابطه‌ای (۲۲-۵) ارائه شده در بخش ۲-۴-۳-۲-۵ در دسترس است.

۵-۲-۳-۵ معادلات مربوط به رفتار قبل و بعد از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن

الیافی خودتراکم محصورشده

منحنی تنش-کرنش بتن الیافی محصورشده خودتراکم برای رفتار قبل و بعد از نقطه حداکثر مقاومت نهایی آن، با استفاده از معادله‌هایی که نخستین بار توسط Popivics [۸۰] پیشنهاد و سپس توسط Mander و همکاران [۸۱] اصلاح شد، بنا به رابطه (۹-۵) مدل‌سازی می‌شوند. با توجه به اینکه درصد الیاف مورد استفاده روی رفتار منحنی بتن الیافی خودتراکم محصورشده قبل و بعد از نقطه تنش حداکثر، اثر مستقیم دارد، در نظر گرفتن اثر آنها الزامی است. البته برای وارد کردن اثر الیاف پارامتر R بر حسب RI بیان می‌شود. رابطه (۳۱-۵) توسط Nataraja و همکاران [۸۸] برای بتن‌های الیافی پیشنهاد شده است و در این شبیه‌سازی مورد استفاده قرار گرفته است.

$$\frac{f}{f_o} = \frac{(\epsilon/\epsilon_0) \times R}{R - 1 + (\epsilon/\epsilon_0)^R} \quad (۱۰-۵)$$

$$R = 0.5811 + 0.8155RI^{(-0.7406)} \quad (31-5)$$

E_c مدول الاستیسیته بتن نیز با همان رابطه (۱۱-۵) محاسبه می‌شود.

۵-۲-۳-۶ مدل منحنی تنش-کرنش بتن کم مقاومت الیافی (الیاف

فولادی قلابدار) محصورشده با تیوب قوطی فولادی جدار نازک (استفاده

در مدل شماره ۳)

بتن الیافی کم مقاومت در ستون CFST توسط قوطی فولادی جدار نازک محصور می‌شود. شکل

(۸-۵) منحنی‌های تنش-کرنش محوری را برای بتن بدون الیاف محصورنشده، بتن‌های الیافی محصورنشده و محصورشده در کنار هم نشان می‌دهد.

۵-۲-۳-۶-۱ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن محصورنشده

مقدار کرنش حداکثر متناظر با تنش فشاری حداکثر بتن بدون الیاف محصورنشده با توجه به رابطه

(۴-۵) بدست می‌آید.

۵-۲-۳-۶-۲ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن کم مقاومت الیافی محصورنشده

برای رسیدن به حداکثر کرنش بتن الیافی محصورنشده از رابطه (۳۲-۵) استفاده می‌شود.

Padmarajaiah [۹۰] این رابطه را ارائه کرده است. بدین ترتیب اثر بتن الیافی کم مقاومت در قسمت

محاسبه کرنش نمودار وارد می‌شود.

$$\varepsilon_{cf} = \varepsilon_{cp} + 1.15 \times 10^{-3} \times RI \quad (32-5)$$

RI شاخص مقاومت بتن الیافی است. رابطه شاخص مقاومت نیز همانند رابطه (۲۹-۵) است.

۵-۲-۳-۶-۳ تنش حداکثر بتن کم مقاومت الیافی محصورنشده

برای رسیدن به حداکثر مقاومت فشاری معادل بتن کم مقاومت محصورنشده دارای الیاف فولادی

از رابطه تجربی ارائه شده توسط Padmarajaiah [۹۰] بهره گرفته می‌شود.

$$f_{cyf} = f_{cy} + RI \times 2.274 \quad (۳۳-۵)$$

در این رابطه f_{cyf} مقاومت استوانه‌ای استاندارد بتن الیافی محصورنشده است. f_{cy} مقاومت استوانه‌ای بتن ساده محصورنشده است. RI هم از رابطه (۲۹-۵) محاسبه می‌شود. این محقق [۹۰] یک رابطه دیگر را نیز برای ارتباط بین مقاومت‌های مکعبی بتن‌های مذکور با هم ارائه داده است.

$$f_{cuf} = f_{cu} + RI \times 1.998 \quad (۳۴-۵)$$

f_{cuf} مقاومت مکعبی استاندارد بتن الیافی محصورنشده است. f_{cu} مقاومت مکعبی بتن ساده محصورنشده است. بدین صورت تنش حداکثر در بتن الیافی کم مقاومت محصورنشده حاصل می‌شود.

۵-۲-۳-۶-۴ کرنش حداکثر بتن الیافی کم مقاومت محصورشده

کرنش حداکثر ε_0 در بتن کم مقاومت الیافی محصورشده از معادله تجربی (۶-۵) در دسترس قرار می‌گیرد. معادله مربوط به کرنش حداکثر توسط Xiao به همراه همکاران [۷۹] برای بتن‌های محصورشده با فولاد ارائه شده است.

$$\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_{cf}} = 1 + 17.4 \times \left(\frac{f_r}{f_{cyf}} \right)^{1.06} \quad (۶-۵)$$

در این رابطه f_r میزان فشار محصورکنندگی فولاد روی هسته بتنی است که طبق معادلات (۷-۵) و (۸-۵) بدست می‌آیند. f_{cyf} طبق رابطه (۳۳-۵) و ε_{cf} بنا به رابطه (۳۲-۵) قابل محاسبه هستند.

۵-۲-۳-۶-۵ تنش حداکثر بتن الیافی کم مقاومت محصورشده

تنش فشاری حداکثر f_0 متناظر با کرنش ε_0 در بتن کم مقاومت الیافی محصورشده از معادله تجربی (۵-۵) در دسترس قرار می‌گیرد. معادله مربوط به تنش حداکثر توسط Xiao به همراه همکاران [۷۹] برای بتن‌های محصورشده با فولاد ارائه شده است.

$$\frac{f_0}{f_{cyf}} = 1 + 3.24 \times \left(\frac{f_r}{f_{cyf}} \right)^{.8} \quad (5-5)$$

در این رابطه f_r میزان فشار محصورکنندگی فولاد روی هسته بتنی است که طبق معادلات (5-7) و (5-8) بدست می‌آیند. f_{cyf} طبق رابطه (5-33) بدست آورده می‌شود.

5-2-3-6 معادلات مربوط به رفتار قبل از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن کم

مقاومت الیافی محصورشده

رفتار قبل از نقطه حداکثر تنش منحنی تنش-کرنش بتن الیافی کم مقاومت محصورشده، در دو قسمت مدل‌سازی می‌شود. در قسمت نخست منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده از صفر تا $0.5 \times f_0$ به صورت خطی است [68]. قسمت دوم منحنی از $0.5 \times f_0$ شروع و به f_0 ختم می‌شود. معادله‌های مربوط به قسمت اخیر از روابط (5-23)، (5-25) و (5-26) بخش 5-2-3-4-3 تبعیت می‌کنند [86]. تنها تفاوتی که وجود دارد، مربوط به نحوه محاسبه مدول الاستیسیته بتن است. از طریق معادله (5-35) مدول الاستیسیته بتن الیافی کم مقاومت محصورشده بدست می‌آید [90].

$$E_{cf} = E_0 + 2440.2 \times RI \quad (5-35)$$

E_0 از معادله (5-24) بدست می‌آید. RI هم از رابطه (5-29) محاسبه می‌شود.

5-2-3-7 معادلات مربوط به رفتار بعد از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن الیافی

کم مقاومت محصورشده

رفتار پس از نقطه تنش حداکثر در منحنی تنش-کرنش بتن کم مقاومت الیافی محصورشده از طریق معادله (5-17) و به صورت بیان شده در قسمت 5-2-3-4-3 بدست می‌آید. منحنی تنش-کرنش بتن الیافی کم مقاومت محصورشده در این قسمت، از تنش حداکثر f_0 شروع و در نقطه‌ای با کرنش نهایی $11 \times \epsilon_0$ و تنش نهایی $f_{11\epsilon_0}$ خاتمه می‌یابد.

۵-۲-۳-۷ مدل منحنی تنش-کرنش بتن کم مقاومت الیافی (الیاف

پلی پروپیلن) محصورشده با تیوب دایره‌ای فولادی جدار نازک (استفاده

در مدل شماره ۱۲)

منحنی‌های تنش-کرنش محوری برای بتن بدون الیاف محصورنشده و بتن الیافی کم مقاومت محصورشده در شکل (۷-۵) نشان داده شده است. بتن الیافی کم مقاومت در ستون CFST توسط تیوب فولادی دایره‌ای ضدزنگ جدار نازک محصور می‌شود.

۵-۲-۳-۱ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن کم مقاومت الیافی

محصورنشده

برای رسیدن به حداکثر کرنش بتن الیافی محصورنشده از مقدار پیشنهادی توسط Ellobody و همکارش استفاده می‌شود. آنها مقدار ۰/۰۰۶ را برای ε_f پیشنهاد کرده‌اند [۷۲].

۵-۲-۳-۲ کرنش حداکثر متناظر با تنش بتن کم مقاومت الیافی

محصورشده

در ادامه برای رسیدن به کرنش بتن الیافی کم مقاومت محصورشده، از روابط (۳۶-۵) ارائه شده توسط Mander و همکاران [۸۱] استفاده می‌شود. البته کرنش ورودی اولیه ε_f طبق قسمت قبلی است.

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_f \left(1 + k_2 \times \frac{f_r}{f_c}\right) \quad (۳۶-۵)$$

f_c مقاومت استوانه‌ای بتن ساده محصورنشده است. بدین صورت حداکثر کرنش در بتن الیافی کم مقاومت محصورشده حاصل می‌شود. مقدار K_2 برابر ۲۰/۵ در نظر گرفته خواهد شد [۹۱]. f_r طبق رابطه (۲۲-۵) بدست می‌آید.

۵-۲-۳-۷-۳ تنش حداکثر بتن الیافی کم مقاومت محصور شده

تنش فشاری حداکثر f_0 متناظر با کرنش ε_0 در بتن کم مقاومت الیافی محصور شده از معادله تجربی (۳۷-۵) در دسترس قرار می‌گیرد. معادله مربوط به تنش حداکثر توسط Mander به همراه همکاران [۸۱] برای بتن‌های محصور شده ارائه شده است.

$$f_0 = f_c + k_1 f_r \quad (۳۷-۵)$$

در این رابطه f_r میزان فشار محصورکنندگی فولاد روی هسته بتنی است که طبق معادله دو ضابطه‌ای (۲۲-۵) برای مقاطع دایره‌ای بدست می‌آید. مقدار K_1 برابر $4/1$ در نظر گرفته می‌شود [۹۱].

۵-۲-۳-۷-۴ معادلات مربوط به رفتار قبل از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن کم

مقاومت الیافی محصور شده

رفتار قبل از نقطه حداکثر تنش منحنی تنش-کرنش بتن کم مقاومت الیافی محصور شده، در دو قسمت مدل‌سازی می‌شود. در قسمت نخست منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده از صفر تا $0.5 \times f_0$ به صورت خطی است [۶۸]. قسمت دوم منحنی از $0.5 \times f_0$ شروع و به f_0 ختم می‌شود. معادله‌های مربوط به قسمت دوم از روابط (۲۳-۵) تا (۲۶-۵) بخش ۵-۲-۳-۴-۳ تبعیت می‌کنند [۸۶].

۵-۲-۳-۷-۵ معادلات مربوط به رفتار بعد از نقطه تنش-کرنش حداکثر بتن الیافی

کم مقاومت محصور شده

رفتار پس از نقطه تنش حداکثر در منحنی تنش-کرنش بتن خودتراکم محصور شده از طریق معادله (۱۷-۵) و به صورت بیان شده در قسمت ۵-۲-۳-۴-۳ بدست می‌آید. تنها ضریب کاهش K_3 که به نسبت D/t و تنش تسلیم تیوب فولادی f_y بستگی دارد، تغییر می‌کند. مقدار تقریبی K_3 می‌تواند از معادله‌های تجربی که توسط Hu و همکاران [۶۸] داده شده است، محاسبه گردد. این معادلات برای مقاطع دایره‌ای هستند و قبلاً با رابطه (۲۷-۵) بیان شده‌اند.

۵-۲-۳-۸ جمع بندی مدل های بتن محصور شده ارائه شده

با توجه به ارائه ۶ مدل بتن محصور شده مختلف در قسمت های قبلی، مشخص شده است که هر

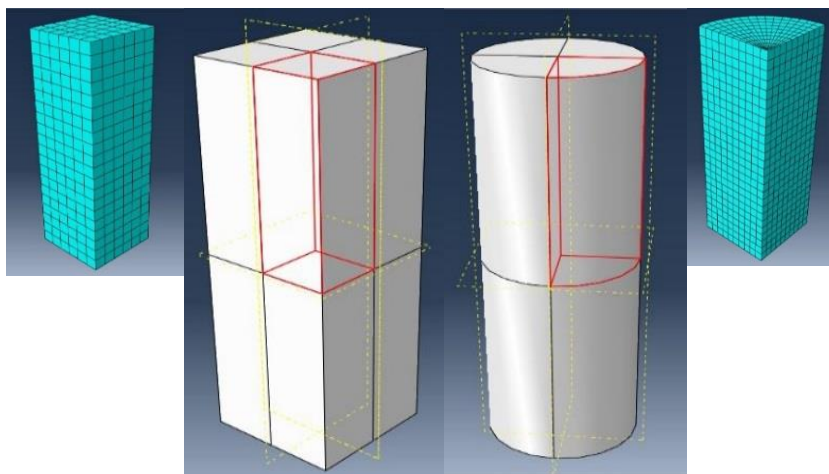
مدل بتن عمدتاً از چهار بخش تشکیل می شود. این چهار بخش عبارت هستند از:

۱. معادله های مربوط به تنش- کرنش حداکثر بتن ساده یا ییافی
۲. معادله های مربوط به تنش- کرنش حداکثر بتن ساده یا ییافی محصور شده
۳. معادله های مربوط به رفتار قبل از نقطه تنش حداکثر
۴. معادله های مربوط به رفتار بعد از نقطه تنش حداکثر

۵-۲-۴ ورود به فضای نرم افزار

۵-۲-۴-۱ هندسه مدل ها

۵-۲-۴-۱-۱ مدل های یک هشتم



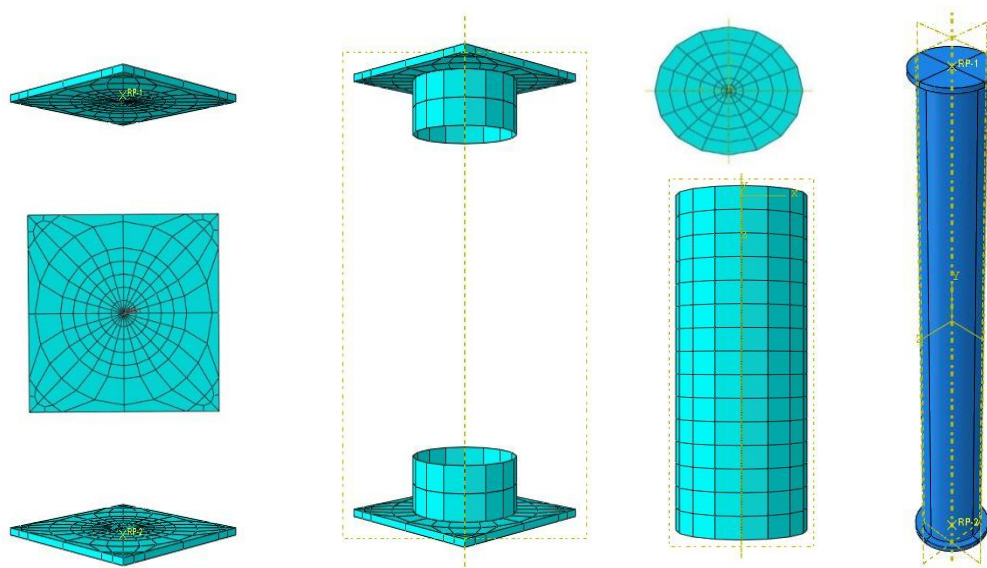
شکل (۵-۹): کاربرد مدل یک هشتم در مدل سازی ستون CFST تحت بار محوری

در مدل های تحت فشار محوری مقطع ستون به صورت یکنواخت تحت بارگذاری قرار می گیرد. از طرفی در مقاطع CFST قوطی و دایره ای با توجه به هندسه آنها سه محور متقارن وجود دارد. بنابراین می توان یک هشتم ستون را برای مدل سازی به کار گرفت (شکل ۵-۹). این امر باعث صرفه جویی در

زمان تحلیل‌های کامپیوتری می‌شود. همچنین فرآیند مطالعات پارامتری^۱ مدل را سرعت می‌بخشد.

۲-۱-۴-۲-۵ مدل‌های کامل

در برخی از شبیه‌سازی‌ها عدم وجود صفحه‌های انتهایی در مدل موجب می‌شود تا مود گسیختگی عضو مرکب با آنچه در حالت آزمایشگاهی اتفاق می‌افتد، تفاوت داشته باشد. لذا در این موارد که در جدول (۲-۵) به آنها اشاره شده است، هندسه کامل قطعات در نظر گرفته شده است. مدل‌های شماره ۱۰، ۱۲ و ۱۳ با هندسه کامل مدل‌سازی شدند (شکل ۵-۱۰). لازم به ذکر است که در مدل شماره ۱۰ سخت‌کننده‌های حلقه‌ای فولادی هم در اطراف ستون دایره‌ای وجود دارد. این مورد هم در شکل (۵-۱۲) قابل مشاهده است.



شکل (۵-۱۰): هندسه مدل‌های کامل

۲-۴-۲-۵ مدل‌سازی مصالح فولادی در نرم افزار

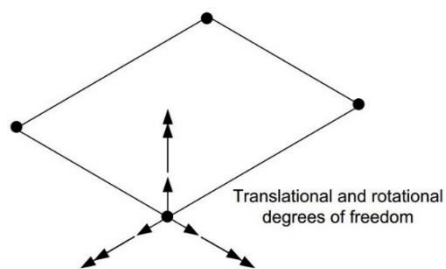
۱-۲-۴-۲-۵ المان تیوب فولادی

در مدل حاضر لوله فولادی با استفاده از المان‌های صفحه‌ای انتگرالی کاهش داده شده از نوع ۴ گره‌ای (S4R)^۲ قابل دسترس در کتابخانه المان آباکوس مدل‌سازی می‌شوند. المان S4R، ۶ درجه

1- Parametric study

2- 4 Node Reduced Integration Element

آزادی در هر گره دارد و یک راه حل دقیق برای بیشتر عملکردها ارائه می‌دهد (شکل ۵-۱۱) [۷۶].



شکل (۵-۱۱): المان S4R و درجات آزادی آن [۹۲]

۵-۲-۲-۴-۲ نحوه ورود منحنی تنش- کرنش فولاد

در منوی Property با وارد کردن مدول یانگ و نسبت پواسون رفتار الاستیک منحنی تنش کرنش فولاد حاصل می‌شود. همچنین در سربرگ پلاستیک با ورود تنش تسلیم و کرنش پلاستیک رفتار مصالح فولادی در ناحیه پلاستیک منحنی شبیه‌سازی می‌گردد [۷۶].

۵-۲-۴-۲ مدل سازی مصالح بتنی در نرم افزار

۵-۲-۴-۲-۱ مدل (CDP)^۱ یا پلاستیک آسیب‌دیده

۵-۲-۴-۲-۱-۱ توضیح کلی

رفتار غیرخطی بتن‌های محصورشده تمام مدل‌ها به جز نمونه‌های دارای شماره ۶ و ۱۱ با بهره‌گیری از مدل پلاستیک آسیب‌دیده بتن موجود در Abaqus مدل‌سازی می‌شوند. این مدل از الاستیسیته معیوب همگن در ترکیب با پلاستیسیته فشاری و کششی همگن استفاده می‌کند تا رفتار غیرالاستیک بتن را ارائه کند. همچنین در این مدل فرض بر این است که در رفتار غیرخطی بتن، فشار تک محوری و پاسخ‌های کششی بتن با پلاستیک آسیب‌دیده مشخص می‌شوند. تحت فشار محوری تا زمانی که مقدار تنش، به تنش حد تناسب برسد، پاسخ خطی خواهد بود. تحت کشش محوری پاسخ تنش-کرنش از یک رابطه الاستیک خطی تا رسیدن به مقدار تنش گسیختگی تبعیت می‌کند [۷۲].

1- Concrete Damage Plasticity (CDP)

در این مرحله باید نقاط مربوط به منحنی بتن محصورشده وارد نرم افزار شوند. برای مثال جدول مربوط به نقاط منحنی بتن محصورشده‌ی شبیه‌سازی شماره ۱ که طبق معادلات (۴-۵) تا (۱۴-۵) در بخش ۵-۲-۳-۲-۵ بدست آمده‌اند، در جدول (۴-۵) آورده شده‌اند (نمونه 2-SSH1-SSH1-2- شکل ۵-۵).

جدول (۴-۵): مقادیر تنش‌ها و کرنش‌های پلاستیک محاسبه شده برای مدل‌سازی بتن پر مقاومت مدل شماره ۱

شماره نقاط	کرنش هر نقطه- ϵ_i	تنش (f_i -Mpa)	کرنش پلاستیک- $\epsilon_{plastic} = \epsilon_i - (f_i / \epsilon_i)$
۱	۰/۰۰۱۲	۷۲/۵۲	۰
۲	۰/۰۰۲۵	۱۳۱/۶۹	۰/۰۰۰۳
۳	۰/۰۰۳۸	۱۷۰/۳۲	۰/۰۰۰۹
۴	۰/۰۰۵	۱۸۹/۵۱	۰/۰۰۱۸
۵	۰/۰۰۶۳	۱۹۴/۶۱	۰/۰۰۳
۶	۰/۰۰۹۵	۱۲۵/۸۷	۰/۰۰۷۳
۷	۰/۰۴۴	۷۳/۶۸	۰/۰۱۷۸
۸	۰/۰۲۵	۵۴/۴۶	۰/۰۲۴۴
۹	۰/۰۳۱۷	۴۱/۸۹	۰/۰۳
۱۰	۰/۰۳۸	۳۳/۵۴	۰/۰۳۷۵
۱۱	۰/۰۳	۲۷/۹۲	۰/۰۴۴

۵-۲-۳-۴-۱-۲ مدل‌سازی رفتار کششی بتن در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده

رفتار کششی بتن تا نقطه حداکثر مقاومت کششی آن به صورت خطی مدل می‌شود. میزان حداکثر مقاومت کششی بتن ۱۰ درصد حداکثر مقاومت فشاری بتن خواهد بود. پس از نقطه حداکثر مقاومت کششی بتن، منحنی کششی آن با در نظر گرفتن انرژی گسیختگی^۱ بتن تعریف می‌شود. معادله انرژی گسیختگی (G_f) با رابطه (۳۸-۵) بیان می‌شود [۹۳]. در معادله (۳۸-۵)، f_c به مگاپاسکال و d_{max} قطر بزرگترین درشت دانه بر حسب میلی‌متر است.

$$G_F = (0.0469d_{max}^2 - 0.5d_{max} + 26) \times \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0.7} \quad (N / m) \quad (38-5)$$

همچنین می‌توان در مدل‌های مربوط به بتن‌های الیافی، با توجه به رابطه (۳۹-۵) ارائه شده توسط

1-Fracture energy

Padmarajah [۹۰] مقاومت کششی بتن‌های ییافی را بدست آورد.

$$f_{SPCF} = (f_{cu})^{0.5} / 3 + 1.918 \times (RI) \quad (Mpa) \quad (۳۹-۵)$$

در رابطه (۳۹-۵)، f_{cu} مقاومت مکعبی فشاری بتن بدون ییاف، RI شاخص مقاومت ییاف طبق معادله (۲۹-۵) و f_{SPCF} مقاومت شکافت کششی سیلندری بتن ییافی است. برای نمونه مشخصات رفتار کششی مربوط به مدل شماره ۱ (نمونه آزمایشگاهی SSH1-2) در جدول (۵-۵) آورده شده است.

جدول (۵-۵): خصوصیات رفتار کششی بتن پر مقاومت در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده برای شبیه‌سازی شماره ۱

پارامتر	مقدار محاسبه شده
f'_t (Mpa)	۱۵/۷
d_{max} (mm)	۲۰
G_f (N/m)	۳۸۹
G_f (Kg/cm)	۰/۳۸۹

۵-۲-۴-۳-۱ پارامترهای تکمیلی در مدل پلاستیک آسیب‌دیده

معمولاً برای ویسکوزیته^۱ و خروج از مرکزیت پتانسیل جریان^۲ به ترتیب مقادیر پیش فرض ۰ و ۰/۱ در مدل‌سازی‌ها وارد می‌شوند. پارامترهای دیگری همچون نسبت مقاومت فشاری تحت بارگذاری دو محوری به مقاومت فشاری تک محوری f_{b0}/f_{c0} و نسبت نامتغیر تنش دوم روی نصف النهار کشش به نامتغیر تنش دوم روی نصف النهار فشاری K_c ، می‌توانند از معادلات (۴۰-۵) و (۴۱-۵) که توسط Tao و همکارانش [۷۴] ارائه شدند، محاسبه شوند. در این روابط f_c مقاومت فشاری بتن است. با این حال مقادیر بهینه استفاده شده برای تمامی مدل‌ها در جدول (۷-۵) در بخش ۵-۲-۴-۶ آورده شده‌اند.

$$(K_c = \frac{5.5}{5 + 2 \times f_c^{0.075}}) \quad (۴۰-۵)$$

$$\left(\frac{f_{b0}}{f_{c0}} = \frac{1.5}{f_c^{0.075}} \right) \quad (۴۱-۵)$$

1-Viscosity parameter

2-Flow potential

۵-۲-۴-۲-مدل (DP) ^۱ یا دراگر-پراگر

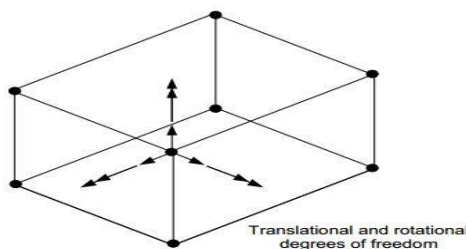
۵-۲-۴-۲-۱ توضیح کلی

رفتار غیرخطی بتن‌های محصورشده نمونه‌های شماره ۶، ۱۱ و ۱۲ با بهره‌گیری از مدل دراگر-پراگر موجود در Abaqus شبیه‌سازی می‌شوند. از آنجایی که بتن در ستون‌های مرکب پر شده با بتن معمولاً در معرض تنش‌های سه محوری قرار می‌گیرد، گسیختگی بتن اغلب از طریق انبساط سطح گسیختگی فشاری همراه با افزایش فشار هیدرواستاتیک اتفاق می‌افتد. بنابراین می‌توان از معیار دراگر-پراگر برای مدل کردن سطح تسلیم بتن بهره برد [۶۸].

۵-۲-۴-۲-۲ پارامترهای تکمیلی در مدل دراگر-پراگر

پارامترهای مؤثر در مدل بتن دراگر-پراگر زاویه اتساع ψ ، نسبت جریان تنش در کشش سه محوری به جریان تنش در فشار سه محوری K و زاویه اصطکاک ϕ هستند. با استفاده از تطبیق نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی مقادیر بهینه آنها می‌تواند بدست آید. البته دیگر محققین برای آنها مقادیری پیشنهاد کرده‌اند. از جمله مقادیر پیشنهادی برای K ، $0/8$ و $0/78$ ، برای ϕ ۲۰ درجه و برای ψ ۱۰ درجه است [۳۰ و ۶۸]. مقادیر بهینه برای هر مدل در جدول (۵-۸) در قسمت ۵-۴-۲ آورده شده‌اند.

۵-۲-۴-۳-المان بتن



شکل (۵-۱۲): المان C3D8R و درجات آزادی آن [۹۲]

در مدل‌های ۱۳ گانه بتن داخلی با استفاده از المان‌های آجری انتگرالی کاهش داده شده و نشده ۸ گره‌ای (C3D8R) ^۲ و ۶ گره‌ای (C3D6)، قابل دسترسی در کتابخانه المان آباکوس مدل‌سازی می‌شوند

1- Drucker-Prager (DP)

2- 8 Node reduced integration brick element

(شکل ۵-۱۲). المان بتن داخلی (C3D8R) در هر گره ۳ درجه آزادی دارد [۷۶].

۵-۲-۴-۴ نسبت پواسون مصالح بتنی و فولادی

محدوده نسبت پواسون برای بتن‌های بدون الیاف بین ۰/۱۵ تا ۰/۲۵ است. بر اساس اطلاعات آزمایشگاهی Logan و همکاران [۹۴] نسبت پواسون میانگین بتن با مقاومت بالا ۰/۱۷ است. او برای بتن‌هایی که دارای حداکثر مقاومت فشاری ۱۲۴ مگاپاسکال باشند، نسبت پواسون ۰/۲ را منطقی دانست. از طرفی در اکثر مدل‌سازی‌ها نیز نسبت پواسون ۰/۲ در نظر گرفته می‌شود. بنابراین در مدل‌های حاضر نسبت پواسون بتن ۰/۲ در نظر گرفته می‌شود. نسبت پواسون فولاد نیز در تمامی موارد ۰/۳ در نظر گرفته می‌شود.

۵-۲-۴-۵ مشخصات نهایی پارامترهای مربوط به مدل‌های شبیه‌سازی

شده با مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده

مشخصات نهایی این مدل‌ها، با توجه به بهترین نتیجه‌ای که از صحت‌سنجی میان نمونه آزمایشگاهی و مدل‌سازی بدست آمده است، به شرح جدول (۵-۶) بیان می‌شوند.

جدول (۵-۶): مشخصات نهایی پارامترهای استفاده شده در مدل‌های بتن (CDP) مربوط به ۱۰ مورد از شبیه‌سازی‌ها

شماره مدل	ψ	خروج از مرکزیت پتانسیل جریان	f_{b0}/f_{c0}	K_c	ویسکوزیته
۱	۴۰	۰/۱	۱/۰۳	۰/۶۹	۰
۲	۱۵	۰/۱	۱/۱۹۳	۰/۶۶۷	۰
۳	۲۵	۰/۱	۱/۱۹۳	۰/۶۶۷	۰
۴	۵۵	۰/۱	۱/۱۴	۰/۷۳	۰
۵	۴۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۶۷	۰
۷	۱۵	۰/۱	۱/۱۶	۰/۷۳	۰
۸	۲۵	۰/۱	۱/۱۶	۰/۷	۰
۹	۲۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۷۵	۰
۱۰	۵۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۷۳	۰
۱۳	۴۵	۰/۱	۱/۱۷۲	۰/۶۷	۰

۵-۲-۴-۶ مشخصات نهایی پارامترهای مربوط به مدل‌های شبیه‌سازی

شده با مدل بتن دراکر-پراگر

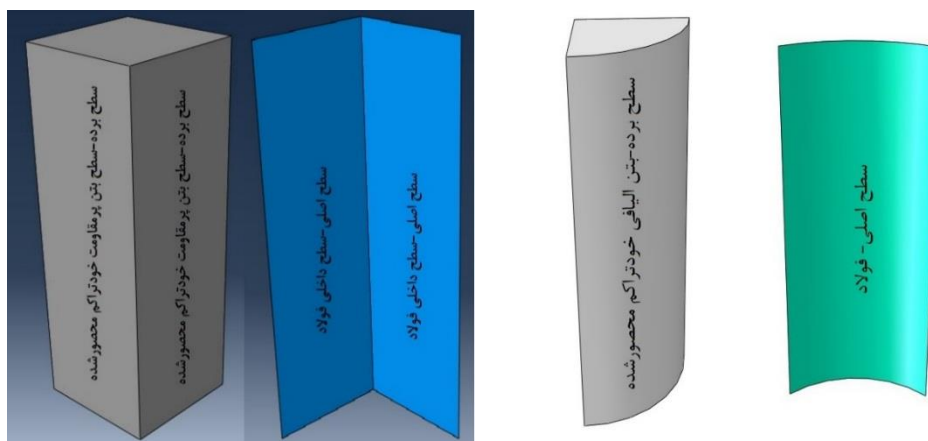
مشخصات نهایی این مدل‌ها با توجه به بهترین نتیجه‌ای که از صحت‌سنجی میان نمونه

آزمایشگاهی و مدل‌سازی صورت پذیرفته است، به شرح جدول (۷-۵) بیان می‌شوند.

جدول (۷-۵): مشخصات نهایی پارامترهای مورد استفاده در مدل‌های بتن (DP) مربوط به ۳ مورد از شبیه‌سازی‌ها

شماره مدل	φ	K_c	ψ
۶	۱۰	۰/۸	۵
۱۱	۶۰	۰/۸	۵
۱۲	۵۳	۰/۸	۲۰

۵-۲-۴-۷ مدل‌سازی صفحه اتصال بتن و فولاد



شکل (۵-۱۳) نمایش سطوح اصلی و فرعی صفحه اتصال بتن و فولاد در مدل‌سازی‌ها

صفحه اتصال بین بتن و فولاد با بهره‌گیری از منوی Contact Pair و نوع تماس عمومی استاندارد^۱

[۷۶] مدل‌سازی می‌شود. این نوع تماس به دو سطح اصلی^۲ و برده^۳ برای تعریف شرایط اصطکاک احتیاج

دارد. سطح اصلی معمولاً سطحی برگزیده می‌شود که مدول الاستیسیته بیشتری دارد. به عبارت دیگر

1- General contact _standard

3- Slave

2- Master

تغییر شکل سطح اصلی باید کمتر باشد. در این صورت سطح برده نیز سطح با مدول الاستیسیته کمتر یا تغییر شکل بیشتر خواهد بود. بنابراین چون فولاد مدول الاستیسیته بیشتری نسبت به بتن دارد، سطح داخلی لوله فولادی سطح اصلی و سطح ظاهری بتن سطح برده انتخاب می‌شود (شکل ۵-۱۳).

رفتار بین سطوح اصلی و برده پس از جدا شدن لوله فولادی و بتن داخلی از یکدیگر با رفتار تماسی از نوع سخت^۱ مدل سازی می‌شود. این نوع رفتار باعث می‌شود که دو سطح بلافاصله بعد از جدا شدن در یکدیگر فروزرفته و به نحوی غیرقابل نفوذ مدل سازی شوند. رفتار لغزشی بین دو سطح با مدل اصطکاکی کلمب^۲ مدل می‌شود. ضریب اصطکاک در این شیوه ۰/۲۵ فرض می‌شود [۶۹ و ۸۴]. برای به وجود آوردن این حالات در نرم افزار Abaqus وارد منوی واکنش^۳ می‌شویم. پس از ایجاد خصوصیات تماس^۴، از منوی Mechanical رفتار Tangential را انتخاب و ضریب اصطکاک را در قسمت Penalty برابر ۰/۲۵ وارد می‌کنیم. در همین منو رفتار Normal را برای درست کردن شرایط نفوذ ناپذیری مصالح شرکت کننده در تماس ایجاد می‌کنیم (توضیحات بیشتر در پیوست ۱).

۵-۲-۴-۸ بارگذاری و شرایط مرزی

۵-۲-۴-۸-۱ مدل یک هشتم (مدل شماره ۱)

در این شرایط باید شرایط مرزی^۵ مناسب برای سطوح جدا شده در نظر گرفته شود تا مدل بتواند به درستی رفتار ستون مرکب واقعی تحت فشار تک محوری را نمایان سازد. به این منظور در دو جداره عمودی نمونه از حرکت در راستای افقی و دوران حول محورهای موازی با سطح جداره قائم جلوگیری می‌شود (شکل ۵-۱۴). در جداره انتهایی نمونه هم از حرکت در راستای عمودی و دوران حول محورهای موازی با سطح جداره افقی ممانعت به عمل می‌آید (شکل ۵-۱۴). در نرم افزار Abaqus با بهره‌گیری از قیدها^۶، در زیر منوی Boundry Condition می‌توان این حالت را در مدل بوجود آورد [۷۶]. حال اگر

1. hard behaviour

2- Coulomb

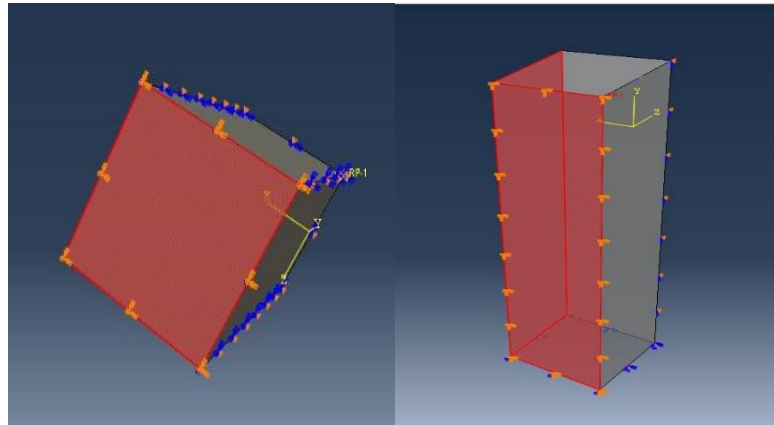
3- Interaction

4- Contact Property

5- Boundary condition

6- Constrains

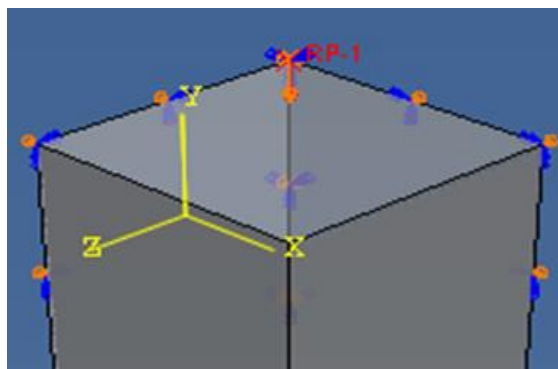
بخواهیم کوتاه شدگی و مقاومت نهایی مقطع را بدست آوریم، بایستی جابه‌جایی و مقاومت بدست آمده از طریق نرم افزار را به ترتیب دو و چهار برابر کنیم. به عبارت دیگر باید طبق نسبت هندسه مدل اصلی به هندسه مدل کوچک شده، مقادیر جابه‌جایی و مقاومت نهایی بدست آیند.



شکل (۵-۱۴) جداره‌های قائم و افقی قیدگذاری شده در مدل یک هشتم شماره ۱

۵-۲-۴-۸-۲ حذف صفحه صلب انتهایی و نحوه اعمال بارگذاری

برای اینکه از مدل‌سازی صفحه‌های انتهایی و سخت‌کننده‌های انتهایی در اکثر شبیه‌سازی‌ها اجتناب کنیم، محل وارد شدن نیرو به صورت یکپارچه صلب فرض می‌شود. در داخل منوی تماس با استفاده از ابزار موجود در منوی Constrain می‌توان سطح بالایی بتن و فولاد را به صورت یک سطح واحد درآورد. به این منظور برای بخش‌های منتخب، از این منوی نامبرده قید Rigid Body و سپس Tie انتخاب می‌شود. بدین ترتیب قسمت‌های انتهایی در مدت تحلیل به صورت صفحه‌ای و صلب هستند. البته قبل از این کار بایستی یک نقطه مرجع برای سطح مذکور ایجاد کنیم تا بار به آن نقطه



شکل (۵-۱۵): محل نقطه مرجع در مدل به همراه جهت بارگذاری اعمالی

اعمال شود. بار در مقطع انتهایی در امتداد محور Y به صورت یک مقدار مشخص جابه‌جایی رو به پایین، از طریق همین نقطه مرجع اعمال می‌گردد. شکل (۵-۱۵) این نقطه مرجع را نمایش می‌دهد. برای ایجاد نقطه مرجع می‌توان از ابزار قرار داده شده در داخل منوی تماس یا از طریق منوی ابزار^۱ موجود در نوار منو^۲ این کار را انجام دهیم [۷۶]. شرایط گیرداری (یعنی بستن تمام درجات آزادی به جز جابه‌جایی در سطح انتهایی بارگذاری شده) در این مدل استفاده می‌شود. حداکثر مقاومت نمونه کوچک مدل‌سازی شده برابر مجموع واکنشی که روی نقطه مرجع عمل می‌کند، اندازه‌گیری می‌شود.

۵-۲-۴-۸-۳ شرایط مرزی و نحوه بارگذاری در صورت وجود صفحه انتهایی (مدل

شماره ۱۲)

در این حالت قطعه انتهایی به صورت صلب مدل می‌شود. با توجه به اینکه این قطعه به لوله فولادی وصل می‌گردد، می‌توان شرایط مرزی انتهایی کل عضو مرکب را در منتهی الیه صفحه صلب ایجاد کرد. به این منظور مجدداً در داخل منوی تماس کل صفحه انتهایی با استفاده از ابزار موجود در منوی Constrain، به صورت حالت Rigid Body و سپس Body در نظر گرفته می‌شود. سپس یک نقطه مرجع به آن اختصاص یافته و شرایط مرزی مد نظر برای آن لحاظ می‌شود [۷۶]. برای مدل‌های نامبرده در این قسمت شرایط مرزی مفصلی انتخاب شد. بارگذاری نیز همانند آنچه که در قسمت قبلی بیان شد اعمال می‌گردد. البته بارگذاری این بار روی نقطه مرجع مربوط به صفحه انتهایی صورت خواهد گرفت.

۵-۲-۴-۹ مدل‌سازی عیب اولیه قوطی فولادی (مدل شماره ۱)

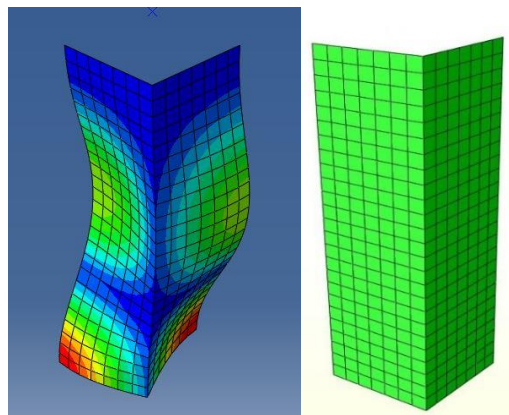
۵-۲-۴-۹-۱ توضیحات کلی

از آنجایی که عیب اولیه در مدل شماره ۱ ترتیب اثر داده می‌شود، نخست یک تحلیل کمانشی مقدار ویژه انجام می‌شود تا کمترین مود کمانشی تعیین شود. سپس همان به عنوان شکل عیب اولیه

1- Tools

2- Menu bar

در تحلیل غیرخطی بار-خیز آینده استفاده خواهد شد (شکل ۵-۱۶). عیوب اولیه نمونه‌ها می‌توانند با توجه به راهنمایی‌های صورت گرفته در Abaqus [۷۶] در تحلیل خیز-بار وارد شوند. تحلیل کمانشی مقدار ویژه برای ستون CFST، به علت بهره‌گیری از منوی Contact pair در فرآیند مدل‌سازی صفحه اتصال بین بتن و فولاد در فضای نرم افزار قابل استفاده نیست. بنابراین از تحلیل مقدار ویژه قوطی فولادی (بدون بتن) استفاده می‌شود تا شکل مود کمانشی اولیه بدست آید. پس از تعیین شکل عیب اولیه در نرم افزار المان محدود، سطوح بتن به صورت اتوماتیک در Abaqus/CAE تنظیم می‌شود تا با عیوب اولیه دیوار فولادی تطبیق یابد [۹۵]. مقدار عیب اولیه طبق پیشنهاد Chen و همکاران [۹۵]، $0.01 \times B$ در نظر گرفته می‌شود. اثر عیوب موضعی اولیه توسط بتن داخلی در ستون‌های CFST کمینه^۱ می‌شود [۷۴]. با این وجود وارد کردن این اثر در مدل المان محدود سبب کاهش مقاومت نهایی ستون و افزایش دقت آن خواهد شد.



شکل (۵-۱۶) کمترین مود کمانشی قوطی فولادی- شکل‌های تغییر شکل یافته و تغییر شکل نیافته

۵-۲-۴-۲ نحوه ورود عیب هندسی در نرم افزار

در محیط نرم افزار Abaqus [۷۶] منویی برای وارد کردن مستقیم عیب هندسی اولیه وجود ندارد. برای دخالت دادن نقص عضو بایستی پس از اتمام مدل‌سازی عضو بدون نقص اولیه، یک کپی از همان مدل ایجاد کنیم. حال از مدل کپی شده برای تحلیل کلی ستون و از مدل اولیه برای تحلیل کمانشی

1- Minimum

ستون مرکب استفاده می‌کنیم. بایستی توجه شود که امکان تحلیل کمانشی ستون مرکب وجود ندارد، چون زمانی که بین دو صفحه تماس وجود داشته باشد نرم افزار قادر به تحلیل کمانشی ستون نخواهد بود. بنابراین در این مدل اولیه تنظیمات منوی Interaction نادیده گرفته می‌شود. نام تحلیل نیز در منوی Job بایستی عوض شود. بقیه تنظیمات مدل به همان صورت باقی می‌ماند. در ادامه می‌خواهیم خروجی تحلیل کمانشی ستون مرکب به عنوان عیب هندسی مدل اصلی یا کپی شده معرفی شود. این کار نیازمند تغییر در روال انجام کار نرم افزار و مقداری برنامه نویسی دارد. در ادامه نحوه ورود مشخصات در این قسمت در مورد مدل شماره ۱ بیان می‌شود. برای این منظور از منوی Model زیر منوی Edit keyword را برای مدل اولیه باز می‌کنیم و پس از عبارت

```
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
```

```
**
```

که در انتهای برنامه مدل‌سازی قرار دارد، عبارت

```
*node file
```

```
u
```

را می‌نویسیم. حال دوباره در منوی Model زیر شاخه Edit keyword را برای مدل کپی شده باز می‌کنیم. خروجی تحلیل کمانشی باید به عنوان ورودی این تحلیل استفاده شود. به این منظور بایستی پیش از شروع فرآیند تحلیل کلی ستون یعنی پس از ورود به مرحله Step عیب هندسی از تحلیل کمانشی که قبلاً نامش تغییر داده شد، به مدل اضافه شود. تقریباً به انتهای مدل برنامه می‌رویم و پس از عبارت

```
----- **
```

```
**
```

```
**STEP: Step-1
```

```
**
```

عبارت زیر را به برنامه مدل اضافه می‌کنیم.

```
*IMPERFECTION, FILE=buckle, STEP=1
```

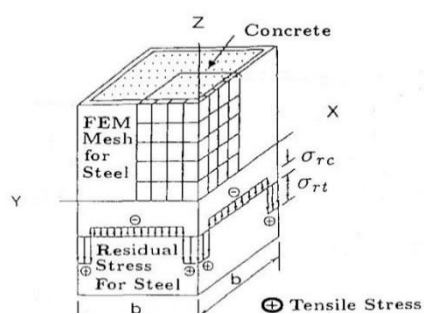
1, 0.15

مفهوم عبارت بالا این است که از نرم افزار می‌خواهد از نتیجه تحلیل مدل اولیه در Step اول که دارای عنوان Buckle است، عیب هندسی وارد مدل جدید شود. عدد اول در خط بعدی برنامه نمایان گر مود تحلیل کمانشی مورد نظر ما به عنوان عیب هندسی است. در نرم افزار Abaqus [۷۶] چندین مود کمانشی را می‌توان به طور همزمان به محیط مدل‌سازی با این روش وارد کرد. عدد دوم نیز ضربی است که مقیاس ورود عیب هندسی به مدل را مشخص می‌کند. مودهای تحلیل کمانشی ستون در نرم افزار با مقیاس واحد نمایان می‌شوند. حال اگر بخواهیم مقدار عیب هندسی را به مقدار دلخواه وارد مدل کنیم از عدد دوم استفاده می‌نماییم.

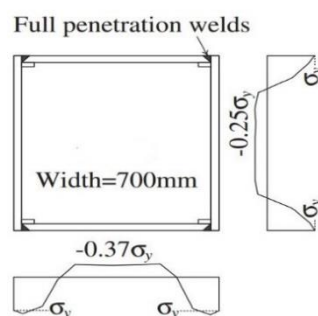
۵-۲-۴-۱۰ مدل‌سازی تنش پسماند برای قوطی فولادی (مدل شماره ۱)

۵-۲-۴-۱۰-۱ توضیحات کلی

تنش‌های پسماند قوطی‌های فولادی که به علت فرآیند جوشکاری به وجود می‌آیند، توسط منوی Initial Condition قابل دسترس در Abaqus [۷۶] در مدل وارد می‌شوند. توزیع تنش پسماند حقیقی و ایده آل قوطی فولادی به ترتیب در شکل‌های (۱۷-۵ و ۱۸-۵) نشان داده شده‌اند. همان طور که در شکل (۱۸-۵) می‌بینید در کناره‌های قوطی فولادی تنش پسماند به صورت کششی است. در حالی که در نواحی میانی جدار لوله تنش‌های پسماند به صورت فشاری است. ایجاد تنش پسماند به عوامل زیادی مانند فرآیند ساخت و جوشکاری، ضخامت صفحه و تعداد پاس‌های جوش بستگی دارد.

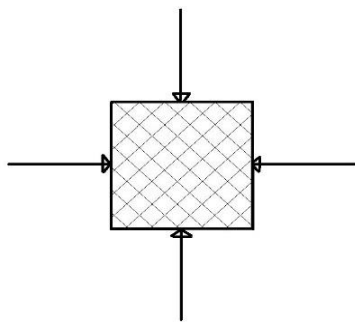


شکل (۱۸-۵) نمودار تنش پسماند ایده آل روی جداره قوطی‌های فولادی جوشکاری شده [۹۶]

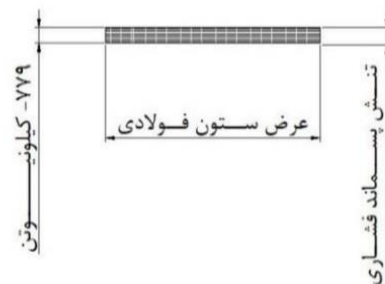


شکل (۱۷-۵) نمودار تنش پسماند حقیقی در قوطی‌های فولادی جوشکاری شده [۹۵]

به هر حال علت اصلی آن بیشتر به سرد شدن غیر یکنواخت لوله فولادی در گوشه‌های ستون در مقایسه با نواحی میانی جدار پس از عملیات جوشکاری، ربط داده می‌شود. نواحی کناری قوطی فولادی سریعتر از نواحی میانی جدار سرد می‌شوند. بنابراین در آنها تنش کششی ایجاد خواهد شد. در منحنی مربوط به تنش پسماند حقیقی تغییرات بین تنش‌های کششی و فشاری تقریباً به صورت خطی است. برای ساده‌سازی عملیات مدل‌سازی تنش پسماند فرض می‌شود که این تغییرات وجود ندارد. لذا یک مرز مشخص برای جداسازی آنها از یکدیگر در نظر می‌گیرند. بنابراین مدل تنش پسماند ایده آل به صورت نمایش داده شده در شکل (۵-۱۹) خواهد شد. از طرفی مقدار تنش پسماند کششی در قیاس با تنش پسماند فشاری بسیار بیشتر است. در محاسبه ظرفیت باربری محوری فشاری وجود تنش‌های کششی به این صورت یک حسن خواهد بود. به همین جهت در مدل‌ها اغلب برای اثر دادن بحرانی‌ترین حالت تنش پسماند، آن را به صورت یک تنش فشاری ثابت روی جدار در نظر می‌گیرند. نتایج آزمایشگاهی که اخیراً توسط Uy و همکاران [۹۷] منتشر شد، نشان می‌دهند که در فولادهای پر مقاومت ($f_y = 690$ مگاپاسکال) تنش‌های فشاری پسماند می‌توانند تا ۳۰٪ تنش تسلیم (معادل ۲۰۰-مگاپاسکال) هم برسند. فرض می‌شود که سطح تنش فشاری پسماند در حدود ۱۰ درصد تنش تسلیم قوطی فولادی باشد [۹۸]. هر چند تنش پسماند تقریباً مستقل از تنش تسلیم است. لازم به ذکر است که اثر تنش‌های پسماند توسط بتن داخلی در ستون‌های CFST کمینه می‌شود [۷۴]. با این وجود وارد کردن این اثر در مدل المان محدود سبب افزایش دقت مدل خواهد شد.



شکل (۵-۲۰): المان تنش فشاری در نظر گرفته شده برای تنش پسماند جدار قوطی فولادی ناشی از جوشکاری



شکل (۵-۱۹): منحنی تنش پسماند ایده آل قوطی فولادی مدل‌سازی شده در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی

مقدار تنش‌های پسماند محوری اندکی از تنش‌های پسماند محیطی بیشتر است. با این حال برای راحتی مدل‌سازی مقادیر آنها یکسان فرض می‌شوند [۹۹]. در یک قوطی فولادی که با نورد گرم تولید می‌شود در گوشه‌های ستون تنش‌های کششی و در بقیه مناطق مقطع تنش‌های پسماند فشاری ایجاد می‌شود. با چشم پوشی از حضور تنش‌های کششی در گوشه‌ها و با هدف ساده‌سازی مدل و با در نظر گرفتن بحرانی‌ترین حالت، المان فشاری دو محوری تنش پسماند همان طور که در شکل (۵-۲۰) نشان داده شده است، برای مدل حاضر در نظر گرفته می‌شود.

۵-۲-۴-۱۰-۲ نحوه ورود تنش پسماند در نرم افزار

برای در نظر گرفتن تنش پسماند در قوطی فولادی در منوی Load شاخه Predefined field را بر می‌گزینیم. سپس قسمت گروه Mechanical و شاخه Stress را انتخاب می‌کنیم. حال سطوح فولادی نمونه را انتخاب می‌کنیم. در پنجره Edit predefined field مقدار تنش‌های اصلی در هر دو راستا یعنی S_{11} و S_{22} را برابر یک دهم تنش تسلیم قوطی فولادی یا $77/9$ - مگاپاسکال وارد می‌کنیم. مقدار تنش برشی یعنی S_{12} هم برابر صفر در نظر گرفته می‌شود.

۵-۲-۴-۱۱ سبک بارگذاری

برای ایجاد کمانشی موضعی در ستون‌های کوتاه یا کمانش‌های سرتاسری در ستون‌های متوسط و بلند (نوع ستون طبق آیین‌نامه AII [۵۵]) می‌توان از تحلیل نوع Buckle قابل دسترس در Abaqus [۷۶] استفاده کرد. سپس برای تحلیل کل ستون CFST به همراه اثرات فرعی مانند عیب هندسی یا تنش پسماند می‌توانیم در فضای حلگر Abaqus/Standard از آنالیزهای نوع Static Riks یا General Static بهره ببریم. بازه‌های زمانی حل نیز در اکثر موارد $0/01$ یا $0/001$ در نظر گرفته می‌شوند.

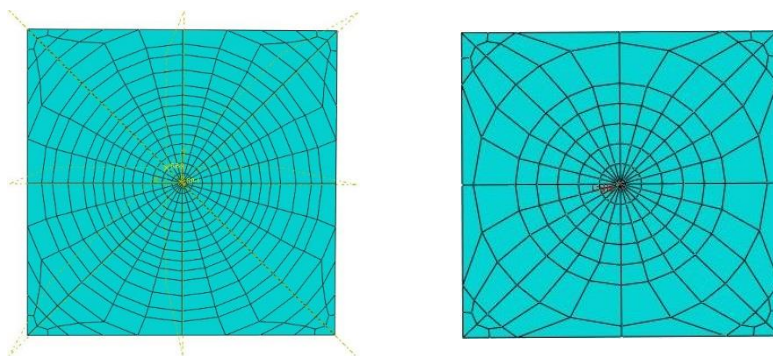
۵-۲-۴-۱۲ مطالعات مش بندی

به منظور ارائه یک مش بندی منطقی دارای نتایج مطمئن و زمان محاسبه کمتر، مطالعات همگرایی مش بندی انجام می‌شوند. بر پایه مطالعات همگرایی مش بندی، بهترین اندازه المان‌ها برای مدل‌های ۱۳

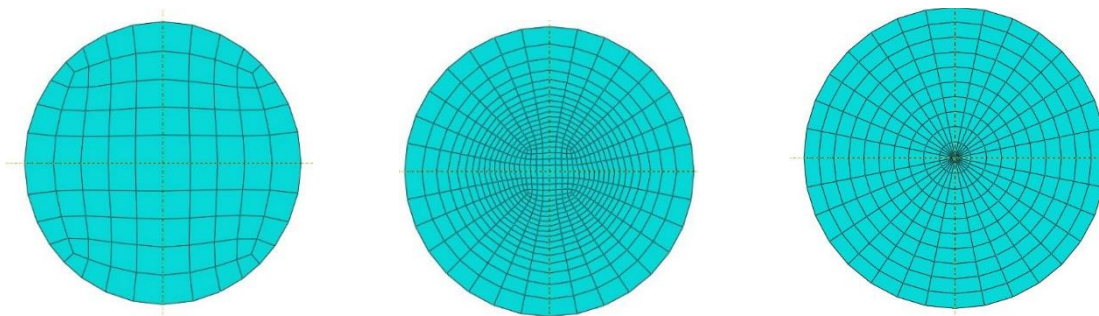
گانه در جدول (۵-۸) انتخاب شدند. اغلب سعی شده است تا شکل المان‌ها به مربع نزدیک‌تر باشد.

جدول (۵-۸): تعداد دقیق المان‌ها در مدل‌های ۱۳ گانه ارائه شده

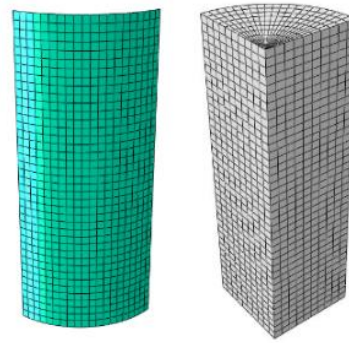
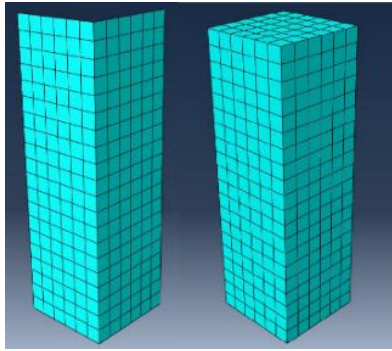
شماره مدل	نوع مدل	تعداد بهینه المان‌های پوسته فلزی	تعداد بهینه المان‌های بتن محصور شده	تعداد المان‌های صفحات صلب انتهایی و سخت‌کننده	تعداد کل المان‌ها
۱	یک هشتم	$25 \times 2 \times 7 = 350$	$25 \times 7 \times 7 = 1225$	—	۱۵۷۵
۲	یک هشتم	$19 \times 2 \times 6 = 228$	$19 \times 6 \times 6 = 684$	—	۹۱۲
۳	یک هشتم	$19 \times 2 \times 6 = 228$	$19 \times 6 \times 6 = 684$	—	۹۱۲
۴	یک هشتم	$19 \times 2 \times 6 = 228$	$19 \times 6 \times 6 = 684$	—	۹۱۲
۵	یک هشتم	$19 \times 2 \times 6 = 228$	$19 \times 6 \times 6 = 684$	—	۹۱۲
۶	یک هشتم	$20 \times 2 \times 6 = 240$	$20 \times 6 \times 6 = 720$	—	۹۶۰
۷	یک هشتم	$10 \times 10 = 100$	$10 \times 10 \times 10 = 1000$	—	۱۱۰۰
۸	یک هشتم	$20 \times 20 = 400$	$20 \times 10 \times 20 = 4000$	—	۴۴۰۰
۹	یک هشتم	$26 \times 15 = 390$	$26 \times 10 \times 15 = 3900$	—	۴۲۹۰
۱۰	کامل	$16 \times 15 = 240$	$6 \times 15 \times 16 = 1440$	$2 \times 2 \times 16 = 64 - 2 \times 4 \times 48 = 384$	۲۱۲۸
۱۱	یک هشتم	$40 \times 20 = 800$	$40 \times 20 \times 10 = 8000$	—	۸۸۰۰
۱۲	کامل	$20 \times 33 = 660$	$33 \times 5 \times 20 = 3300$	$2 \times 12 \times 32 + 2 \times 34 \times 13 = 768 + 884 = 1652$	۵۶۱۲
۱۳	کامل	$12 \times 40 = 480$	$40 \times 16 \times 10 = 6400$	$1 \times 24 \times 11 + 1 \times 24 \times 11 = 528$	۷۴۰۸



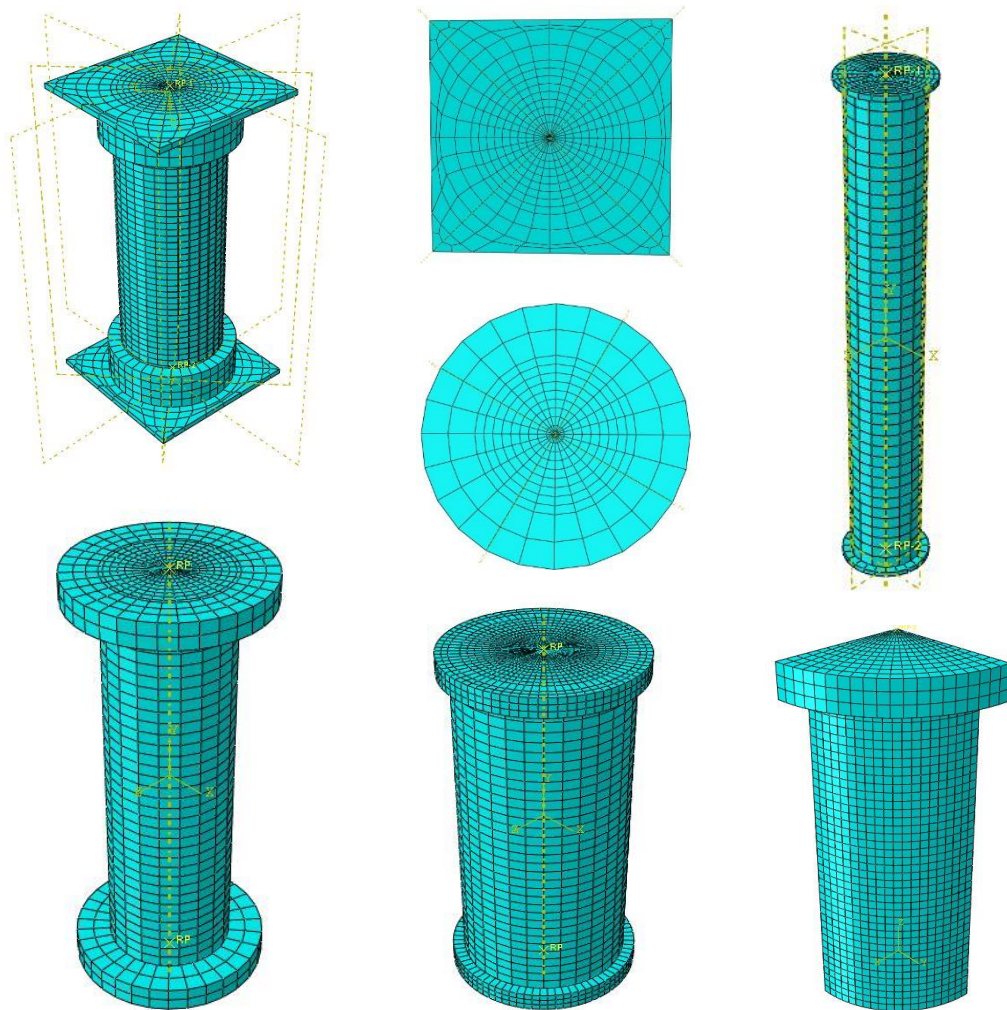
شکل (۵-۲۱): مش‌بندی‌های استفاده شده برای صفحه‌های صلب انتهایی



شکل (۵-۲۲): انواع مش‌بندی‌های استفاده شده برای مقاطع دایره‌ای در نرم افزار المان محدود Abaqus



شکل (۲۳-۵): مش بندی مدل های یک هشتم دایره ای شکل (۲۴-۵): مش بندی مدل های یک هشتم قوطی



شکل (۲۵-۵): مش بندی های مربوط به مدل های کامل یا دارای صفحه صلب انتهایی

همچنین پاره ای از تصاویر مربوط به مش بندی های انجام شده برای برخی از مدل های شبیه سازی شده در تصاویر (۲۱-۵) تا (۲۵-۵) ارائه شده اند. تمام مش بندی های مناسب و منظمی که امکان داشت در نتایج اثرگذار باشند، امتحان گردید. لازم به ذکر است که برخی مش بندی های ارائه شده در اشکال

این بخش با امکانات درون منوی Mesh قابل دستیابی هستند. اما برای رسیدن به مش مطلوب بعضی از آنها ابتدا باید طرح اولیه مش بندی خود را با استفاده از ابزار Partition روی قطعه دلخواه طراحی کنیم. سپس به منوی Mesh مراجعه و مش بندی دلخواهمان را ایجاد کنیم. نکته اخیر برای ایجاد مش بندی های منظم و همچنین مش بندی های خارج از قاعده در محیط نرم افزار المان محدود آباکوس می تواند راهگشا باشد. زمانی که ما چند قطعه برای مش بندی داریم و می خواهیم که آنها را به صورت جداگانه مش بندی کنیم، برای یکدست کردن مش مجموعه قطعات استفاده از ابزار Seed edge که در داخل منوی Mesh است، مفید خواهد بود. از دیگر موارد مفید برای مش بندی غیر اتوماتیک و در عین حال منظم قطعات، استفاده از ابزار Datum است. ایجاد صفحه های مبنا می تواند در مش بندی منظم تر قطعات مؤثر باشد. در مدل های دایره ای از المان های شعاعی که ستون را بسیار یکدست و مرتب مش بندی می کنند، استفاده شده است.

فصل ششم: صحت‌سنجی، مطالعات پارامتری

و تقویت ستون FRCFST (الیافی)

۶-۱ صحت‌سنجی، مطالعات پارامتری و تقویت ستون‌های

FRCFST (الیافی)

۶-۱-۱ توضیحات اولیه پیرامون نحوه ارائه نتایج

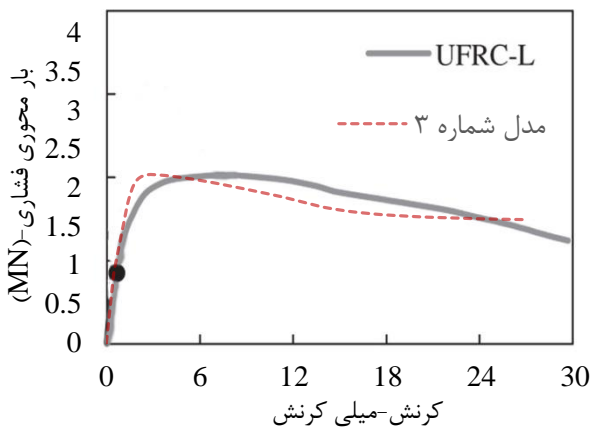
به منظور صحت‌سنجی مدل‌ها، نمونه‌های آزمایشگاهی مربوط به تحقیقات محققین مختلف با مدل‌های ارائه شده در این پژوهش، مقایسه می‌شوند. نتایج در سه گروه طبق شماره مدل‌ها ارائه می‌شوند. نخست صحت‌سنجی‌های مدل‌های ۱، ۳ و ۶ مربوط به ستون‌های کوتاه قوطی CFST دارای به ترتیب بتن‌های ساده پر مقاومت، الیافی کم مقاومت (الیاف فولادی قلابدار) و ساده پر مقاومت خودتراکم بررسی می‌شوند. سپس مدل‌های ۹، ۱۱ و ۱۲ مربوط به ستون‌های کوتاه دایره‌ای CFST به ترتیب دارای بتن‌های ساده پر مقاومت خودتراکم، الیافی پر مقاومت خودتراکم (الیاف فولادی قلابدار) و الیافی کم مقاومت (الیاف پلی پروپیلن) بیان می‌شوند. در انتها صحت‌سنجی مدل ۱۳ در رابطه با ستون متوسط دایره‌ای CFST دارای بتن الیافی (الیاف فولادی قلابدار) ارائه خواهد شد. پس از ارائه صحت‌سنجی‌های هر گروه، به ترتیب مشخصات هندسی، مکانیکی و نتایج دقیق آنها در سه جدول جداگانه ذکر می‌گردند. لازم به ذکر است که اطلاعات هر مدل با توجه به شماره آن، به راحتی در این جداول در دسترس قرار می‌گیرند. مرجع مرتبط با هر نمونه نیز در همان جدول مربوط به مشخصات مکانیکی نمونه‌ها خواهد آمد. در انتهای مطالب مربوط به هر گروه، توضیحات اولیه یا تکمیلی پیرامون هر صحت‌سنجی، می‌آید.

در ادامه این فصل نتایج مربوط به تغییر متغیرهای مدل شماره ۱ شامل تغییر ضریب اصطکاک میان بتن و فولاد، مدل اصطکاک میان بتن و فولاد در نرم افزار، اثرات عیب هندسی، تنش پسماند، کاهش و افزایش تعداد المان‌های فولاد و بتن محصورشده و نوع المان آنها و ... شرح داده می‌شوند. پس از آن نتایج مطالعات پارامتری روی ستون FRSCCFST و در انتها تعدادی روش برای تقویت ستون CFST قوطی و FRSCCFST دایره‌ای ارائه و نتایج نشان داده می‌شوند.

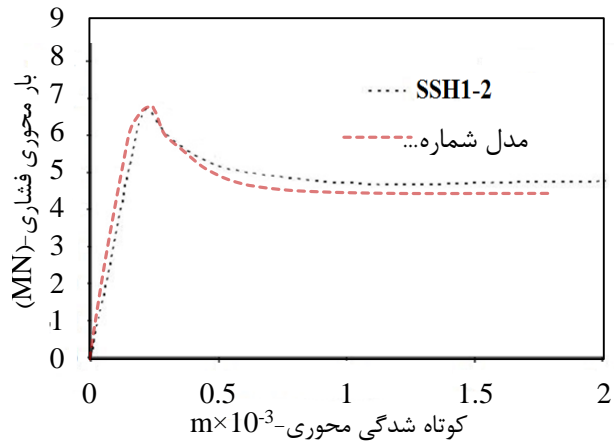
۲-۱-۶ نتایج صحت‌سنجی

۱-۲-۱-۶ مدل‌های ستون‌های کوتاه قوطی شکل ۱، ۳ و ۶

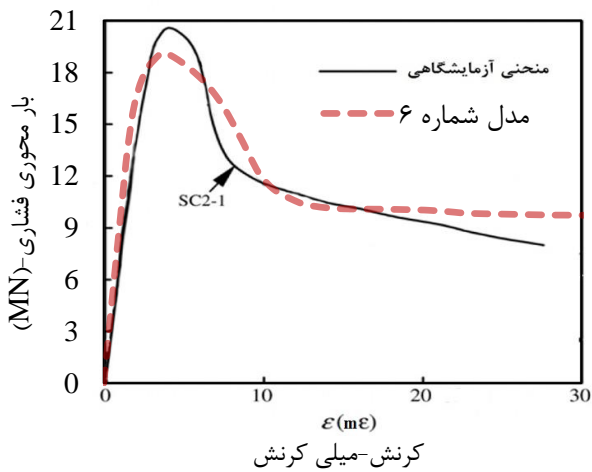
۱-۱-۲-۱-۶ مقایسه نمودارهای آزمایشگاهی و مدل‌سازی‌ها



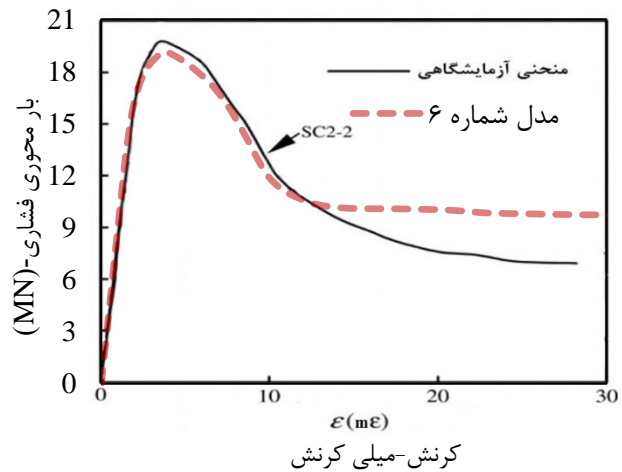
شکل (۲-۶): مقایسه مدل شماره ۳ با نمونه آزمایشگاهی UFRC-L



شکل (۱-۶): مقایسه مدل شماره ۱ با نمونه آزمایشگاهی SSH1-2



شکل (۴-۶): مقایسه مدل شماره ۶ با نمونه آزمایشگاهی SC2-1



شکل (۳-۶): مقایسه مدل شماره ۶ با نمونه آزمایشگاهی SC2-2

۲-۱-۲-۱-۶ مشخصات کامل مدل‌های ۱، ۳ و ۶ به همراه نتایج دقیق صحت‌سنجی‌ها

در این قسمت مشخصات کامل هندسی و مکانیکی این ۳ مدل در دو جدول (۱-۶) و (۲-۶) ارائه

می‌شوند. در ادامه نیز در جدول (۳-۶) مقایسه دقیق نتایج آزمایشگاهی با نتایج صحت‌سنجی‌ها نشان

داده می‌شود.

جدول (۱-۶): مشخصات هندسی مربوط به نمونه‌های آزمایشگاهی CFST قوطی شکل

شماره مدل - نام نمونه آزمایشگاهی	شکل سطح مقطع	ارتفاع به (L) متر	ارتفاع در حالت در حال یک هشتم (L)	عرض به (B) متر	عرض در حالت در حال یک هشتم (B)	ضخامت به (t) متر	نسبت (B/t)	نسبت (L/B)
SSH1-2 و ۱	قوطی	۰/۴۵	۰/۲۲۵	۰/۱۵	۰/۰۷۵	۰/۰۰۸	۱۸/۷۵	۳
UFRC-L و ۳	قوطی	۰/۷۵	۰/۳۷۵	۰/۲۵	۰/۱۲۵	۰/۰۰۲۵	۱۰۰	۳
SC2-2/SC2-1 و ۶	قوطی	۰/۴۵	۰/۲۲۵	۰/۱۵	۰/۰۷۵	۰/۰۰۲	۷۵	۳

جدول (۲-۶): مشخصات مکانیکی مربوط به نمونه‌های آزمایشگاهی CFST قوطی شکل

شماره مدل - نام نمونه آزمایشگاهی	Mpa -E _s	-F _y Mpa	-F _u Mpa	Mpa-f _c	مشخصات الیاف			
					نوع الیاف	درصد حجمی (V _f)	طول الیاف متر (l _f)	قطر الیاف متر (d _f)
SSH1-2 و ۱	۲×۱۰ ^۵	۷۷۹	۹۰۰	-۱۵۷ سیلندری				۱۰۰] [
UFRC-L و ۳	۲/۰۷×۱۰ ^۵	۳۳۸	۴۴۵	-۲۵/۵ مکعبی	فولادی قلبدار	۲	۰/۰۳	۰/۰۰۰۵ [۶۲]
SC2-2/SC2-1 و ۶	۲/۰۷×۱۰ ^۵	۴۰۴	۵۱۴	۸۱-مکعبی				[۵۲]

جدول (۳-۶): نتایج نهایی مربوط به صحت‌سنجی مدل‌های CFST قوطی شکل

شماره مدل - نام نمونه	شماره شکل صحت‌سنجی	حداکثر مقاومت ناشی از ظرفیت فولاد تنها بعلاوه بتن تنها -KN	حداکثر مقاومت در آزمایش KN	مقاومت بدست آمده از مدل‌سازی - KN	درصد پیش‌بینی	قدرمطلق درصد خطا
SSH1-2 و ۱	(۱-۶)	۶۳۵۸	۶۷۱۵	۶۶۹۲	۹۹/۶۶	۰/۳۳
UFRC-L و ۳	(۲-۶)	۲۱۰۵	۲۰۲۰	۲۱۶۳	۱۰۷/۰۸	۷/۰۸
SC2-2 و ۶	(۳-۶)	۱۸۶۰	۱۹۸۰	۱۹۱۱	۹۶/۵	۳/۵
SC2-1 و ۶	(۴-۶)	۱۸۶۰	۲۰۶۰	۱۹۱۱	۹۲/۸	۷/۲

۳-۱-۲-۱-۶ توضیحات پیرامون هر صحت‌سنجی

۱-۳-۱-۲-۱-۶ مدل شماره ۱

در این مورد رفتار قبل و بعد از نقطه حداکثر مقاومت و همچنین حداکثر مقاومت ستون

HSCFST^۱ قوطی به خوبی پیش‌بینی شده است (شکل ۱-۶). همان طور که در جداول بالا دیدید،

1- High Strength Concrete Filled Steel Tube

دقت پیش‌بینی حداکثر مقاومت در این مورد ۹۹/۶۶ درصد است که بالاترین دقت را در بین مدل‌های ارائه شده دارد. به همین جهت برای بررسی مطالعات پارامتری فرعی روی تمام مدل‌ها مانند اثرات تنش‌های پسماند، عیب هندسی اولیه، نوع مدل و مقدار ضریب اصطکاک، اثرات پارامترهای مختلف استفاده شده در مدل بتن CDP و قسمت تقویت ستون‌های قوطی از این مدل بهره گرفته شده است.

۶-۱-۲-۱-۳-۲ مدل شماره ۳ (الیاف فولادی قلابدار)

رفتار ستون‌های کوتاه FRCFST^۱ قوطی دارای جداره فولادی نازک به صورت نسبتاً قابل قبولی، با این مدل شبیه‌سازی شده است. علی‌رغم اینکه حداکثر مقاومت محوری پیش‌بینی شده ستون ۷/۰۸ درصد خطا دارد، رفتار قبل و بعد از نقطه حداکثر بار قابل تحمل این ستون با دقت خوبی مدل‌سازی شده است (شکل ۶-۲). اثر الیاف فولادی در مدل بتن محصورشده و در قسمت معادلات مربوط به حداکثر تنش-کرنش بتن الیافی محصورنشده که به عنوان ورودی برای حداکثر تنش-کرنش بتن محصورشده به حساب می‌آیند، لحاظ شده است. شاخص مقاومت الیاف RI پارامترهای هندسی آن شامل درصد حجمی، طول و قطر آنها را به مدل بتن محصورشده و کل مدل مربوط می‌نماید.

۶-۱-۲-۱-۳-۳ مدل شماره ۶

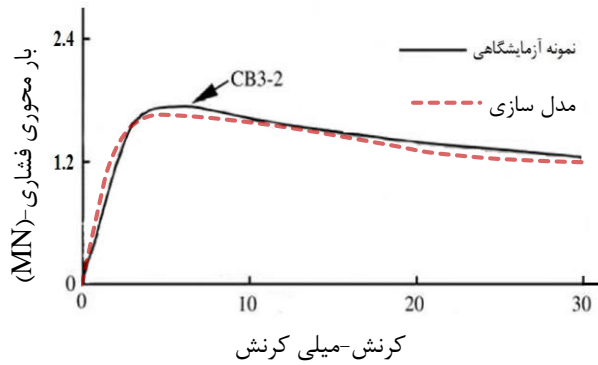
رفتار ستون‌های کوتاه SCCFST^۲ قوطی با مدل شماره ۶ ارائه شده است. صحت‌سنجی مربوط به دو نمونه مشابه برای این شبیه‌سازی در شکل‌های (۳-۶) و (۴-۶) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با وجود اینکه دو نمونه آزمایشگاهی یکسان هستند، با یکدیگر اختلاف دارند. اما رفتار کلی آنها تقریباً یکسان است. در شکل (۳-۶) مدل ۶ توانسته است به خوبی رفتار تمامی قسمت‌های ستون را پیش‌بینی کند. در شکل (۴-۶) هرچند پیش‌بینی‌های مربوط به حداکثر مقاومت و رفتار پس از بار حداکثر ستون دقت کمتری دارند، ولی باز هم رفتار کلی نمونه آزمایشگاهی تقریباً خوب پیش‌بینی شده است.

1- Fiber Reinforced Concrete Filled Steel Tube

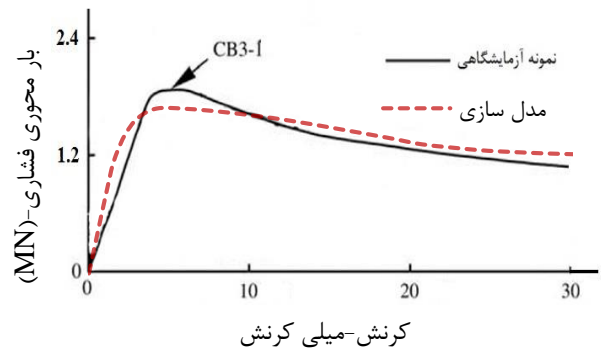
2- Self Consolidating Concrete Filled Steel Tube

۶-۱-۲-۲ مدل‌های ستون‌های کوتاه دایره‌ای شکل ۹، ۱۱ و ۱۲

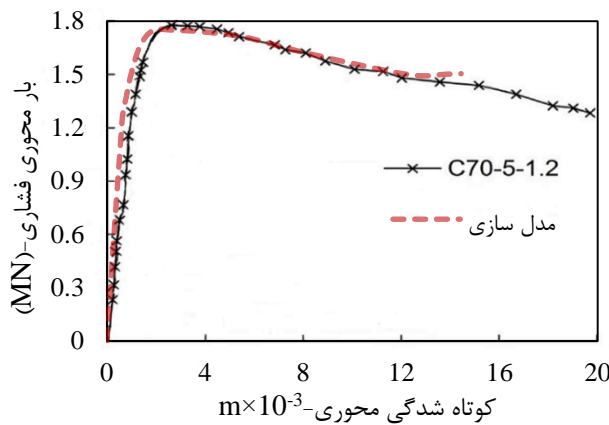
۶-۱-۲-۱-۲ مقایسه نمودارهای آزمایشگاهی و مدل‌سازی‌ها



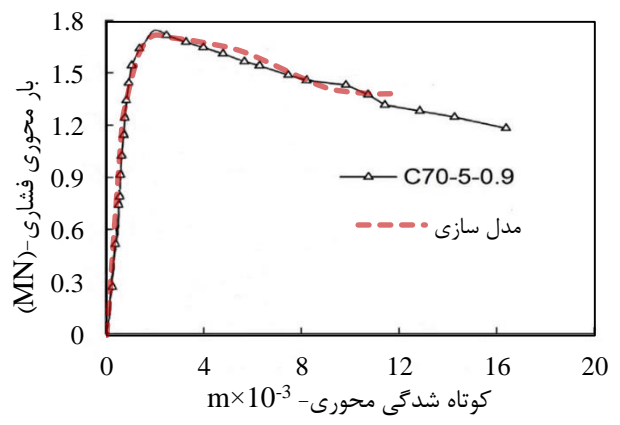
شکل (۶-۶): مقایسه مدل شماره ۹ با نمونه آزمایشگاهی CB3-2



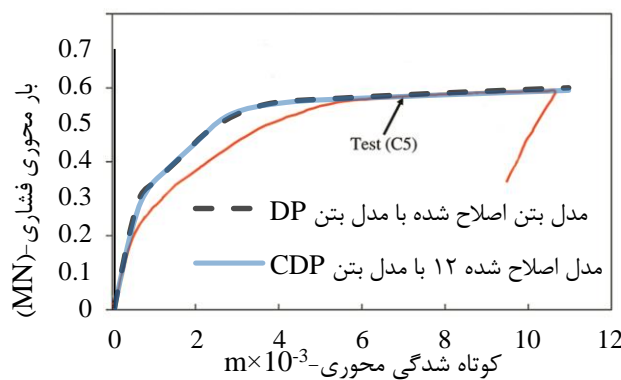
شکل (۶-۵): مقایسه مدل شماره ۹ با نمونه آزمایشگاهی CB3-1



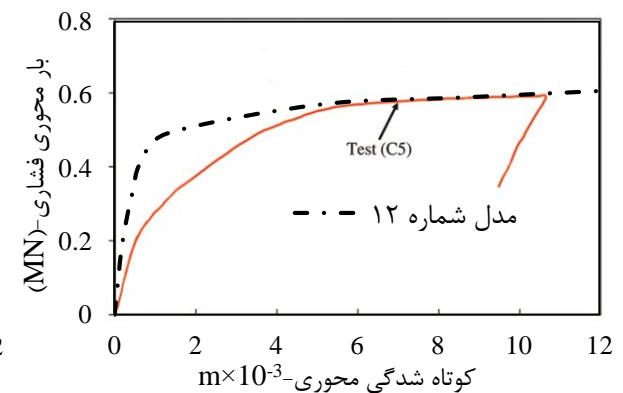
شکل (۶-۸): مقایسه مدل شماره ۱۱ با نمونه آزمایشگاهی C70-5-1.2 دارای ۱/۲ درصد الیاف فولادی



شکل (۶-۷): مقایسه مدل شماره ۱۱ با نمونه آزمایشگاهی C70-5-0.9 دارای ۰/۹ درصد الیاف فولادی



شکل (۶-۱۰): مقایسه مدل اصلاح شده شماره ۱۲ با نمونه C5 دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف پلی‌پروپیلن که بتن آن با مدل DP و CDP اصلاح شده است



شکل (۶-۹): مقایسه مدل شماره ۱۲ با نمونه آزمایشگاهی C5 دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف پلی‌پروپیلن

۶-۱-۲-۲-۲-۲ مشخصات کامل مدل های ۹، ۱۱ و ۱۲ به همراه نتایج دقیق صحت سنجی ها

در این قسمت مشخصات کامل هندسی و مکانیکی نمونه های آزمایشگاهی به همراه نتایج دقیق

صحت سنجی ها به ترتیب در جداول (۴-۶) تا (۶-۶) بیان می شوند.

جدول (۴-۶): مشخصات هندسی مربوط به نمونه های آزمایشگاهی CFST دایره ای شکل

شماره مدل - نام نمونه آزمایشگاهی	شکل سطح مقطع	ارتفاع به (L) متر	ارتفاع در (L) حالت یک هشتم	قطر به (D) متر	قطر در حالت یک هشتم (D)	ضخامت به (t) متر	نسبت (D/t)	نسبت (L/D)
۹ و CB3-2/CB3-1	دایره ای	۰/۴۵	۰/۲۲۵	۰/۱۵	۰/۰۷۵	۰/۰۰۲	۱۸/۷۵	۳
۱۱ و C70-5-1.2/C70-5-0.9	دایره ای	۰/۳۹۹	۰/۱۹۹۵	۰/۱۳۳	۰/۰۶۶۵	۰/۰۰۲۵	۱۰۰	۳
۱۲ و C5	دایره ای	۰/۳	-	۰/۱	-	۰/۰۰۲	۷۵	۳

جدول (۵-۶): مشخصات مکانیکی مربوط به نمونه های آزمایشگاهی CFST دایره ای شکل

مرجع	مشخصات الیاف				$-f_c$ Mpa	$-F_u$ Mpa	$-F_y$ Mpa	Mpa - E_s	شماره مدل - نام نمونه آزمایشگاهی
	قطر الیاف (d_f) mm	طول الیاف M-(l_f)	درصد حجمی (V_f)	نوع الیاف					
[۵۲]	-	-	-	-	-۸۵/۲ مکعبی	۵۱۴	۴۰۴	۲/۰۷×۱۰ ^۵	۹ و CB3-2/CB3-1
[۶۶]	۰/۵۲	۰/۰۳	۰/۹	فولادی قلابدار	-۷۴/۶ مکعبی	۴۱۷	۳۰۶	۲/۰۵×۱۰ ^۵	۱۱ و C70-5-0.9
[۶۶]	۰/۵۲	۰/۰۳	۱/۲	فولادی قلابدار	-۷۶/۴ مکعبی	۴۱۷	۳۰۶	۲/۰۵×۱۰ ^۵	۱۱ و C70-5-1.2
[۶۴]	۰/۴	۰/۰۱۹	۰/۵	پلی پروپیلن	-۳۹ مکعبی	۶۵۱	۳۲۴	۱/۹۵×۱۰ ^۵	۱۲ و C5

جدول (۶-۶): نتایج نهایی مربوط به صحت سنجی مدل های CFST دایره ای شکل

شماره مدل - نام نمونه آزمایشگاهی	شماره شکل صحت سنجی	حداکثر مقاومت ناشی از ظرفیت فولاد تنها بعلاوه بتن تنها - KN	حداکثر مقاومت در آزمایش - KN	مقاومت بدست آمده از مدل سازی - KN	درصد پیش بینی	قدر مطلق درصد خطا
۹ و CB3-1	(۵-۶)	۱۵۱۶	۱۸۷۰	۱۶۸۸	۹۰/۲۷	۹/۷۳
۹ و CB3-2	(۶-۶)	۱۵۱۶	۱۷۴۳	۱۶۸۸	۹۶/۸۴	۳/۱۶
۱۱ و C70-5-0.9	(۷-۶)	۱۲۷۷	۱۷۱۲	۱۷۲۱	۱۰۰/۵	۰/۵
۱۱ و C70-5-1.2	(۸-۶)	۱۲۷۷	۱۷۷۴	۱۷۴۹	۹۸/۶	۱/۴
۱۲ و C5	(۹-۶)	۴۲۵	۵۹۱	۵۹۹	۱۰۱/۳۵	۱/۳۵
۱۲ و اصلاح شده با مدل بتن دراگر-پراگر- C5	(۱۰-۶)	۴۲۵	۵۹۱	۵۹۰	۹۹/۸۳	۰/۱۷
۱۲ و اصلاح شده-پلاستیک آسیب دیده- C5	(۱۰-۶)	۴۲۵	۵۹۱	۵۸۷/۷	۹۹/۴۴	۱/۱۲

۶-۱-۲-۲-۳ توضیحات پیرامون هر صحت‌سنجی

۶-۱-۲-۲-۳-۱ مدل شماره ۹

در شکل‌های (۵-۶) و (۶-۶) رفتار دو نمونه آزمایشگاهی مشابه که منحنی بار-جاب‌جایی آنها مقداری با هم تفاوت دارند، با مدل ستون SCCFST دایره‌ای مقایسه شده‌اند. در هر دو مورد رفتارهای قبل و بعد از نقطه بار حداکثر ستون با دقت خوبی پیش‌بینی شده‌اند. تنها جایی که میان مدل شماره ۹ و نمونه‌های آزمایشگاهی اختلاف وجود دارد، نقطه مربوطه به حداکثر بار قابل تحمل ستون است. در شکل (۶-۶) همین قسمت نیز فقط با ۳/۱۷ درصد خطا پیش‌بینی شده است. اما در شکل (۵-۶)، ۹/۷۳ درصد خطا وجود دارد.

۶-۱-۲-۲-۳-۲ مدل شماره ۱۱ (الیاف فولادی قلابدار)

در این قسمت مدل ستون FRSCCFST^۱ دایره‌ای دارای ۰/۹ و ۱/۲ درصد حجمی الیاف فولادی، به ترتیب با نمونه‌های آزمایشگاهی متناظر آنها در شکل‌های (۶-۷) و (۶-۸) مقایسه می‌شوند. در هر دو مورد با وجود اینکه درصد الیاف فولادی تغییر کرده‌اند، رفتارهای قبل و بعد از نقطه حداکثر بار و مقاومت حداکثر قابل تحمل توسط ستون به خوبی شبیه‌سازی می‌شوند. به نحوی که حداکثر بار قابل تحمل ستون در نمونه‌های دارای ۰/۹ و ۱/۲ درصد الیاف فولادی به ترتیب تنها با ۰/۵ و ۱/۴ درصد خطا پیش‌بینی شده‌اند. تنها مشکلی که این مدل دارد، نرسیدن به بار گسیختگی نهایی ستون است. بار گسیختگی و جاب‌جایی (یا کرنش) نهایی ستون ارائه شده توسط مدل، به ترتیب بیشتر و کمتر از مقادیر واقعی آنها بیان می‌شوند. البته اگر بخواهیم در عمل از این مدل استفاده کنیم، این مورد می‌تواند برای رعایت جنبه احتیاط (در نظر گرفتن ظرفیت جذب انرژی کمتر) سودمند باشد. اثر الیاف فولادی در این شبیه‌سازی با تغییر معادله‌های محاسبه کننده تنش-کرنش اولیه بتن از بدون الیاف به الیافی و همچنین تغییر منحنی رفتار قبل و بعد از نقطه حداکثر بار و ارتباط آنها با شاخص RI لحاظ شد. این

1- Fiber Reinforced Self Consolidating CFST

شاخص درصد حجمی الیاف فولادی، طول و قطر آنها را با مدل ارتباط می‌دهد. با توجه به دقت بالای این مدل برای مطالعات پارامتری روی متغیرهای هندسی و مکانیکی مربوط به ستون‌های CFST دارای الیاف فولادی و همچنین قسمت تقویت ستون‌های دایره‌ای از این مدل بهره گرفته می‌شود.

۶-۱-۲-۳-۳-۳ مدل شماره ۱۲ (الیاف پلی‌پروپیلن)

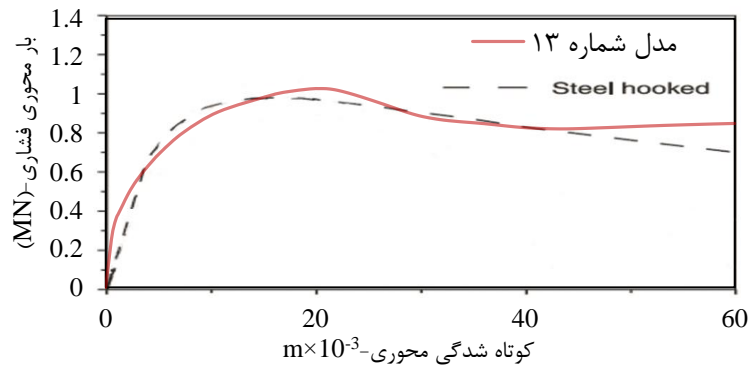
رفتار ستون کوتاه FRCFST در شکل (۶-۹) با مدل شماره ۱۲ مقایسه شده است. این شبیه‌سازی با کمک مدل بتن محصورشده‌ی ارائه شده توسط Ellobody (بر اساس مدل Mander) انجام شد [۷۲]. واضح است که شیب اولیه مدل با شیب نمودار تطابق ندارد. برای بهبود این مدل بسیاری از پارامترها شامل تعداد المان‌ها، نوع مدل بتن مورد استفاده در نرم افزار (DP یا CDP) و پارامترهای وابسته به آنها مثل زاویه اتساع و ...، نوع مش‌بندی نمونه، حالت تحلیل نمونه (Static Riks و General Static)، نوع تماس بتن و فولاد و ... تغییر داده شدند. ولی باز هم علی‌رغم اینکه حداکثر مقاومت نمونه به خوبی تخمین زده می‌شد، ولی شیب اولیه نمودار صحیح نبود (نمونه C5). بنابراین در این پژوهش سعی شد تا با اصلاح شیب اولیه منحنی بتن محصورشده و نوع مدل بتن انتخابی در نرم افزار صحت‌سنجی‌های بهتری انجام پذیرد. بر این اساس مشخص شد که در این مورد، مدل بتن DP اندکی نتایج بهتری نسبت به مدل بتن CDP ارائه می‌دهد. در ادامه برای تغییر شیب نمودار بتن محصورشده از معادله (۵-۱۰) به جای (۵-۲۳) برای در نظر گرفتن رفتار بتن محصورشده قبل از نقطه تنش-کرنش حداکثر استفاده شد. در معادله (۵-۱۰) پارامتر R شیب منحنی بتن را کنترل می‌کند. مشخص شد که مقدار پارامتر R برابر ۸ موجب بهترین تطابق بین مدل و نمونه آزمایشگاهی می‌شود. از طرفی مدل بتن محصورشده Ellobody [۷۲] ارتباطی با پارامترهای الیاف برقرار نمی‌کند. در صورتی که می‌توان با استفاده از رابطه (۵-۱۰)، مقدار پارامتر R را بر حسب شاخص الیاف RI بیان کرد. بدین ترتیب مدل بتن با پارامترهای هندسی الیاف‌ها ارتباط مستقیم برقرار می‌کند. در همین راستا با توجه به تک نمونه صحت‌سنجی شده معادله (۶-۱) برای پارامتر R بتن محصورشده الیافی نمونه ۱۲ پیشنهاد می‌شود.

$$R = 0.9 + 1.5 \times (RI)^{1.8} \quad (1-6)$$

پس از انجام تمام این اصلاحات صحت‌سنجی مدل ۱۲ به صورت نشان داده شده در شکل (۶-۱۰) درآمد. مشاهده می‌شود که شیب اولیه نمودار به شدت به رفتار نمونه آزمایشگاهی، نزدیک شده است. لازم به ذکر است که مطالعه پارامتری در مورد بار خروج از محور، روی این نمونه اعمال می‌گردد.

۶-۱-۲-۳ مدل ستون CFST دایره‌ای شکل متوسط شماره ۱۳

۶-۱-۲-۳-۱ مقایسه نمودار آزمایشگاهی و مدل سازی



شکل (۶-۱۱): مقایسه مدل شماره ۱۳ با نمونه آزمایشگاهی متناظر آن دارای ۲ درصد حجمی الیاف فولادی قلابدار

۶-۱-۲-۳-۲ مشخصات کامل مدل ۱۳ به همراه نتیجه دقیق صحت‌سنجی آن

مشخصات کامل هندسی و مکانیکی نمونه آزمایشگاهی مربوط به صحت‌سنجی این مدل، به همراه

نتایج دقیق صحت‌سنجی آن به ترتیب در سه جداول (۶-۷) تا (۶-۹) ارائه می‌شوند.

جدول (۶-۷): مشخصات هندسی مربوط به نمونه آزمایشگاهی FRCFST دایره‌ای شکل متوسط

شماره مدل - نام نمونه آزمایشگاهی	شکل سطح مقطع	ارتفاع (L) به متر	قطر (D) به متر	ضخامت (t) به متر	نسبت قطر به ضخامت (D/t)	نسبت ارتفاع به قطر (l/D)
۱۳ و Hooked Steel	دایره‌ای	۱	۰/۱۲۷	۰/۰۰۳۵	۳۶/۲۹	۷/۸۷

جدول (۶-۸): مشخصات مکانیکی مربوط به نمونه آزمایشگاهی FRCFST دایره‌ای شکل متوسط

مرجع	مشخصات الیاف				Mpa-f _c	-F _u Mpa	-F _y Mpa	-E _s Mpa	شماره مدل - نام نمونه آزمایشگاهی
	قطر -(d _f) mm	طول M-(d _f)	درصد حجمی (V _f)	نوع					
[۱۰۱]	۰/۸	۰/۰۳	۲	فولادی قلابدار	-۲۷/۴۵ سیلندری	۳۲۴	۲۰۶	۲/۱×۱۰۵ (تقریبی)	۱۳ و Hooked Steel

جدول (۹-۶): نتایج نهایی مربوط به صحت‌سنجی مدل FRCFST دایره‌ای شکل متوسط

شماره مدل - نام نمونه	شماره شکل صحت‌سنجی	حداکثر مقاومت ناشی از ظرفیت فولاد تنها بعلاوه بتن تنها - KN	حداکثر مقاومت در آزمایش KN	مقاومت بدست آمده از مدل‌سازی - KN	درصد پیش‌بینی	قدرمطلق درصد خطا
۱۳ و Hooked Steel	(۱۱-۶)	۵۷۷	۹۶۶	۱۰۳۶	۱۰۷/۲۵	۷/۲۵

۶-۱-۲-۳-۳ توضیحات پیرامون هر صحت‌سنجی

۶-۱-۲-۳-۳-۱ مدل شماره ۱۳ (الیاف فولادی قلابدار)

در شکل (۱۱-۶) رفتار ستون FRCFST دایره‌ای متوسط (بر اساس آیین‌نامه AIJ [۵۵]) با مدل ۱۳ مقایسه شده است. رفتار این نمونه در تمام قسمت‌ها تقریباً تطابق خوبی با نمونه آزمایشگاهی دارد. فقط در قسمت انتهایی مربوط به رفتار پس از بار حداکثر ستون، بار پیش‌بینی شده توسط مدل‌سازی از منحنی آزمایشگاهی فاصله می‌گیرد که نیاز به کار بیشتری دارد. حداکثر بار قابل تحمل پیش‌بینی شده توسط مدل با نمونه آزمایشگاهی ۷/۲۵ درصد اختلاف دارد. رفتار قبل از نقطه تنش-کرنش حداکثر این مدل مشابه نمونه ۱۲ از طریق معادله (۵-۱۰) و با همان شیوه مدل شده است. مقدار R برابر ۱/۲ بهترین نتیجه را در برداشت. در همین راستا با توجه به تک نمونه صحت‌سنجی شده برای پارامتر R این مدل، معادله (۶-۲) بر حسب شاخص RI پیشنهاد می‌شود تا اثر الیاف از این طریق در این قسمت از منحنی ستون در نظر گرفته شود.

$$R = 0.31 + 1.5 \times (RI)^{1.8} \quad (۲-۶)$$

رفتار پس از بار حداکثر آن با معادله زیر شبیه‌سازی شده است [۱۰۲].

$$\frac{f}{f_0} = \eta_d \exp \left[-k_d \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - x_d \right)^\gamma \right] \quad \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \geq x_d \quad (۳-۶)$$

پارامترهای η_d ، k_d ، x_d و γ متغیرهایی شناور هستند که از طریق تطابق نمونه آزمایشگاهی و مدل‌سازی بدست می‌آیند. طبق ترتیب اعلام شده مقادیر ۰/۹، ۰/۹، ۱/۳۲ و ۰/۶ بهترین نتیجه را دربر داشتند. در نهایت مقدار تنش f شاخه بعد از نقطه حداکثر بار را ایجاد می‌نماید.

۶-۱-۳ نتایج دقیق صحت‌سنجی‌های ارائه شده در پیوست ۱

نتایج دقیق مربوط به دیگر صحت‌سنجی‌ها، در جدول (۶-۱۰) نشان داده شده‌اند.

جدول (۶-۱۰): نتایج دقیق مربوط به صحت‌سنجی‌های دیگر مدل‌ها که در پیوست ۱ آمده‌اند

شماره مدل - نام نمونه	شماره شکل‌های صحت‌سنجی در پیوست ۱	حداکثر مقاومت ناشی از ظرفیت فولاد تنها بعلاوه بتن تنها - KN	حداکثر مقاومت در آزمایش KN	مقاومت بدست آمده از مدل‌سازی - KN	درصد پیش‌بینی	قدرمطلق درصد خطا
۲ و UNC-L	(۳۵-۶)	۲۰۶۱	۱۹۹۳	۲۰۹۸	۱۰۵/۲۷	۵/۲۷
۴ و UNC-H	(۳۸-۶)	۳۲۷۶	۳۱۹۰	۳۲۹۷	۱۰۳/۳۵	۳/۳۵
۵ و UFRC-H	(۴۰-۶)	۳۳۰۰	۳۱۵۰	۳۲۰۳	۱۰۱/۶۸	۱/۶۸
۷ و CN0-5-168-30	(۴۳-۶)	۱۵۱۴	۱۹۰۸	۲۰۳۵	۱۰۶/۶۵	۶/۶۵
۸ و CN0-5-168-80	(۴۵-۶)	۲۶۰۷	۲۹۲۶	۲۹۱۳	۹۹/۵۶	۰/۴۴
۱۰ و S1-2-4	(۴۸-۶)	۸۴۹۵	۹۱۸۷	۹۵۱۰	۹۶/۶۰	۳/۴
۱۱ و C70-5-0.6	(۵۰-۶)	۱۲۷۷	۱۶۷۳	۱۶۸۸	۱۰۰/۹	۰/۹
۱۱ و C50-5-0.9	(۵۱-۶)	۱۱۲۵	۱۵۱۸	۱۵۴۹	۱۰۲/۰۴	۲/۰۴

۶-۱-۴ مقایسه نتایج مدل‌سازی‌ها، فرمول مشترک آیین‌نامه‌های

ACI/AS و فرمول آیین‌نامه AIJ با مقادیر آزمایشگاهی جهت

بدست آوردن حداکثر مقاومت فشاری ستون‌های CFST (مرکب)

ابتدا دو فرمول مربوط به آیین‌نامه‌های ذکر شده، ارائه می‌شوند. سپس در مورد ستون‌های مربعی

و دایره‌ای CFST مقادیر آنها با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند.

۶-۱-۴-۱ فرمول مشترک آیین‌نامه‌های ACI/AS (آمریکا-استرالیا)

$$N_{ACI/AS} = 0.85 \times f_c' A_c + f_y A_s \quad (۴-۶)$$

در این رابطه f_c ، A_c و f_y و A_s به ترتیب تنش تسلیم و سطح مقطع فولاد، مقاومت مشخصه و

سطح مقطع بتن مورد استفاده هستند. این فرمول برای مقاطع قوطی و دایره‌ای کوتاه CFST تحت

فشار محوری یکسان است [۸۱ و ۱۰۲].

۶-۱-۴-۲ فرمول آیین نامه AIJ (ژاپن)

$$N_{cu1} = f_c N_{cu} + (1+\eta) \times f_y A_s N_{cu} = f_c' A_c + (1+\eta) f_y A_s \quad \frac{l_k}{D} = 4 \quad (5-6)$$

در این رابطه f_y و A_s ، f_c و A_c به ترتیب تنش تسلیم و سطح مقطع فولاد، مقاومت مشخصه و سطح مقطع بتن مورد استفاده هستند. در این معادله η برای مقاطع کوتاه CFST مربعی تحت فشار محوری، صفر و برای مقاطع دایره‌ای ۰/۲۷ است [۵۵].

۶-۱-۴-۳ مقایسه نتایج برای ستون‌های کوتاه CFST قوطی

در جدول (۶-۱۱) نتایج نهایی ارائه شده‌اند. با توجه به نتایج بهترین میانگین مقاومت‌های مقایسه شده نسبت به نمونه‌های آزمایشگاهی، مربوط به آیین‌نامه AIJ است. از طرفی واریانس و انحراف از معیار مدل‌های ارائه شده کمترین مقدار را دارند. این نشان می‌دهد که پراکندگی نتایج در مورد مدل‌سازی‌ها از همه کمتر است. این امر مطلوب است. هرچند که از لحاظ میانگین آیین‌نامه AIJ بهتر از بقیه موارد است، اما باید توجه کرد که میانگین یک شاخص مرکزی است. با توجه به مطالب عنوان شده بهترین نتایج در مورد ستون‌های کوتاه قوطی CFST را مدل‌سازی‌های انجام گرفته و بعد از آن آیین‌نامه‌های AIJ و ACI/AS قرار می‌گیرند.

جدول (۶-۱۱): مقایسه مقادیر نتایج آزمایشگاهی، مدل‌سازی‌ها و فرمول‌های AIJ و ACI/AS برای CFST قوطی

شماره مدل - نام نمونه	حداکثر مقاومت آزمایشگاهی KN	مقاومت بدست آمده از مدل‌سازی- KN	حداکثر مقاومت آیین‌نامه /ACI N _{AS/ACI} - AS KN-	حداکثر مقاومت آیین‌نامه AIJ KN-N _{AIJ} -	نسبت N _{AS/ACI} به مقاومت آزمایش	نسبت N _{AIJ} به مقاومت آزمایش	نسبت مقاومت مدل‌سازی به آزمایش
۱ و SSH1-2	۶۷۱۵	۶۶۹۲	۵۹۳۶	۶۳۵۹	۰/۸۸	۰/۹۵	۰/۹۹
۲ و UNC-L	۱۹۹۳	۲۰۹۸	۱۸۷۷/۴	۲۰۶۱	۰/۹۴	۱/۰۳	۱/۰۵
۳ و UFRC-L	۲۰۲۰	۲۱۶۳	۱۹۱۵	۲۱۰۵	۰/۹۵	۱/۰۴	۱/۰۷
۴ و UNC-H	۳۱۹۰	۳۲۹۷	۳۱۵۰/۴	۳۲۷۶	۰/۹۹	۱/۰۳	۱/۰۳
۵ و UFRC-H	۳۱۵۰	۳۲۰۳	۲۹۲۶/۴	۳۲۹۵	۰/۹۳	۱/۰۵	۱/۰۲
۶ و SC2-2	۱۹۸۰	۱۹۱۱	۱۶۵۲/۴	۱۸۶۰	۰/۸۳	۰/۹۴	۰/۹۶۵
میانگین							
واریانس							
انحراف معیار یا انحراف استاندارد							

۶-۱-۴-۴ مقایسه نتایج برای ستون‌های کوتاه CFST دایره‌ای

جدول (۶-۱۲): مقایسه مقادیر نتایج آزمایشگاهی، مدل‌سازی‌ها و فرمول‌های AIJ و ACI/AS برای CFST دایره‌ای

نسبت مقاومت مدل‌سازی به آزمایش	نسبت N_{AIJ} به مقاومت آزمایش	نسبت $N_{AS/ACI}$ به مقاومت آزمایش	حداکثر مقاومت AIJ $N_{AIJ}-KN-$	حداکثر مقاومت AS /ACI $-N_{AS/ACI}-KN$	مقاومت بدست آمده از مدل‌سازی- KN	حداکثر مقاومت آزمایشگاهی KN	شماره مدل- نام نمونه
۰/۹۹۵	۰/۹۸	۰/۸۱	۲۸۶۰	۲۳۵۶/۶	۲۹۱۳	۲۹۲۶	۸ و CN0-5168-80
۰/۹۷	۰/۹۳	۰/۷۷	۱۶۱۷	۱۳۴۵	۱۶۸۸	۱۷۴۳	۹ و CB3-2
۱/۰۳۵	۰/۹۹۶	۰/۸۲۵	۹۱۵۱	۷۵۸۵	۹۵۱۰	۹۱۸۷	۱۰ و S1-2-4
۰/۹۹	۰/۸۱	۰/۶۶	۱۴۴۳	۱۱۷۷/۸	۱۷۴۹	۱۷۷۴	۱۱ و C70-5-1.2
۱/۰۱	۰/۸۱	۰/۶۶	۴۷۹	۳۹۱/۳	۵۹۹	۵۹۱	۱۲ و C5
۱	۰/۹	۰/۷۴۵	میانگین				
۰/۰۰۰۵	۰/۰۰۶۵	۰/۰۰۵۱	واریانس				
۰/۰۲۲	۰/۰۸	۰/۰۷۲	انحراف معیار یا انحراف استاندارد				

با توجه به نتایج جدول (۶-۱۲) مشاهده می‌شود که بهترین میانگین مقاومت، واریانس و انحراف معیار مربوط به مدل‌سازی‌های انجام گرفته است. پس از آن فرمول آیین‌نامه AIJ عملکرد بهتری دارد. در انتها نیز فرمول مشترک آیین‌نامه ACI/AS قرار می‌گیرد.

۶-۱-۴-۵ جمع بندی نتایج این قسمت

با توجه به مقایسه‌های صورت گرفته مشخص می‌شود که مدل‌سازی‌های انجام گرفته هم در مورد ستون‌های دایره‌ای و هم قوطی CFST نتایج قابل اطمینانی ارائه می‌دهند. نتایج آیین‌نامه AIJ تقریباً تطابق خوبی با نمونه‌های آزمایشگاهی دارند. در انتها نیز فرمول مشترک آیین‌نامه‌های ACI/AS جای می‌گیرد. این فرمول مشترک در مورد ستون‌های CFST قوطی نتایج مسبباً خوبی را ارائه می‌کند. اما در مورد ستون‌های دایره‌ای CFST مقادیر ارائه شده توسط آن محافظه کارانه است. به نظر می‌رسد که علت عمده این امر در نظر نگرفتن اثر محصوریت لوله فولادی روی هسته بتنی است. این اثر در آیین‌نامه AIJ با ورود ضریب η برابر ۰/۲۷ لحاظ می‌شود. در صورتی که فرمول مشترک ACI/AS فرقی میان ستون‌های دایره‌ای و قوطی در نظر نگرفته و اثر محصوریت فولاد را نیز نادیده به حساب می‌آورد.

۲-۶ بررسی رفتار ستون CFST طبق مدل سازی های انجام شده

۱-۲-۶ تطابق رفتار منحنی بار-جابجایی با نمونه آزمایشگاهی

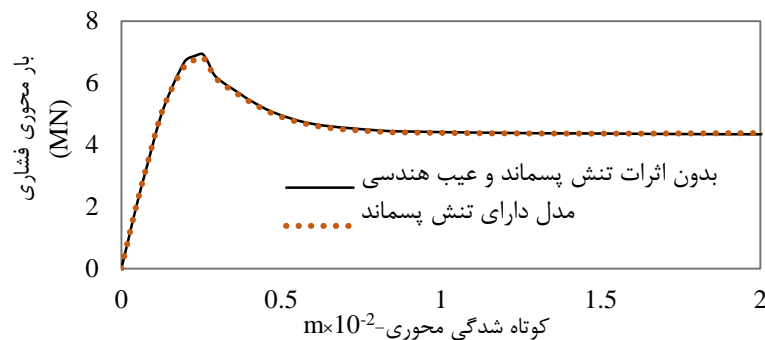
با توجه به نتایج جداول (۳-۶)، (۶-۶)، (۹-۶) و (۱۰-۶) مشاهده می شود که تمام این مدل ها توانسته اند با دقت بالای ۹۰ درصد حداکثر بار قابل تحمل ستون های CFST پر شده با انواع گوناگون بتن را پیش بینی کنند. با توجه به نمونه های صحت سنجی شده، در اغلب مدل ها شیب نمودارهای رفتار ارتجاعی و خمیری قبل از نقطه حداکثر بار با شیب نمودار نمونه آزمایشگاهی برابر است. رفتار پس از بار حداکثر مدل سازی ها نیز در موارد مختلف دقت خوبی دارند. البته شبیه سازی رفتار پس از بار حداکثر ستون های مرکب ذکر شده، در برخی موارد مانند مدل های شماره ۶، ۱۱ و ۱۳ برای پیش بینی بار گسیختگی نهایی نمونه به مدل سازی های بیشتر نیازمند است. برای نمونه در مدل شماره ۶ رفتار نمودار بار-کرنش پس از نقطه حداکثر بار محوری شیب تندی دارد و با همین شیب به انتها ظرفیت باربری محوری این ستون می رسیم. این در حالی است که در مدل سازی ارائه شده برای آن، پس از رسیدن به حدی از نزول مقاومت محوری ستون، باقی مانده بار محوری ستون ثابت باقی مانده است و رفتار نزولی ندارد. در نتیجه بار گسیختگی انتهایی این نمونه دقت کمتری خواهد داشت. لازم به ذکر است که مقاومت های فشاری بدست آمده از طریق مدل ها به عنوان حالت مبنای مقاومت برای ارزیابی تمام مطالعات استفاده می شوند.

۲-۲-۶ بررسی اثر محصوریت در ستون های CFST (مرکب)

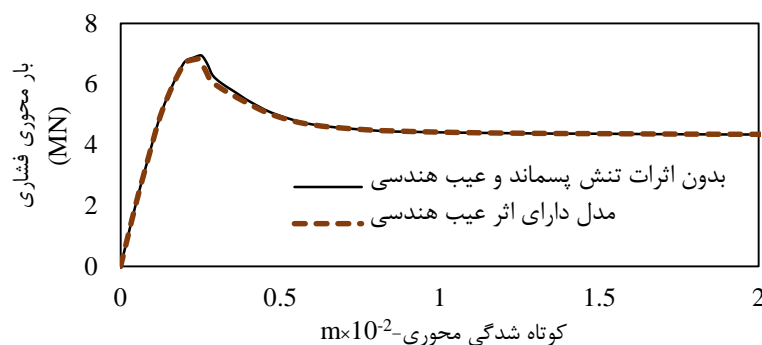
با توجه به جداول (۳-۶) و (۱۱-۶) می توان گفت در CFST قوطی شکل مکانیزم محصورشدگی کمتر حادث می شود. این موضوع می تواند به شکل مربعی قوطی فولادی نسبت داده شود که تنش تماسی میان هسته بتنی مربعی و قوطی تنها در گوشه ها به حداکثر مقدار خود می رسد (پیوست ۱- شکل ۶-۹۶). بنابراین سطح تماسی کمی میان قوطی و بتن برقرار شده و انرژی لازم برای تخریب بتن های داخلی کم خواهد بود. در نتیجه محصورشدگی کمی روی بتن اعمال می شود. با این حال حضور

بتن در داخل قوطی و حمایت آنها از هم تقریباً باعث رسیدن مجموعه به حداکثر بار محوری عادی آن می‌شود. در لوله‌های فولادی مکانیزم محصورشدگی با توجه به مقایسه ظرفیت باربری محوری در حالت عادی و آزمایشگاهی (جدول ۶-۶ و ۶-۱۲) در تمام موارد رخ می‌دهد. علت این امر شکل دایره‌ای لوله فولادی است که موجب می‌گردد تنش تماسی میان هسته بتنی دایره‌ای و لوله به صورت یکنواخت بین تمام نقاط پخش شود (پیوست ۱-شکل ۶-۱۰۵). بنابراین سطح تماسی بیشتری میان لوله و بتن برقرار شده و انرژی لازم برای تخریب مجموعه افزایش می‌یابد. تأمین این انرژی موجب افزایش نیروی لازم برای تخریب ستون و افزایش چشم‌گیر مقاومت محوری ستون می‌شود.

۶-۲-۳ اثرات تنش پسماند و عیب هندسی اولیه در مدل شماره ۱

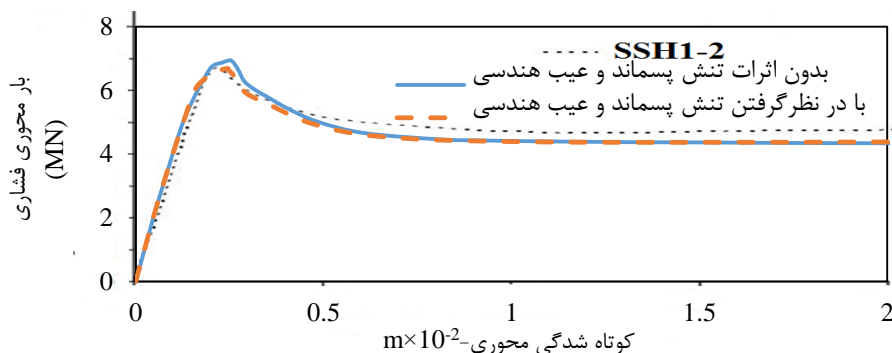


شکل (۶-۱۲): مقایسه منحنی‌های رفتار فشاری مدل شماره ۱ بدون اثرات جانبی و با در نظر گرفتن اثر تنش پسماند



شکل (۶-۱۳): مقایسه منحنی‌های رفتار فشاری مدل شماره ۱ بدون اثرات جانبی و با در نظر گرفتن اثر عیب هندسی

با توجه به نتایج ارائه شده در اشکال (۶-۱۲) تا (۶-۱۴) و همچنین جدول (۶-۱۳) اثرات جداگانه تنش پسماند و عیب هندسی اولیه روی حداکثر مقاومت ستون کمتر از ۲ درصد و اثر تجمعی آنها نیز کمتر ۴ درصد است. تأثیر آنها روی رفتار منحنی فشاری ستون هم ناچیز است.



شکل (۶-۱۴): مقایسه منحنی‌های رفتار فشاری مدل شماره ۱ بدون اثرات جانبی و با در نظر گرفتن همزمان اثرات عیب هندسی و تنش پسماند با منحنی نمونه آزمایشگاهی SSH1-2

جدول (۶-۱۳): نتایج تحلیل‌ها برای اثرات عیب هندسی و تنش پسماند در مدل شماره ۱

شماره مدل - نام نمونه	شماره شکل	حداکثر مقاومت نمونه آزمایشگاهی-KN	نوع تحلیل	حداکثر مقاومت بدست آمده از مدل‌سازی-KN	درصد پیش‌بینی	قدر مطلق درصد خطا
SSH1-2 و ۱	(۱۲-۶) تا (۱۴-۶)	۶۷۱۵	بدون تنش پسماند و عیب هندسی	۶۹۴۶	۱۰۳/۴۴	۳/۴۴
SSH1-2 و ۱	(۱۲-۶)	۶۷۱۵	فقط دارای تنش پسماند	۶۸۲۵	۱۰۱/۶۴	۱/۶۴
SSH1-2 و ۱	(۱۳-۶)	۶۷۱۵	فقط دارای عیب هندسی	۶۸۳۱	۱۰۱/۷۳	۱/۷۳
SSH1-2 و ۱	(۱۴-۶)	۶۷۱۵	با تنش پسماند و عیب هندسی	۶۶۹۲	۹۹/۶۶	۰/۳۳

۴-۲-۶ بررسی اثرات تغییر پارامترهای مدل‌های بتن، سبک

بارگذاری، نوع و اندازه مش‌بندی، تغییر نوع مدل و مقدار ضریب

اصطکاک میان بتن و فولاد روی مدل ستون‌های CFST کوتاه

در اینجا نتایج مربوط به این تغییرات بیان می‌شوند. نمودارهای مربوطه در پیوست ۱ ارائه می‌شوند.

۱-۴-۲-۶ تغییر پارامترهای مدل‌های دراکر-پراگر

با توجه به مطالعات پارامتری صورت گرفته روی پارامترهای اساسی مدل دراکر-پراگر پارامتر Ψ

بیشترین اثر را روی رفتار ستون FRSCCFST دارد. افزایش آن موجب افزایش مقاومت و جذب انرژی

ستون می‌شود. پس از آن پارامتر ϕ قرار دارد. با توجه به نتایج فقط در یک زاویه ϕ مدل به صورت کامل اجرا می‌شود. همچنین معلوم شد که تاثیر پارامتر K روی رفتار ستون مدل ۱ اندک است (اشکال ۶-۶۱ تا ۶-۶۳).

۶-۲-۴-۲ تغییر پارامترهای مربوط به مدل پلاستیک آسیب‌دیده

با توجه مطالعات پارامتری صورت گرفته روی پارامترهای اساسی مدل پلاستیک آسیب‌دیده پارامتر K بیشترین اثر را روی رفتار ستون CFST دارد. زیاد شدن آن سبب افزایش مقاومت نهایی و به خصوص تغییر رفتار پس از نقطه حداکثر بار می‌شود. پس از آن پارامتر f_{b0}/f_{c0} قرار دارد. این پارامتر نیز همان تأثیرات پارامتر قبلی را با شدت کمتری ایجاد می‌نماید. تغییرات زاویه ψ کمترین اثر را روی مدل داشت. اثرات کلی این متغیر مشابه دو پارامتر قبلی است. برای پارامتر ویسکوزیته بهتر است کمترین مقدار ممکن (اغلب صفر) انتخاب شود. لذا مطالعه پارامتری آن بی معنی است. پارامتر خروج از مرکزیت سطح پتانسیل پلاستیک نیز از تقسیم مقاومت کششی بر مقاومت فشاری بتن بدست می‌آید [۹۲]. این مقدار معمولاً ۰/۱ است. لذا مطالعه پارامتری آن هم نادرست به نظر می‌آید (اشکال ۶-۷۰ تا ۶-۷۲).

۶-۲-۴-۳ تغییر سبک بارگذاری

مقایسه نتایج دو سبک Static Riks و General Static در مورد مدل شماره ۱ نشان می‌دهد که استفاده از آنها تغییرات بسیار ناچیزی روی نتایج نهایی دارند به نحوی که به راحتی قابل چشم پوشی است. از طرفی زمان حل در سبک General Static کمتر از سبک Static Riks است. بنابراین در این مورد سبک اول بر سبک دوم برتری دارد (شکل ۶-۷۸).

۶-۲-۴-۴ تغییر نوع و اندازه مش بندی

با توجه به تغییر تعداد المان‌ها در مدل شماره ۱، افزایش و کاهش تعداد آنها در این سبک از مدل سازی تأثیر کمی روی رفتار منحنی بار-جابجایی و حداکثر مقاومت محوری آن دارد. به نحوی که قابل چشم پوشی است. تغییر نوع المان مورد استفاده در بتن از C3D8R به C3D10 و فولاد از S4R

به S3 نشان داد که تحت شرایط مشابه امکان اجرای مدل به صورت کامل با انواع گوناگون المان‌ها وجود ندارد. همچنین نشان داده شد که تا قبل از توقف اجرا در این حالت نتایج هر دو تقریباً مشابه هستند (اشکال ۶-۷۹ تا ۶-۸۱).

۶-۲-۴-۵ تغییر نوع مدل اصطکاکی میان بتن و فولاد و مقدار ضریب آن

۶-۲-۴-۵-۱ تغییر نوع مدل اصطکاکی (تماسی) میان بتن و فولاد

مقایسه نتایج دو رفتار تماسی Surface to Surface و General در مورد مدل شماره ۱ (با سبک بارگذاری General Static) نشان می‌دهد که حداکثر مقاومت و نوع منحنی بار-جابجایی در مورد آنها تفاوت کمی با هم داشته به نحوی که قابل چشم پوشی است (شکل ۶-۷۶).

۶-۲-۴-۵-۲ تغییر مقدار ضریب اصطکاک (تماس) میان فولاد و بتن

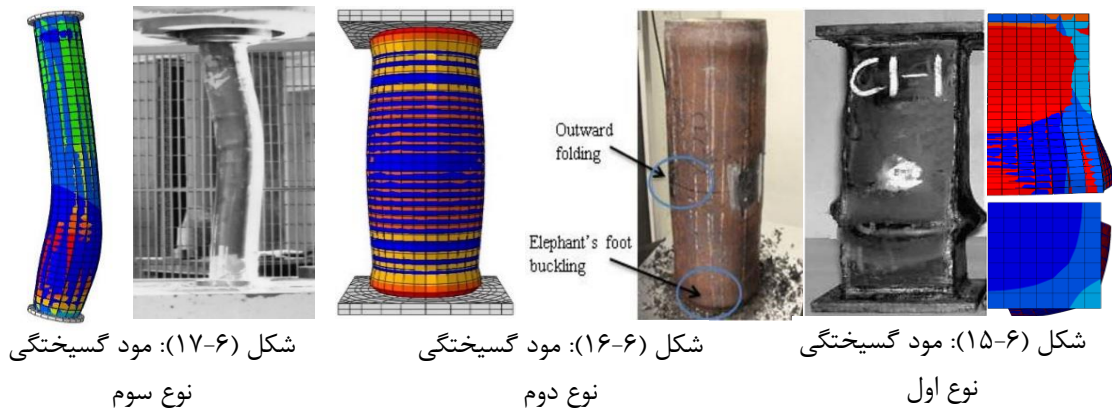
تغییر مقدار ضریب اصطکاک میان فولاد و بتن در ستون‌های کوتاه CFST از ۰/۲۵ به ۰/۶۵، نشان داد که این ضریب اثر ناچیزی روی حداکثر مقاومت و رفتار منحنی ستون تحت فشار محوری دارد. با توجه به کم بودن طول ستون‌ها به نظر می‌رسد لغزش کمی بین جداره لوله و بتن داخلی اتفاق می‌افتد. به همین جهت تغییر مقدار ضریب اصطکاک اثر ناچیزی (۱ درصد) روی حداکثر مقاومت ستون دارد (شکل ۶-۷۷).

۶-۲-۵ پیش‌بینی مودهای گسیختگی

۶-۲-۵-۱ تطابق مودهای گسیختگی با نتایج آزمایشگاهی

در تمام نمونه‌های مدل‌سازی شده (بدون تقویت) در این پژوهش سه نوع مود گسیختگی مشاهده شد. این مودهای گسیختگی تطابق خوبی با آنچه در آزمایشات گزارش می‌شوند، دارند. در ستون‌های کوتاه CFST مود گسیختگی نوع اول رایج است. این حالت شکست نمونه با دو عمل همزمان خرد شدن بتن داخلی و کمانش موضعی خارجی فولاد همراه است (شکل ۶-۱۵). همچنین در ستون‌های کوتاه

مرکب گاهی مود گسیختگی نوع دوم اتفاق می‌افتد. این مود گسیختگی با تخریب بتن داخلی و کمانش موضعی خارجی فولاد در نواحی انتهایی ستون همراه است (شکل ۶-۱۶). مود گسیختگی نوع سوم بیشتر در ستون‌های مرکب متوسط و بلند اتفاق می‌افتد. در این حالت کمانش‌های خمشی و پافیلی در قسمت انتهایی ستون مرکب حادث می‌شوند (شکل ۶-۱۷).



شکل (۶-۱۷): مود گسیختگی نوع سوم

شکل (۶-۱۶): مود گسیختگی نوع دوم

شکل (۶-۱۵): مود گسیختگی نوع اول

۶-۲-۵-۲ تفسیر مود گسیختگی رایج در ستون‌های CFST کوتاه

در نمونه‌های قوطی و دایره‌ای اغلب مود گسیختگی نوع ۱ (شکل ۶-۱۵) اتفاق می‌افتد. مود گسیختگی بهینه ستون‌های کوتاه CFST در ادامه توضیح داده می‌شود. با توجه به مدل‌سازی صورت گرفته در نرم افزار با شروع بارگذاری در ابتدا فولاد و بتن تنش‌های طولی و محوری را تجربه می‌کنند. سختی فولاد بیش از بتن داخلی است. لذا سهم بیشتری از بار را در جذب می‌کند (مانند دو فنر موازی که در کنار هم کار می‌کنند). با توجه به اعمال بار همزمان به تیوب فولادی (فنر سخت‌تر) و بتن داخلی (فنر نرم‌تر) هر دو به یک میزان جا به جا می‌شوند. در این میان ضریب پواسون فولاد بیش از بتن داخلی است. بنابراین به نظر می‌رسد که فولاد در ابتدا از بتن جدا شود. این موجب می‌شود اندکی فاصله بین فولاد و بتن اتفاق بیفتد. وقتی که (بتن) فنر ضعیف به حدی از ظرفیت باربری خود برسد، ترک‌های ریز در آن با توجه به الگوی ترک‌های ایجاد شده در نرم افزار شکل می‌گیرد. این الگو بیشتر در نواحی میانی و گاهی در نواحی سر ستون در بتن اتفاق می‌افتد (پیوست ۱-شکل ۶-۱۱۵). با گسترش این ترک‌ها و افزایش حجم بتن، فضای خالی میان بتن و فولاد در ستون CFST دوباره پر می‌شود. البته می‌توان تصور

کرد که در برخی مناطق فولاد تمایل به کمانش موضعی داخلی داشته باشد و هسته بتنی مانع این اقدام فولاد می‌شود. این مسئله نیز می‌تواند موجب کاهش فضای میان بتن و فولاد شود. در همین مرحله نسبت پواسون بتن به فولاد می‌رسد. از اینجا به بعد فولاد مانع گسترش حجم بتن می‌شود. بنابراین فولاد از این پس تنش‌های طولی و عرضی و بتن داخلی تنش‌های سه محوری را تجربه می‌کنند. با ادامه این روند بارگذاری طبیعی به نظر می‌رسد که در نواحی ایجاد ترک‌های اولیه در بتن، همان ترک‌های ریز کم کم بزرگتر شوند. در نتیجه نسبت پواسون بتن در این نواحی از نسبت پواسون فولاد فراتر می‌رود و همزمان نسبت به بقیه مکان‌ها در بتن داخلی، بیشترین تنش محیطی را به جداره داخلی تیوب فولادی وارد می‌کنند. با توجه به نوع تیوب و نحوه توزیع تنش در آن، در این مرحله مقاومت‌های اضافی که از آن با عنوان محصورشدگی یاد می‌کنند، می‌توانند بدست بیایند. با کاهش سختی بتن (فتر ضعیف) و افزایش فشار محیطی به سمت بیرون آن در نواحی مستعد یاد شده، فولاد (فتر سخت‌تر) ناچار می‌شود در این نواحی سهم بزرگتری از بار را به تحمل کند. تنش‌های طولی از یک سو و شرایط تحمیلی بتن از سمت دیگر (بخصوص در نواحی مستعد) موجب می‌گردد که رفته رفته در همین نواحی ظرفیت باربری فتر سخت‌تر به قدری افزایش یابد که از حد ظرفیت آن بیشتر باشد. بنابراین در همین نواحی ترک‌های بزرگ در بتن ایجاد می‌شوند و همزمان فولاد هم تسلیم شده و کمانش رو به بیرون در آن اتفاق می‌افتد. با توجه به مدل‌سازی‌ها با حضور الیاف مود گسیختگی تغییر نمی‌کند. تنها تغییری که احتمالاً رخ می‌دهد، ایجاد با تأخیر ترک‌ها قبل از رسیدن به حداکثر مقاومت ستون و تعداد بیشتر آنها بعد از آن با توجه به اثر پل زنی الیاف فولادی است. البته همه این حالات بهینه هستند. شرط حادث شدن مود گسیختگی بالا سازگاری کرنش‌های هر دو ماده فولادی و بتنی است. نرم افزار هم حالت ایده آل را در نظر می‌گیرد.

۶-۲-۶ اثر کوچک‌سازی مدل و تأثیر حذف قطعات بر مود گسیختگی

تا حد امکان سعی شده است هندسه نمونه مدل‌سازی شده با توجه به شرایط مرزی و بارگذاری به

حداقل اندازه ممکن برسد. استفاده از مدل‌های یک هشتم در همین راستا بوده است. این امر باعث کاهش تعداد المان‌ها، کاهش فضای ذخیره سازی و سیستم مورد نیاز برای تحلیل و بخصوص افزایش سرعت محاسبات در این مدل‌ها شده است. البته باید در نظر داشت که نوع گسیختگی نهایی ستون می‌تواند با عمل کوچک سازی هندسه مدل تغییر کند. به این قبیل موارد نیز باید توجه کرد. به عنوان مثال در اغلب نمونه‌های آزمایشگاهی ستون CFST دو صفحه انتهایی فولادی در ابتدا و انتهای آنها وجود دارند. این قطعات برای اعمال یکنواخت و همزمان بار به بتن و فولاد و همچنین عدم گسیختگی ابتدا و انتهای نمونه در این نواحی به علت تمرکز تنش، تعبیه شدند. در نمونه‌های قوطی CFST با ایجاد یک ناحیه صلب (استفاده از Rigid Body) این صفحات حذف شدند. بدین صورت حجم محاسبات کمتر می‌شود. البته در برخی ستون‌های CFST دایره‌ای ایجاد این ناحیه صلب سبب شد تا مود گسیختگی نمونه‌ها به خوبی پیش‌بینی نشود. لذا در آنها این قطعات حذف نشدند.

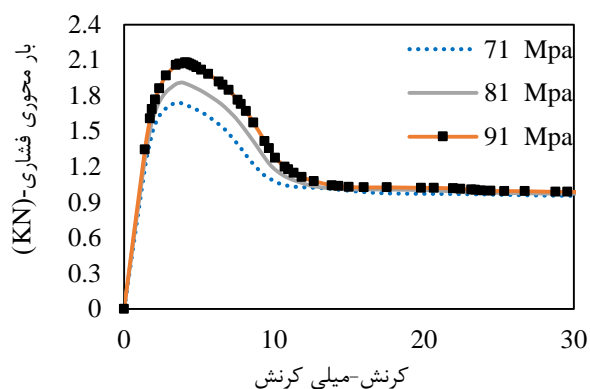
۳-۶ مطالعات پارامتری روی پارامترهای مکانیکی و هندسی مدل

ستون FRSCCFST (الیافی)

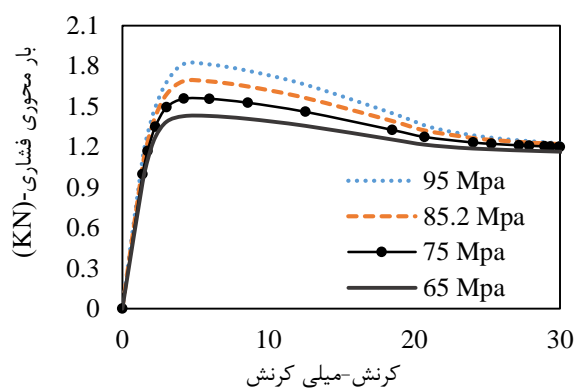
به علت گستردگی مطالب، مطالعه پارامتری تمام مدل‌ها میسر نیست. اولویت فرآیند مطالعه پارامتری با ستون‌های مرکب دارای بتن الیافی است. با این مقدمه، اثر پنج عامل روی رفتار ستون‌های FRSCCFST بررسی می‌گردد. بنابراین مدل ۱۱ دارای ۱/۲ درصد الیاف برای تمام ارزیابی‌های مربوط به این بخش انتخاب شد. مطالعات پارامتری مربوط به بعضی متغیرهای مکانیکی و هندسی مربوط به تعدادی از مدل‌های منتخب (مدل‌های ۴، ۶ و ۱۳) در پیوست ۱ ارائه می‌شوند.

۳-۶-۱ بخش اول: اثر مقاومت مشخصه بتن محصورشده

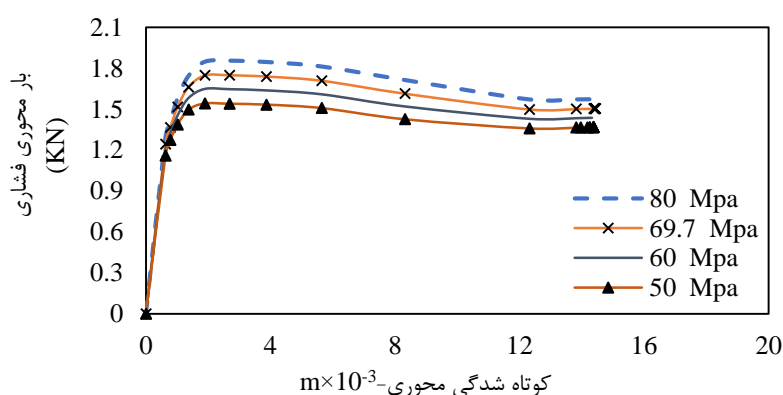
این اثر در مورد نمونه‌های شماره ۶، ۹ و ۱۱ مورد بررسی قرار می‌گیرد. تصاویر (۶-۱۸) تا (۶-۲۰)



شکل (۶-۱۹): اثر مقاومت مشخصه بتن بر مقاومت خودتراکم روی رفتار ستون SCCFST در مدل شماره ۶



شکل (۶-۱۸): اثر مقاومت مشخصه بتن بر مقاومت خودتراکم روی رفتار ستون SCCFST در مدل شماره ۹



شکل (۶-۲۰): اثر مقاومت مشخصه بتن بر مقاومت خودتراکم الیافی روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱

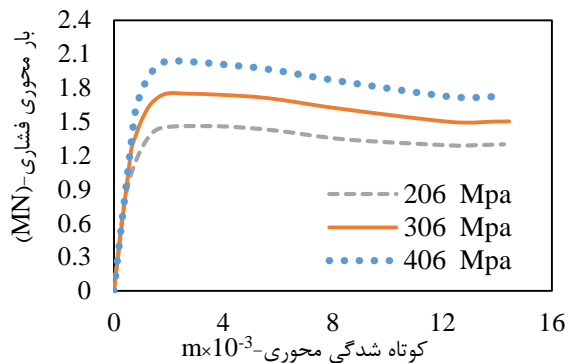
اثر تغییرات مقاومت مشخصه (مکعبی) را نشان می‌دهند. مطالعه این سه مدل با هدف مطالعه اثر مقاومت بتن روی رفتار ستون‌های CFST پر شده با بتن‌های با و بدون الیاف بر مقاومت صورت گرفته است. بنابراین انواع مختلف ستون‌های مرکب در این مورد بهتر با هم مقایسه شوند. با توجه به نتایج افزایش مقاومت بتن در ستون‌های مرکب قوطی و دایره‌ای موجب افزایش حداکثر مقاومت ستون می‌شود. نکته‌ای که در اینجا اهمیت دارد رفتار پس از نقطه بار حداکثر در منحنی رفتار فشاری آنها است. در ستون‌های قوطی که میزان محصوریت هسته بتنی کم است، نزول ناگهانی مقاومت ستون CFST مشاهده می‌شود. اگر ضخامت قوطی ثابت باشد، هر مقدار مقاومت بتن افزایش بیشتری پیدا کند، میزان سقوط ناگهانی مقاومت ستون مرکب قوطی بیشتر خواهد بود. همین مقدار کاهش ناگهانی مقاومت ستون نیز مطلوب نیست. البته اگر بتن بر مقاومت به تنهایی تحت بار محوری قرار گیرد، دچار شکست آنی می‌شود. به عبارتی بتن رفتار ترد و شکننده از خود نشان می‌دهد. وجود قوطی فولادی در اطراف

این نوع بتن می‌تواند این حالت بتن پر مقاومت را تقلیل دهد که امری مثبت تلقی می‌شود. در ستون‌های دایره‌ای که با بتن ساده پر شده‌اند، پس از نقطه حداکثر بار محوری فشاری اگر ضخامت لوله ثابت باشد، افت مقاومت وجود دارد اما میزان این افت کم خواهد بود. به نظر می‌رسد که محصور کنندگی بهتر لوله نسبت به قوطی فولادی در این میان اثر خود را گذاشته و شدت افت مقاومت نسبت به مدل قبلی به شدت پایین می‌آید. برای هر دو نوع ستون ذکر شده در نهایت بار نهایی گسیختگی تقریباً به مقداری ثابت برای تمامی مقاومت‌های بتن می‌رسد. البته این اتفاق برای ستون مرکب قوطی در کرنش تقریبی ۰/۰۱ و برای ستون مرکب دایره‌ای در کرنش تقریبی ۰/۰۲۵ اتفاق می‌افتد. با توجه به تشابه تقریبی ابعادی و مقاومتی این دو نمونه، می‌توان دریافت که شکل‌پذیری و جذب انرژی ستون دایره‌ای بیشتر از ستون مرکب مربعی است. با توجه به شکل (۶-۲۰) در ستون‌های مرکب دایره‌ای پر شده با الیاف افت مقاومت بسیار کم است؛ به نحوی که بار گسیختگی انتهایی برای نمونه‌های بررسی شده، در کرنش تقریبی ۰/۰۴ و با مقدارهای متفاوت اتفاق می‌افتد. به نظر می‌رسد که علت این امر در این ستون‌ها علاوه بر وجود لوله فولادی دایره‌ای، حضور الیاف فولادی است. الیاف فولادی با عمل پل زنی بین نواحی مختلف هسته بتنی، افت مقاومت هسته بتنی پس از ایجاد ترک در آن را محدودتر می‌کنند. بنابراین پس از عبور از مقاومت نهایی ستون مرکب افت مقاومت به کندی صورت می‌گیرد. با توجه به روال توضیح داده شده می‌توان گفت بیشترین میزان جذب انرژی و شکل‌پذیری به ترتیب در در ستون‌های دایره‌ای و قوطی شکل اتفاق می‌افتد. همچنین به نظر می‌رسد که پس از عبور از حداکثر بار فشاری با افزایش مقاومت بتن حضور الیاف در افت کمتر مقاومت ستون مرکب، تأثیر مستقیم دارد (شکل ۶-۲۰).

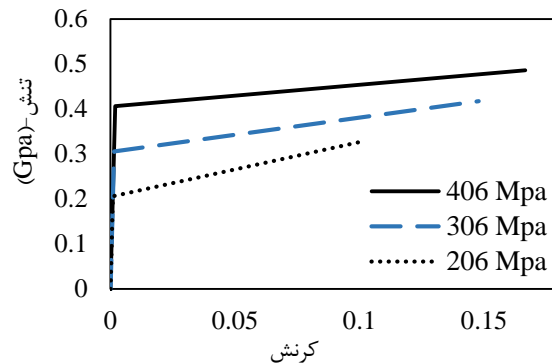
۶-۳-۲ بخش دوم: اثر مقاومت فولاد

در این بخش تنها مدل شماره ۱۱ مورد بحث قرار می‌گیرد. همانطور که می‌دانیم با تغییر مقاومت فولاد، نمودار فولاد مورد استفاده در تحلیل نیز عوض می‌شود. بنابراین ابتدا نمودار فولاد طبق قسمت ۵-۲-۲-۲ ارائه و سپس نمودار مربوط به تحلیل پارامتری ارائه می‌شود (شکل‌های ۶-۲۱ و ۶-۲۲). با

افزایش مقاومت فولاد در یک ستون FRSCCFST دایره‌ای شکل حداکثر مقاومت و میزان جذب انرژی آن تقریباً به شکل یکنواختی زیاد می‌شود. همچنین بار گسیختگی نهایی ستون نیز افزایش می‌یابد. افت ناگهانی مقاومت در این نوع از ستون‌های مرکب تقریباً با نرخ کم و ثابتی مشابه حالت اولیه اتفاق می‌افتد.



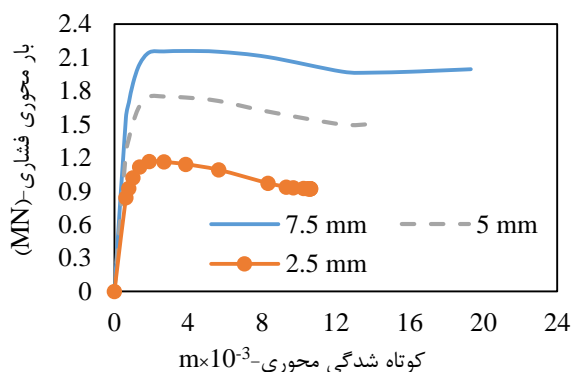
شکل (۶-۲۲): اثر مقاومت فولاد روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱



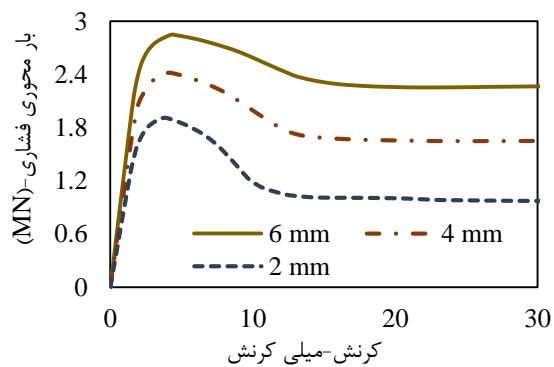
شکل (۶-۲۱): اثر مقاومت فولاد روی منحنی تنش- کرنش فولاد طبق مدل ارائه شده در بخش ۵-۲-۲-۲

۶-۳-۳ بخش سوم: اثر ضخامت جداره فولادی

در اینجا اثر تغییر ضخامت روی رفتار ستون‌های شماره ۶ و ۱۱ مورد ارزیابی قرار می‌گیرد (شکل‌های ۶-۲۳ و ۶-۲۴). با توجه به نتایج افزایش ضخامت تیوب فولادی می‌تواند موجب افزایش حداکثر مقاومت و جذب انرژی ستون مرکب شود. به علاوه در این حالت با افزایش ضخامت تیوب فولادی میزان افت ناگهانی مقاومت ستون قوطی CFST پس از عبور از حداکثر مقاومت به شدت کم می‌شود. همچنین مشخص می‌شود که ضخامت‌های نازک لوله فولادی مخصوصاً در ستون‌های مرکب



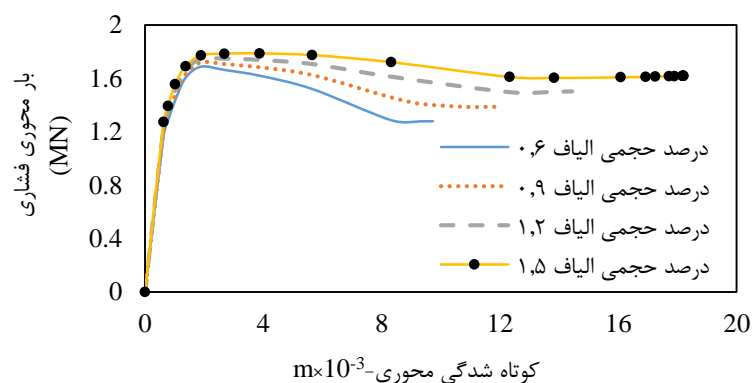
شکل (۶-۲۴): اثر تغییر ضخامت جداره فولادی روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱



شکل (۶-۲۳): اثر تغییر ضخامت جداره فولادی روی رفتار ستون SCCFST در مدل شماره ۶

قوتی می‌تواند موجبات افت ناگهانی مقاومت ستون را فراهم کند که حالت مطلوبی نیست. میزان جذب انرژی در هر دو نوع ستون افزایش می‌یابد. در این میان میزان جذب انرژی و شکل‌پذیری ستون‌های FRSCCFST که از الیاف فولادی هم بهره می‌برند، تشدید می‌شود. افت ناگهانی مقاومت نیز در آنها دیده نمی‌شود.

۶-۳-۴ بخش چهارم: اثر الیاف فولادی

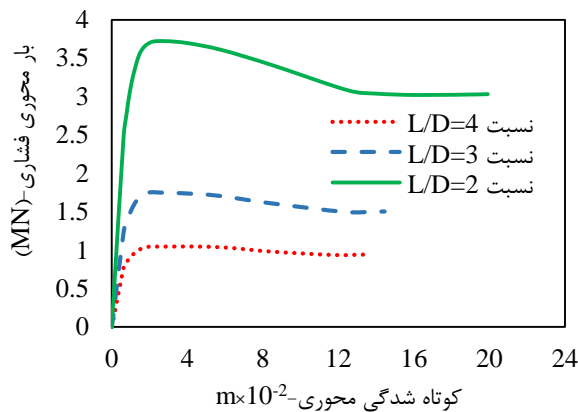


شکل (۶-۲۵): اثر تغییر درصد حجمی الیاف فولادی روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱

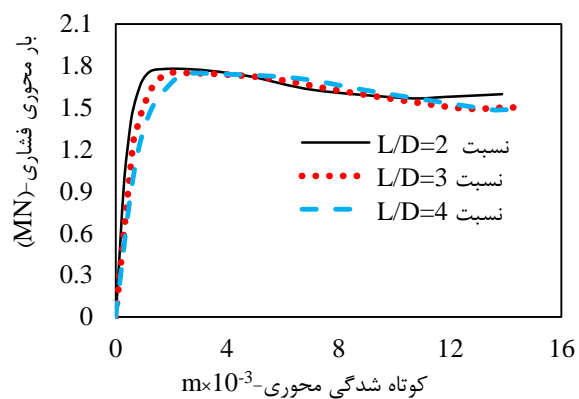
اثر الیاف فولادی در مورد مدل شماره ۱۱ بررسی شده است (شکل ۶-۲۵). مقاومت مشخصه بتن ساده این نمونه ۷۰ مگاپاسکال است. همان‌طور که در شکل دیده می‌شود، افزودن درصد حجمی الیاف فولادی در هسته بتنی ستون CFST اثر چندانی روی مقاومت محوری آن ندارد. البته باید توجه کرد که درصد تغییرات الیاف نسبت به درصد تغییرات دیگر متغیرهای مکانیکی و هندسی بسیار اندک است. اما نکته مهم رفتار ستون پس از بار حداکثر است. با افزایش درصد الیاف شاهد افت مقاومت کمتر ستون پس از این مرحله هستیم. به نظر می‌رسد حضور الیاف می‌تواند باعث شود که هسته بتنی داخلی سهم بیشتری در ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری کل ستون مرکب داشته باشد. هرچه الیاف فولادی درصد بیشتری داشته باشند، عمل پل زنی بین نواحی مختلف بتن توسط آنها بیشتر خواهد بود. لذا بتن تمایلی برای تشکیل ترک‌های بزرگ نداشته و پیوسته ترک‌های ریز در آن تشکیل می‌شود. از طرفی هرچه ترک‌های ریز بیشتر تشکیل شوند، حجم بیشتری از بتن در فرآیند جذب انرژی بارگذاری شرکت می‌نماید. به عبارت دیگر نتیجه می‌گیریم که الیاف فولادی در مرحله پس از بار حداکثر اثر خود را

نمایان می‌کنند. در نهایت این موجب افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی کل ستون خواهد شد.

۵-۳-۶ بخش پنجم: اثر تغییر نسبت L/D (ارتفاع بر قطر)



شکل (۶-۲۷): اثر تغییر قطر خارجی روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱



شکل (۶-۲۶): اثر تغییر ارتفاع روی رفتار ستون FRSCCFST در مدل شماره ۱۱

این اثر در مورد نمونه شماره ۱۱ مورد بررسی قرار گرفته است. طبق استاندارد AIJ [۵۵] ستون‌های مرکب دارای نسبت L/D کمتر از ۴ کوتاه محسوب می‌شوند. دو حالت تغییر ارتفاع و تغییر قطر ستون وجود خواهند داشت. در شکل‌های (۶-۲۶) و (۶-۲۷) نتایج اثر تغییر نسبت L/D به ترتیب با در نظر گرفتن فقط اثر تغییر ارتفاع و فقط اثر تغییر قطر برای سه حالت مختلف نشان داده شده‌اند. با توجه به نتایج ارائه شده در حالت تغییر ارتفاع بدون تغییر قطر ستون می‌توان گفت که اگر تغییر ارتفاع در محدوده L/D کمتر از ۴ باشد، مقاومت حداکثر ستون تغییر محسوسی نمی‌کند. همچنین با افزایش نسبت رفتار ستون اندکی نرم‌تر شده و سختی ستون هم اندکی کاهش می‌یابد. ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری ستون نیز تقلیل اندکی می‌یابد. در حالت تغییر قطر بدون تغییر ارتفاع ستون نتایج نشان می‌دهند که با کاهش یا افزایش قطر مقاومت حداکثر ستون به شدت افزایش یا کاهش می‌یابد. علت آن هم تغییر زیاد سطح مقطع عرضی ستون و به همراه آن افزایش زیاد مقدار بتن و فولاد مصرفی است. در این حالت مقداری افت مقاومت در ستون دارای نسبت L/D برابر ۲ دیده می‌شود. این مسئله این طور تفسیر می‌شود که با افزایش قطر خارجی نسبت مساحت سطح مقطع عرضی بتن به مساحت سطح مقطع عرضی فولاد بیشتر می‌شود (افزایش سهم بتن). از طرفی می‌دانیم رفتار بتن نسبت به فولاد تردتر

است. با افزایش سهم بتن از حداکثر ظرفیت باربری ستون، رفتار نهایی مقطع مرکب به سمت رفتار تردتر یا رفتار بتن کشیده می‌شود. لذا افت مقاومت بیشتر اجتناب ناپذیر است. عکس این مسئله نیز درست به نظر می‌رسد.

۶-۳-۶ مقایسه نتایج مطالعات پارامتری برای ارزیابی بهترین روش

افزایش حداکثر مقاومت فشاری محوری ستون FRSCCFST (الیافی)

با مشاهده نتایج جدول (۶-۱۴) درمی‌یابیم در صورتی که درصد تغییرات کمی روی این ۶ پارامتر اتفاق بیفتد، بهترین راه افزایش مقاومت فشاری، افزودن الیاف فولادی و چنانچه درصد تغییرات زیاد باشد، با توجه به محدودیت درصد الیاف، بهترین راه افزایش مقاومت، افزایش قطر خارجی ستون است.

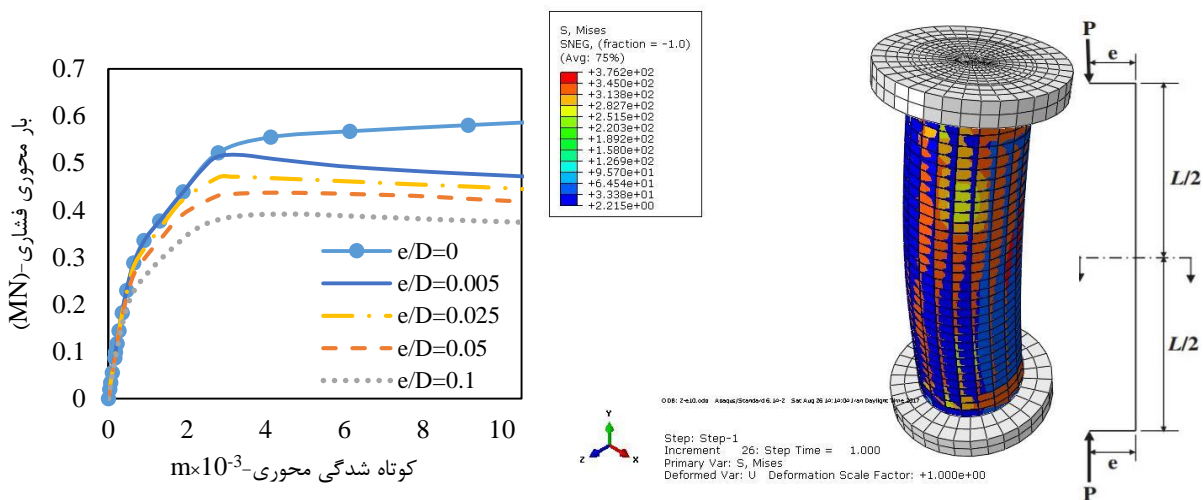
جدول (۶-۱۴): مقایسه نتایج اثر ۶ پارامتر مختلف روی میزان افزایش حداکثر مقاومت فشاری ستون FRSCCFST

رتبه از ۶	نسبت درصد افزایش مقاومت نسبت به حالت اولیه به درصد تغییر پارامتر	درصد افزایش مقاومت نسبت به حالت اولیه	حداکثر مقاومت ستون در این حالت	درصد تغییر پارامتر	پارامتر افزایشده مقاومت فشاری حداکثر ستون مرکب
۵	۰/۴۱	۶/۱	۱۸۵۵/۱	۱۴/۸	افزایش مقاومت بتن
۳	۰/۵۰۲	۱۶/۴	۲۰۳۵	۳۲/۷	افزایش مقاومت فولاد
۴	۰/۴۶۸	۲۳/۴	۲۱۵۷/۸	۵۰	افزایش ضخامت لوله فولادی
۱	۷/۳	۲/۲	۱۷۸۷/۵۲	۰/۳	افزایش درصد الیاف
۶	۰/۰۵	۱/۷	۱۷۷۸/۳	۳۳	کاهش ارتفاع ستون
۲	۲/۲۵۸	۱۱۲/۹	۳۷۲۲/۶۴	۵۰	افزایش قطر خارجی ستون

۶-۳-۷ بررسی اثر بار خروج از محور روی ستون FRCFST

برای بررسی اثر بار خارج از محور روی رفتار ستون FRCFST از مدل شماره ۱۲ استفاده شد. کاربرد مدل یک هشتم برای در نظرگرفتن بارهای محوری با خروج از مرکزیت صفر است. وقتی بار خارج از محور اعمال می‌شود، تقارن بارگذاری روی ستون CFST بهم می‌خورد. بنابراین باید از مدل‌های دارای هندسه کامل صحت‌سنجی شده، استفاده کرد. به همین جهت از مدل شماره ۱۲ اصلاح شده دارای الیاف پلی‌پروپیلن که بتن آن با مدل CDP شبیه‌سازی شده است، بهره گرفته می‌شود. تحت بار خروج از محور قسمت‌هایی از بتن ستون CFST مجبور می‌شوند رفتار کششی از خود نشان دهند. مدل

بتن DP اثر خواص کششی بتن را نادیده می‌گیرد. به عبارتی دیگر امکان وارد کردن همزمان رفتارهای کششی و فشاری وجود ندارد. در صورتی که مدل بتن CDP می‌تواند رفتار کششی و فشاری بتن را با هم در نظر بگیرد. لذا از مدل ۱۲ اصلاح شده با مدل بتن CDP برای مدل‌سازی بار خروج از محور کمک گرفته می‌شود. قطر این نمونه ۰/۱ متر است. با اعمال $Z = -1$ سانتیمتر (e/D برابر ۰/۱) خروج از محوریت یک طرفه (شکل ۶-۲۸)، مقدار قابل توجهی از حداکثر مقاومت محوری و ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری ستون CFST کاسته می‌شود (شکل ۶-۲۹). این روال کاهش با افزایش بار دارای خروج از مرکزیت ادامه می‌یابد. بررسی مدل دارای برشگیر، برای بهبود وضعیت ستون پیشنهاد می‌شود.



شکل (۶-۲۹): نتایج اعمال بار خروج از محور یک طرفه روی ستون FRCFST کوتاه

شکل (۶-۲۸): نحوه اعمال بار خروج از محور یک طرفه [۷۳] و مود گسیختگی ستون FRCFST

۴-۶ تقویت ستون‌های CFST تحت فشار محوری

پس از صحت‌سنجی مدل‌ها، برای دستیابی به عملکرد مطلوب ستون‌های مرکب تحت فشار محوری، ایده ابتکاری تقویت آنها با حجم مشخصی از فولاد در این قسمت مطرح می‌شود. در این طرح حجم مشخصی از فولاد (درصدی مشخص از کل حجم لوله فولادی) به صورت‌های گوناگون جهت تقویت ستون‌های مرکب به کار گرفته می‌شود. ۹ مورد از این طرح‌ها در قالب ۸ روش بر روی مدل‌های شماره ۱ (قوطی شکل) و ۱۱ (دایره‌ای شکل) در این قسمت بررسی می‌شوند.

۶-۴-۱ نحوه تقویت ستون‌های مرکب

۳۱/۶۹ درصد از حجم قوطی فولادی برای تقویت مدل شماره ۱ و ۴۲/۴۸ درصد از حجم لوله فولادی برای تقویت مدل شماره ۱۱ به کار گرفته شدند. این حجم‌های مشخص به صورت‌هایی مانند افزایش ضخامت تیوب فولادی، شبکه‌بندی میلگردی، سخت‌کننده‌های داخلی و خارجی نواری پیوسته در کناره‌ها (هر دو مدل) و گوشه‌های ستون (مدل ۱)، حلقه‌های میلگردی داخلی (مدل ۱۱)، خرپاهای دو (مدل ۱۱) و سه بعدی (مدل ۱) میلگردی و یک نوع سازه فضایی (با ارتفاع متفاوت برای هر مدل) مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. لازم به ذکر است که مشخصات مکانیکی و هندسی مدل‌های اولیه بدون تغییر باقی می‌مانند. مشخصات فولاد تقویت کننده‌ها نیز از جنس تیوب فولادی در نظر گرفته می‌شوند. در جدول (۶-۱۵) مشخصات اولیه مربوط به این تقویت کننده‌ها آمده است.

جدول (۶-۱۵): مشخصات اولیه مربوط به نحوه تقویت ستون‌های CFST دایره‌ای و قوطی

شماره مدل اولیه	نوع ستون CFST	یک هشتم حجم فولاد تیوب- cm^3	حجم فولاد تقویتی در یک هشتم مدل- cm^3	نسبت حجم فولاد تقویتی به حجم کل فولاد
۱	مربعی	۲۵۵/۶	۸۱	۰/۳۱۷
۱۱	دایره‌ای	۱۰۰/۲۷	۴۲/۶	۰/۴۲۵

۶-۴-۲ نحوه مدل‌سازی اجزاء جدید

تمامی میلگردها در این مدل‌ها به صورت Wire و از نوع المان Truss هستند. صفحه‌های فولادی تقویتی هم به صورت Shell و از نوع المان S4R می‌باشند. همچنین تقویت‌هایی که داخل بتن قرار دارند در تمام شبیه‌سازی‌ها، به صورت Embed در نظر گرفته شده‌اند. بتن در این حالت به صورت Host خواهد بود. محل اتصال تقویت کننده‌ها به تیوب فولادی هم در اکثر شبیه‌سازی‌ها به صورت Tie لحاظ می‌شوند. محل اتصال به صورت خطی است. گره‌های تقویت کننده‌ها به عنوان گره‌های اصلی و گره‌های تیوب فولادی به عنوان گره‌های فرعی در نظر گرفته می‌شوند. بقیه موارد همانند آنچه در قسمت‌های قبلی توضیح داده شده است، خواهند بود.

۳-۴-۶ آشنایی بیشتر با تقویت‌ها

با کمی تفکر از روش‌های متفاوتی می‌توان جهت تقویت ستون‌های CFST بهره برد. گوناگونی این روش‌ها و نبود مرجعی برای بررسی آنها در شرایط مشابه موجب می‌شود که اهمیت این تحقیق افزون‌تر گردد. از این جهت بر آن شدیم تا پس از بدست آمدن مدل‌های قابل اعتماد در فضای نرم افزار المان محدود Abaqus به بررسی این تقویت‌ها بپردازیم. در جدول (۶-۱۶) مشخصات و شماره تصویر مربوط به این تقویت‌کننده‌ها آمده است. تصاویر مربوط به این تقویت‌ها در پیوست ۱ آمده‌اند.

جدول (۶-۱۶): روش‌های هدفمند ارائه شده برای تقویت ستون‌های CFST با حجم مشخصی از فولاد

نوع ستون CFST	شماره تقویت	نوع تقویت	شماره شکل	توضیحات بیشتر-(واحدهای cm و cm ² برای طول و سطح مقطع)
قوطی و دایره‌ای	۱	افزایش ضخامت تیوب	پیوست (۸۷-۶)	افزایش ضخامت لوله به سمت داخل از ۰/۵ به ۰/۷۲۷ و قوطی از ۱/۰۷۵ به ۰/۸
قوطی و دایره‌ای	۲	شبکه میلگردی	پیوست (۸۸-۶)	افزودن ۴ میلگرد طولی و ۲ خاموت به ترتیب با سطح مقطع‌های ۰/۵۰۲۶ و ۰/۱۶۱۳ برای ستون دایره‌ای و ۰/۷۸۵۴ و ۰/۴۶۹۵ برای ستون قوطی
قوطی و دایره‌ای	۱-۳ ۲-۳	سخت‌کننده نوری داخلی- نوع ۱-۲ نوار- نوع ۲-۴ نوار	پیوست (۸۹-۶) (۹۰-۶)	۲ قطعه نوری با ابعاد ۰/۶×۳×۲۲/۵ در فاصله ۴/۲ از گوشه مقطع قوطی-۴ قطعه نوری با ابعاد ۰/۶×۱/۵×۲۲/۵ در فواصل ۲/۲ و ۴/۴ از گوشه مقطع قوطی
			پیوست (۸۹-۶) (۹۰-۶)	۲ قطعه نوری با ابعاد ۰/۳۵۶×۳×۱۹/۹۵ در زوایای ۳۰ و ۶۰ درجه نسبت به مرکز ربع دایره-۴ قطعه نوری با ابعاد ۰/۳۵۶×۱/۵×۱۹/۹۵ در زوایای ۱۸، ۳۶، ۵۴ و ۷۲ درجه نسبت به مرکز ربع دایره
قوطی و دایره‌ای	۱-۴ ۲-۴	سخت‌کننده نوری خارجی	پیوست (۹۱-۶) (۹۲-۶)	کاملاً مشابه تقویت‌های شماره ۳ فقط به سمت خارج تیوب
قوطی	۵	سخت‌کننده نوری گوشه‌ای	پیوست (۹۳-۶)	اتصال دو ضلع قوطی به فواصل ۴/۲ از گوشه قوطی- ابعاد نوار ۰/۶۰۶×۵/۹۴×۲۲/۵
دایره‌ای	۶	حلقه دایره‌ای میلگردی داخلی	پیوست (۹۳-۶)	۴ حلقه میلگردی با شعاع ۶/۱۵ و فاصله ۴/۹۸۷۵ به نحوی که در وسط ستون حلقه باشد دارای سطح مقطع ۱/۱۰۲
دایره‌ای و قوطی	۷	خرپا دو و سه بعدی میلگردی	پیوست (۹۴-۶)	بهره‌گیری از خرپا سه بعدی در قوطی-شکل (۹۴-۶)-سطح مقطع میلگرد ۰/۳۴-اتصال دو گوشه ربع دایره با خرپای دو بعدی شکل (۹۴-۶)-سطح مقطع میلگرد ۰/۳۹
دایره‌ای و قوطی	۸	سازه فضایی میلگردی	پیوست (۹۵-۶)	سازه‌های فضایی مطابق شکل (۹۵-۶)-در ستون قوطی (مساحت میلگرد ۰/۴۷) و دایره‌ای (مساحت میلگرد ۰/۲۲)

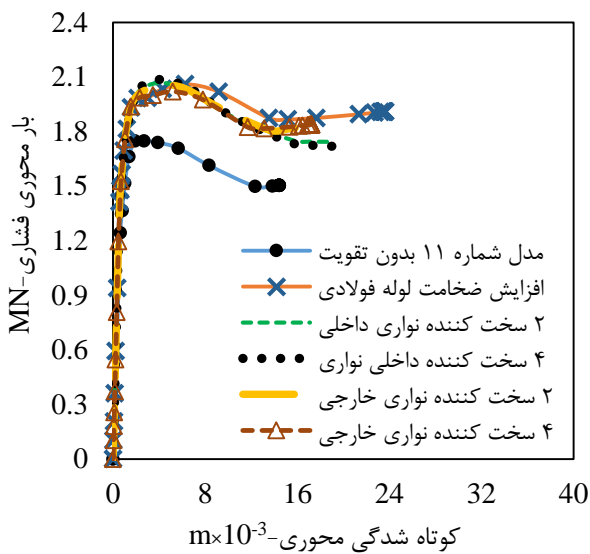
جدول (۶-۱۷): نتایج نهایی مربوط به ۹ راهکار در قالب ۸ روش برای تقویت ستون CFST قوطی و دایره‌ای کوتاه

رتبه از ۹	نسبت مقاومت فشاری ثانویه به اولیه	حداکثر مقاومت فشاری - KN	شماره تقویت	نوع ستون
۴	۱/۱۶۹	۷۸۲۰/۶۵	۱	قوطی
۶	۱/۱۵۷	۷۷۴۴/۲	۲	
۳	۱/۱۹۷	۸۰۱۳/۵۹	۱-۳	
۲	۱/۲۰۴	۸۰۶۰/۳۱	۲-۳	
۷	۱/۱۵۴	۷۷۲۵/۹	۱-۴	
۵	۱/۱۶۶	۷۸۰۳/۰۴	۲-۴	
۱	۱/۲۳۵	۸۲۶۶/۲۵	۵	
۹	۱/۱۳۷	۷۶۱۰/۳۷	۷-خرپا سه بعدی	
۸	۱/۱۴۴	۷۶۵۳/۱۹	۸	
۶	۱/۱۷۸	۲۰۶۰/۱۳	۱	دایره‌ای
۷	۱/۱۷۷	۲۰۵۸/۱۵	۲	
۵	۱/۱۸۲	۲۰۶۶/۱	۱-۳	
۴	۱/۱۹۱	۲۰۸۲/۵۶	۲-۳	
۸	۱/۱۷۶	۲۰۵۷/۱۲	۱-۴	
۹	۱/۱۵۵	۲۰۱۹/۶۷	۲-۴	
۱	۱/۴۵۳	۲۵۴۱/۴۱	۶	
۳	۱/۲	۲۰۹۸/۲۹	۷-خرپا دو بعدی	
۲	۱/۲۲۵	۲۱۴۲/۱۱	۸	

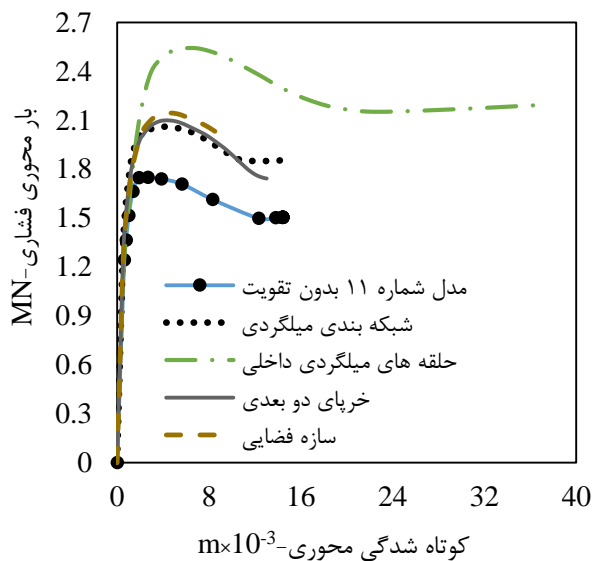
۶-۴-۴ نتایج ارزیابی

نتایج مربوط به حداکثر مقاومت بدست آمده از نمونه‌ها در جدول (۶-۱۷) نشان داده می‌شود. مقایسه نمودارهای مربوطه در اشکال (۶-۳۰) تا (۶-۳۳) نشان داده شده‌اند. باید توجه شود که اعتبار نتایج اعلام شده در این قسمت، در حد نرم افزار Abaqus است. همان طور که مشاهده می‌شود، در مورد ستون FRSCCFST (مدل ۱۱) استفاده از حلقه‌های فولادی میلگردی به نحو قابل توجهی مقاومت محوری ستون تحت فشار را افزایش می‌دهد. پس از آن استفاده از سازه فضایی پیشنهادی بهترین عملکرد را داشته است. در مورد ستون CFST (مدل ۱) به ترتیب سخت‌کننده‌های نواری گوشه‌ای و عمود بر جداره نواری نوع ۲ باعث بیشترین افزایش در مقاومت محوری فشاری ستون شده‌اند. تقویت

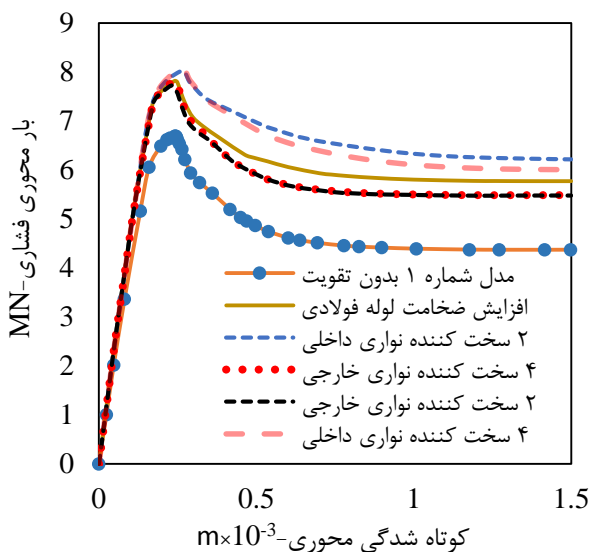
نوع ۵ شکل قوطی فولادی را به دایره نزدیک می‌کند. احتمالاً همین امر موجب بیشترین افزایش مقاومت در آن می‌شود. مودهای گسیختگی تمامی نمونه‌ها در پیوست ۱ آمده‌اند. یکی از شاخص‌ترین آنها مود گسیختگی تقویت شماره ۶ (ستون FRSCCFST) است که لوله فولادی در فضای بین میلگردها کمانش‌های خارجی متوالی را تجربه کرده است. این موضوع نشان می‌دهد که در این حالت لوله فولادی به بهترین شکل انرژی ناشی از بارگذاری را در سراسر طول خود جذب می‌کند.



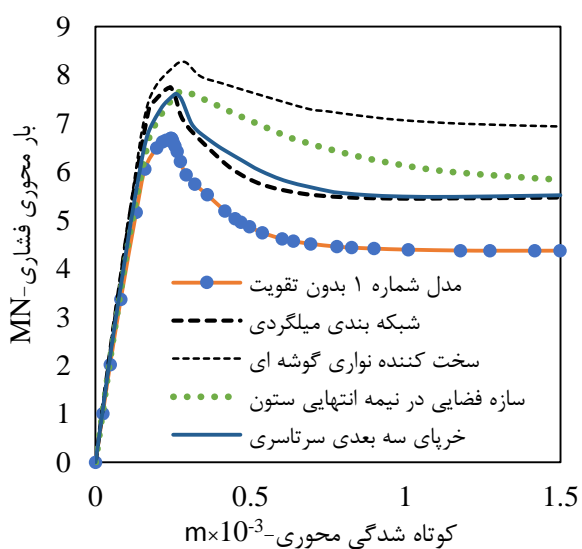
شکل (۶-۳۱): مقایسه ۵ روش تقویتی با حالت پایه در مدل شماره ۱۱



شکل (۶-۳۰): مقایسه ۴ روش تقویتی با حالت پایه در مدل شماره ۱۱



شکل (۶-۳۳): مقایسه ۵ روش تقویتی با حالت پایه در مدل شماره ۱



شکل (۶-۳۲): مقایسه ۴ روش تقویتی با حالت پایه در مدل شماره ۱

فصل هفتم: نتایج و پیشنهادهایی برای کار

بیشتر

فصل هفتم: نتیجه‌گیری‌ها و پیشنهاده‌ها

در این پایان‌نامه نتایج حاصل از ایجاد ۴۰۱ مدل و ۴۲۶ اجرای هدفمند، در فضای نرم افزار المان محدود Abaqus، در فصل ۶ و پیوست ۱ ارائه شده است. بر همین مبنا خلاصه این نتایج در سه بخش به شرح زیر بیان می‌شوند:

۷-۱ نتایج مدل‌سازی اولیه و مطالعات پارامتری مربوط به آن

در تمام مدل‌های ارائه شده تطابق خوبی بین رفتار منحنی بار-جاب‌جایی و نتایج حاصل از مدل‌سازی وجود دارد. حداکثر بار قابل تحمل ستون‌های CFST پر شده با بتن‌های با و بدون الیاف کم و پر-مقاومت غیر خودتراکم یا خودتراکم با دقت بالای ۹۰ در تمامی مدل‌ها پیش‌بینی می‌شوند.

مدل تجربی بتن محصورشده تأثیر زیادی روی مدل‌سازی‌های مربوط به رفتار فشاری محوری ستون‌های CFST یا FRSCCFST دارد. هر مدل بتن محصورشده ساده یا الیافی می‌تواند از چهار قسمت تشکیل شود. قسمت نخست معادله ورودی مربوط به کرنش‌های متناظر با تنش‌های بتن بدون الیاف است. قسمت دوم حداکثر تنش و کرنش مربوط به بتن محصورشده است. قسمت سوم رفتار قبل و قسمت آخر رفتار پس از نقطه تنش حداکثر بتن محصورشده است. در این سه قسمت به ترتیب معادله‌های مربوط به Xiao, Tasdemir و Popivics و همراه Mander مؤثرترین روابط برای مدل‌سازی بتن محصورشده هستند. در قسمت آخر هر دو معادله مربوط به محققان Binici, Tao، به همراه Xiao و Hu, Ellobody همراه Mander، هر یک در بخشی از مدل‌ها نسبت به دیگری بهتر بودند.

مشخص گردید که مدل پلاستیک آسیب‌دیده مدل تواناتری (استفاده در ۱۰ مدل) نسبت به مدل دراکر-پراگر (استفاده در ۳ مدل) است. همچنین با توجه به مطالعات پارامتری صورت گرفته روی پارامترهای اساسی مدل دراکر-پراگر، پارامتر ψ بیشترین اثر را روی رفتار ستون FRSCCFST دارد. بعد از آن پارامتر ϕ بیشترین اثر را دارد. همچنین معلوم شد که اثر پارامتر K روی رفتار ستون اندک است. زاویه اتساع در مدل دراکر-پراگر، برای ستون‌های قوطی ۵ و دایره‌ای بین ۵ تا ۲۰ درجه، پارامتر

K برای تمام مدل‌ها ۰/۸ و زاویه ϕ برای ستون‌های قوطی ۱۰ و برای دایره‌ای شکل ۵۰ درجه به بالا پیشنهاد می‌شود. همچنین در مدل پلاستیک آسیب‌دیده مشخص گردید که پارامتر K_c بیشترین اثر را روی رفتار ستون CFST دارد. پس از آن پارامتر f_{b0}/f_{c0} قرار دارد. تغییرات زاویه ψ کمترین اثر را روی مدل داشت. زاویه اتساع مناسب در مدل پلاستیک آسیب‌دیده برای بتن‌های با و بدون الیاف کم مقاومت بین ۱۵ تا ۲۵ درجه و پر مقاومت ۴۰ تا ۵۵ درجه پیشنهاد می‌شود. بهترین مقادیر f_{b0}/f_{c0} ، K_c ، خروج از مرکزیت و پارامتر ویسکوزیته هم در این مدل بتن به ترتیب ۱/۱۶، بین ۰/۶۶۷ تا ۰/۷۵، ۰/۱ و صفر پیشنهاد می‌گردد.

استفاده از مدل‌های یک هشتم باعث کاهش تعداد المان‌ها، کاهش فضای ذخیره سازی و سیستم مورد نیاز برای تحلیل و بخصوص افزایش سرعت محاسبات در این مدل‌ها شده است. البته باید در نظر داشت که نوع گسیختگی نهایی ستون می‌تواند با عمل کوچک سازی هندسه مدل تغییر کند. همچنین اثر بارهای خروج از محور تنها با مدل‌های دارای هندسه کامل محاسبه می‌شوند. به این قبیل موارد نیز باید توجه کرد.

مقایسه نتایج دو سبک بارگذاری Static Riks و General Static، دو رفتار تماسی Surface to Surface و General، تغییر نوع المان بتن از C3D8R به C3D10 و لوله فولادی از S4R به S3 و افزایش ۸ برابری و کاهش ۰/۳۸ برابری تعداد مش‌ها در مورد مدل شماره ۱ (در سبک بارگذاری General Static) نشان می‌دهد که حداکثر مقاومت و رفتار منحنی بار-جاب‌جایی در مورد آنها تفاوت کمی با هم داشته به نحوی که تمام آنها قابل چشم پوشی هستند. همچنین مشخص شد که احتمالاً سبک بارگذاری Static Riks و تماس نوع Surface to Surface هم خوانی ندارند. معین شد که زمان حل مسئله در سبک General Static کمتر از سبک Static Riks است. بنابراین سبک اول بر سبک دوم برتری دارد. تغییر نوع المان نشان داد که تحت شرایط مشابه امکان اجرای مدل به صورت کامل با انواع گوناگون المان‌ها وجود ندارد.

مودهای گسیختگی، تقریباً در تمامی نمونه‌ها تطابق خوبی با رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی دارند.

در مجموع دو مود گسیختگی در ستون‌های کوتاه و یک مود گسیختگی در ستون متوسط مرکب مشاهده گردید. مود گسیختگی کمانش خارجی تیوب فولادی به همراه خرد شدگی بتن داخلی روی همان سطح رایج‌ترین مود گسیختگی ستون‌های مرکب کوتاه CFST یا FRSCCFST است. مقایسه حداکثر مقاومت‌های آزمایشگاهی با مدل‌سازی‌ها و فرمول مشترک آیین‌نامه‌های ACI/AS و فرمول آیین‌نامه AIJ نشان می‌دهند که مدل‌های ارائه شده هم در مورد ستون‌های کوتاه قوطی و دایره‌ای عملکرد قابل اطمینانی دارند. همچنین مشخص شد که هر دو فرمول مربوط به آیین‌نامه‌های AIJ و ACI/AS در مورد ستون‌های قوطی CFST نتایج قابل قبولی ارائه می‌دهند. اما فرمول مشترک آیین‌نامه‌های ACI/AS در مورد ستون‌های دایره‌ای به علت عدم در نظر گرفتن محصوریت لوله نتایج محافظه کارانه‌ای را ارائه می‌دهد. بر خلاف این فرمول مشترک، فرمول AIJ با محاسبه اثر محصوریت لوله، در مورد CFST دایره‌ای هم نتایج خوبی را ارائه می‌دهد.

تغییر مقدار ضریب اصطکاک بین فولاد و بتن در ستون‌های کوتاه CFST اثر ناچیزی روی حداکثر مقاومت و رفتار منحنی ستون تحت فشار محوری دارد (حدود ۱ درصد یا کمتر). با توجه به کم بودن طول ستون‌ها، به نظر می‌رسد لغزش کمی بین جداره لوله و بتن داخلی اتفاق می‌افتد. به همین جهت تغییر مقدار ضریب اصطکاک اثر ناچیزی روی حداکثر مقاومت ستون دارد.

مطالعه اثرات تنش‌های پسماند و عیب هندسی اولیه نشان می‌دهد که اثر هر کدام از آنها روی مقاومت نهایی ستون، کمتر از ۲ درصد است. اثر همزمان هر دو نیز کمتر از ۴ درصد روی مقاومت نهایی ستون تأثیر می‌گذارد. بنابراین اثرات آنها سبب افزایش دقت مدل‌سازی می‌گردد؛ هرچند که در فرآیند مدل‌سازی می‌توان از اثرات آنها چشم‌پوشی کرد.

۷-۲ نتایج مطالعات پارامتری مکانیکی و هندسی مدل

افزایش مقاومت بتن، فولاد، افزایش ضخامت تیوب فولادی، افزودن الیاف فولادی به بتن، زیاد کردن قطر یا عرض خارجی و کاهش ارتفاع همگی موجب افزایش مقاومت فشاری، جذب انرژی و

شکل‌پذیری ستون FRSCCFST می‌شوند. در این میان اگر درصد تغییرات این پارامترها کم باشد، مؤثرترین راه افزودن الیاف و چنانچه درصد تغییرات زیاد باشد، با توجه به محدودیت درصد الیاف، بهترین راه افزایش قطر خارجی ستون و پس از آن افزایش مقاومت فولاد لوله است. هرچند افزایش مقاومت فشاری ناشی از افزودن الیاف به علت محدودیت درصد حجمی ناچیز است، حضور آنها در مرحله پس از بار حداکثر ستون می‌تواند موجب افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی ستون شود.

افت ناگهانی مقاومت در ستون‌های مرکب قوطی شکل کوتاه احتمالاً اتفاق می‌افتد. هرچه ضخامت تیوب فولادی کمتر باشد، این افت مقاومت تشدید می‌شود. به نحوی که حتی در ستون‌های مرکب متوسط دایره‌ای FRCFST دارای لوله جدار نازک، افت مقاومت ناگهانی با توجه به مدل‌ها اتفاق افتاد. افت ناگهانی مقاومت مطلوب نیست. لذا وجود یک حد مشخص برای ضخامت تیوب پیشنهاد می‌شود. اعمال بار خروج از محور حتی به میزان اندک، مقاومت محوری ستون و ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری آن به مقدار قابل توجهی کاهش می‌دهد.

۳-۷ نتایج تقویت ستون

اعتبار نتایج این قسمت در حد نرم افزار Abaqus است. در ستون FRSCCFST دایره‌ای استفاده از حلقه‌های فولادی میلگردی بیش از ۴۵ درصد مقاومت محوری ستون تحت فشار را افزایش می‌دهد. پس از آن استفاده از سازه فضایی پیشنهادی با ۲۲/۵ درصد بهترین عملکرد را داشته است. در مورد ستون CFST قوطی به ترتیب سخت‌کننده‌های نواری گوشه‌ای با ۲۳/۵ درصد و سخت‌کننده‌های عمود بر جداره دنده‌ای نوع ۲ با ۲۰/۴ درصد، باعث بیشترین افزایش در مقاومت محوری فشاری ستون شده‌اند. یکی از شاخص‌ترین مودهای گسیختگی مربوط به حلقه‌های فولادی میلگردی مربوط به ستون FRSCCFST است که لوله فولادی در فضای بین میلگردها کمانش‌های خارجی متوالی را تجربه کرده است. این موضوع نشان می‌دهد که در این حالت لوله فولادی به بهترین شکل انرژی ناشی از بارگذاری

را در سراسر طول خود جذب می‌کند. به نظر می‌رسد یکی از علت‌های افزایش بیش از حد مقاومت محوری ستون در مورد این نمونه، همین رفتار فولاد باشد. همچنین استفاده از تقویت نواری گوشه‌ای در ستون‌های قوطی شکل، هندسه آن را به دایره نزدیک می‌کند. بنابراین به نظر می‌رسد که خصوصیات مقاومتی و هندسی قوطی جدید به خصوصیات متناظر در لوله فولادی نزدیک می‌شود. احتمالاً یکی از علل افزایش مقاومت بیشتر این حالت، همین مورد بوده است.

۴-۷ پیشنهادات

با توجه به مطالعات انجام شده، بررسی موارد زیر پیشنهاد می‌شوند:

- ۱- رفتار ستون‌های بلند CFST پر شده با انواع بتن‌های مختلف از جمله بتن‌های الیافی
- ۲- رفتار ستون‌های متوسط و بلند CFST تحت بارهای خروج از محور با در نظر گرفتن اثر حضور و عدم حضور الیاف
- ۳- رفتار ستون‌های مرکب کوتاه، متوسط و بلند SRC با در نظر گرفتن اثر حضور و عدم حضور الیاف
- ۴- اثر سخت‌کننده‌های حلقه‌ای در انواع ستون‌های مرکب با در نظر گرفتن اثر حضور و عدم حضور الیاف
- ۵- اثر سخت‌کننده‌های دنده‌ای عمود بر جداره و گوشه‌ای در انواع ستون‌های مرکب با در نظر گرفتن اثر حضور و عدم حضور الیاف
- ۶- اثر استفاده از برشگیرهای مختلف روی رفتار ستون CFST تحت بارهای خارج از محور
- ۷- اثر حضور خرپا و سازه فضایی در انواع ستون‌های مرکب با در نظر گرفتن اثر حضور و عدم حضور الیاف
- ۸- میزان مقاومت خمشی و کششی اعضای مرکب با در نظر گرفتن اثر حضور و عدم حضور الیاف
- ۹- رفتار ستون‌های مرکب DSCFST تحت انواع بارگذاری‌ها مخصوصاً بارگذاری حرارتی با در نظر گرفتن اثر حضور و عدم حضور الیاف
- ۱۰- بررسی اثر رفتار بتن دوبار محصور شده توسط لوله فولادی در ستون‌های CFST

پیوست ۱ (در ادامه فصل ۶)

پیوست اول: در ادامه فصل ششم

۶-۵ مدل های بتن محصور شده مربوط به ۷ مدل باقی مانده

با توجه به ارائه ۶ مدل بتن در قسمت های قبلی، مشخص شده است که هر مدل بتن محصور شده عمدتاً از چهار بخش تشکیل می شود. بر همین مبنا و با توجه به فرمول های اعلام شده در بخش های قبلی، در جدول (۶-۱۸) تمام معادلات مربوط به ۷ مدل دیگر با توجه به شماره گذاری انجام شده مدل ها در جداول (۵-۱) و (۵-۲) و همچنین شماره گذاری روابط فصل ۵ بیان می گردند. در ادامه معادله (۶-۶) که پوشش داده نشده است، ذکر می شود. جهت آشنایی با پارامترهای این معادله به مرجع [۶۸] مراجعه شود.

جدول (۶-۱۸): معادلات تجربی مختلف بکار رفته در ۷ شبیه سازی دیگر با توجه به ترتیب روابط ارائه شده در فصل ۵

شماره مدل	حداکثر تنش - کرنش بتن ساده یا الیافی	حداکثر تنش-کرنش بتن ساده یا الیافی محصور شده	شاخه قبل از تنش حداکثر	شاخه بعد از تنش - حداکثر
۲	۴-۵	۵-۵ و ۶-۵ و ۷-۵ و ۸-۵	۹-۵ و ۱۰-۵ و ۱۱-۵	۱۲-۵ و ۱۳-۵ و ۱۴-۵
۴	۴-۵	۵-۵ و ۶-۵ و ۷-۵ و ۸-۵	۹-۵ و ۱۰-۵ و ۱۱-۵	۱۲-۵ و ۱۳-۵ و ۱۴-۵
۵	۴-۵ و ۳۲-۵ و ۳۳ و ۳۴-۵	۵-۵ و ۶-۵ و ۶-۶	قسمت خطی توسط Hu	۱۲-۵ و ۱۳-۵ و ۱۴-۵
۷	۴-۵	۵-۵ و ۶-۵ و ۷-۵ و ۸-۵	۹-۵ و ۱۰-۵ و ۱۱-۵	۱۷-۵ و ۱۸-۵ و ۱۹-۵
۸	۴-۵	۵-۵ و ۶-۵ و ۷-۵ و ۸-۵	۹-۵ و ۱۰-۵ و ۱۱-۵	۱۷-۵ و ۱۸-۵ و ۱۹-۵
۱۰	۴-۵	۵-۵ و ۶-۵ و ۷-۵ و ۸-۵	۹-۵ و ۱۰-۵ و ۱۱-۵	۱۲-۵ و ۱۳-۵ و ۱۴-۵
۱۳	۰/۰۰۶۱	۲۱-۵ و ۳۶-۵	۹-۵ و ۱۰-۵ و ۱۱-۵ و ۲-۶	۳-۶

$$\begin{cases} f_r/f_y = 0.055048 - 0.001885 \times (B/t) & (17 \leq B/t \leq 29.2) \\ f_r/f_y = 0 & (29.2 \leq B/t \leq 150) \end{cases} \quad (6-6)$$

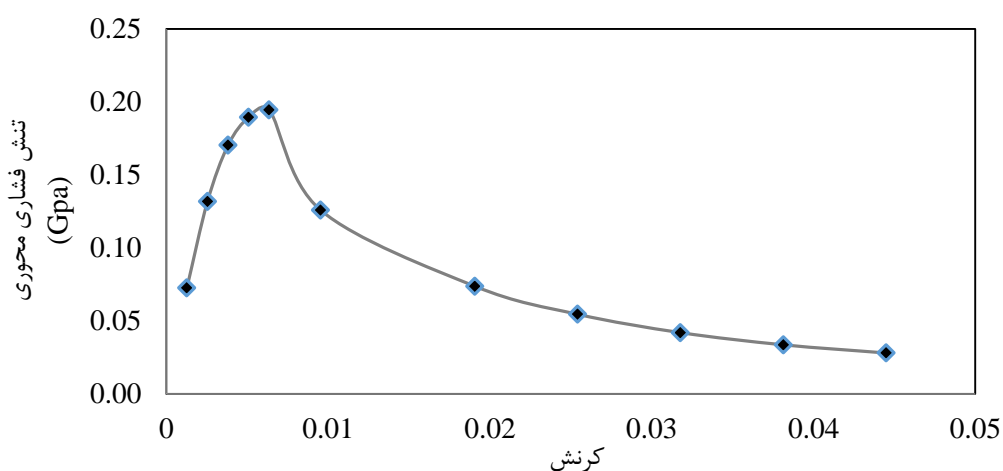
۶-۶ صحت‌سنجی مربوط به ۷ مدل و نمودارهای بتن محصورشده

تمام شبیه‌سازی‌ها

در ادامه صحت‌سنجی‌های مربوط به ۷ شبیه‌سازی باقی‌مانده از فصل ۶ به همراه نمودار مدل‌های

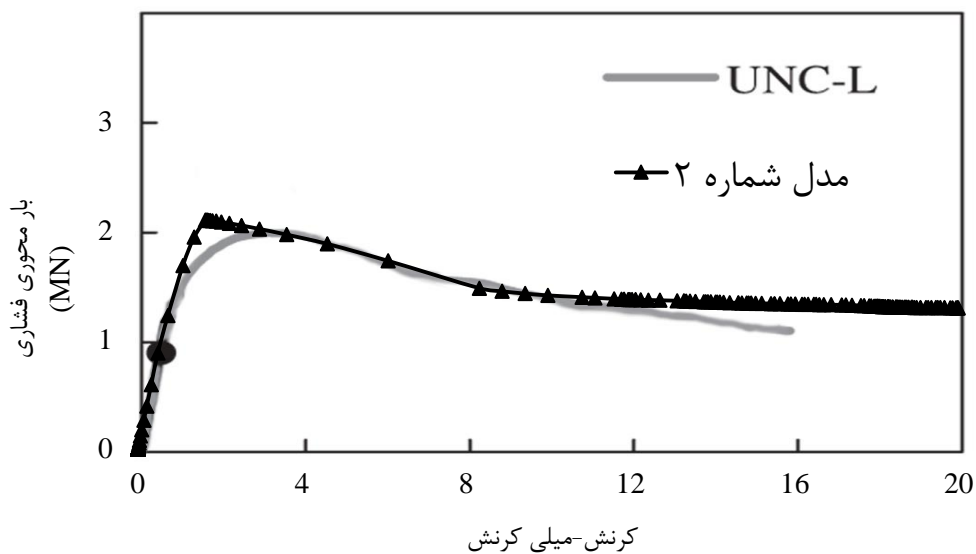
بتن محصورشده تمامی ۱۳ مدل ارائه شده، نشان داده می‌شوند.

۶-۶-۱ مدل‌سازی شماره ۱

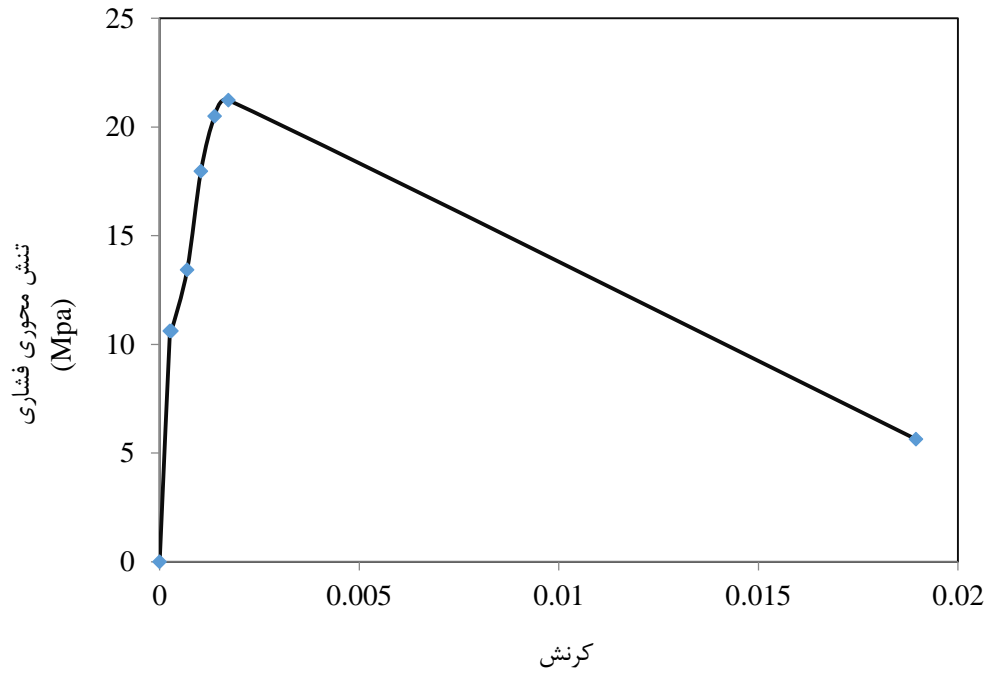


شکل (۶-۳۴): منحنی بتن پر مقاومت محصورشده در مدل شماره ۱

۶-۶-۲ مدل‌سازی شماره ۲

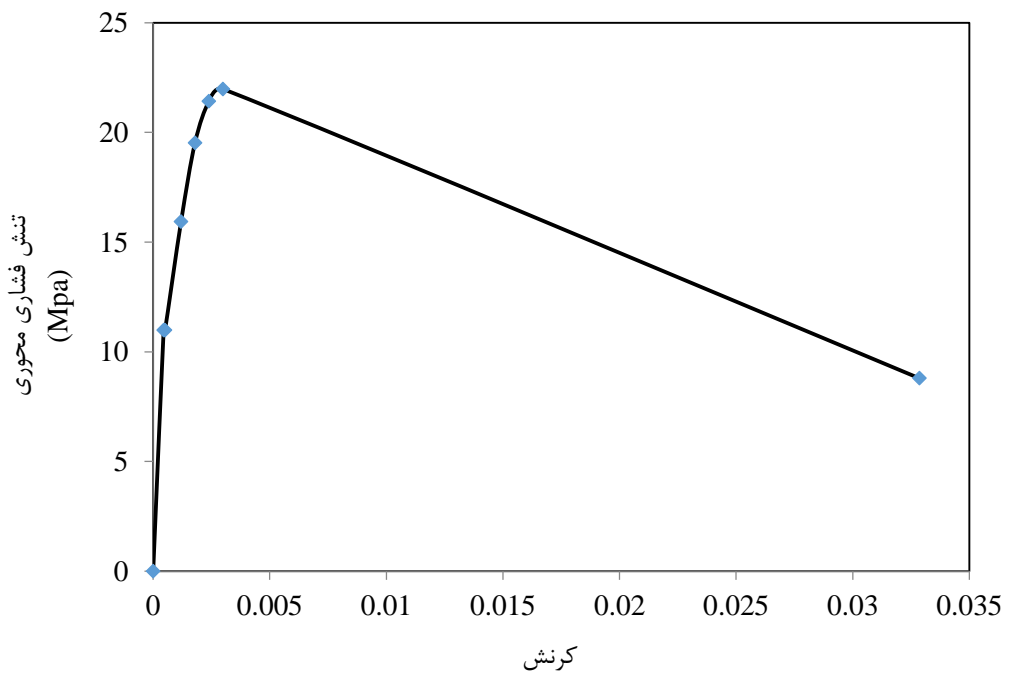


شکل (۶-۳۵): مقایسه مدل شماره ۲ با نمونه آزمایشگاهی UNC-L



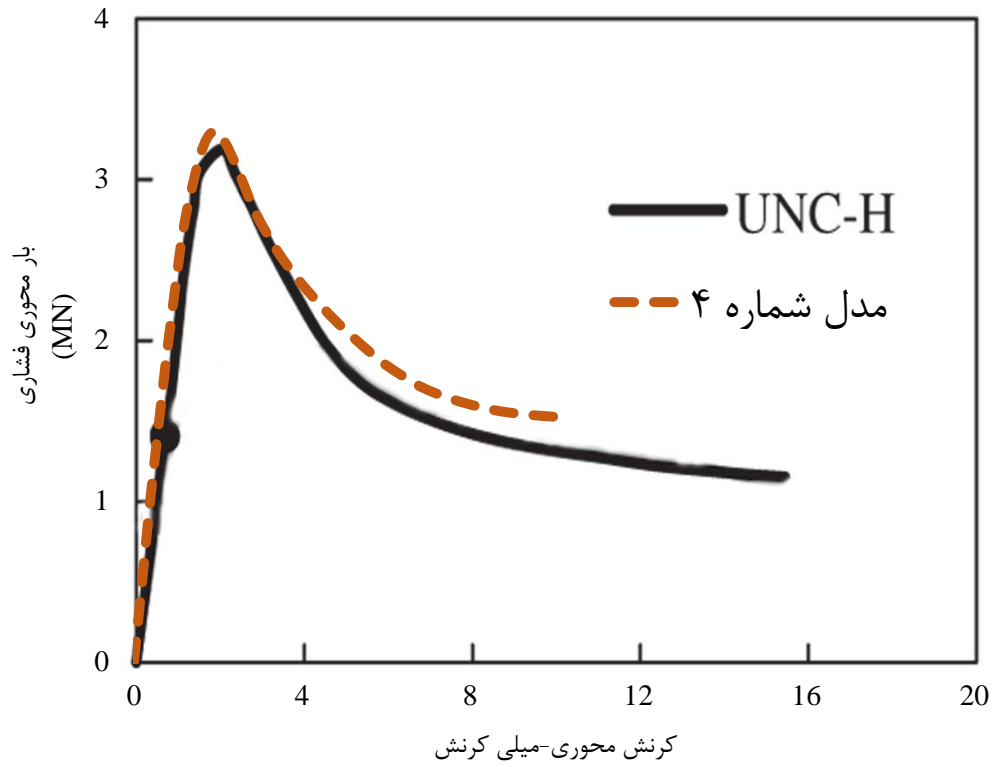
شکل (۳۶-۶): منحنی بتن کم مقاومت محصورشده در مدل شماره ۲

۳-۶-۶ مدل سازی شماره ۳

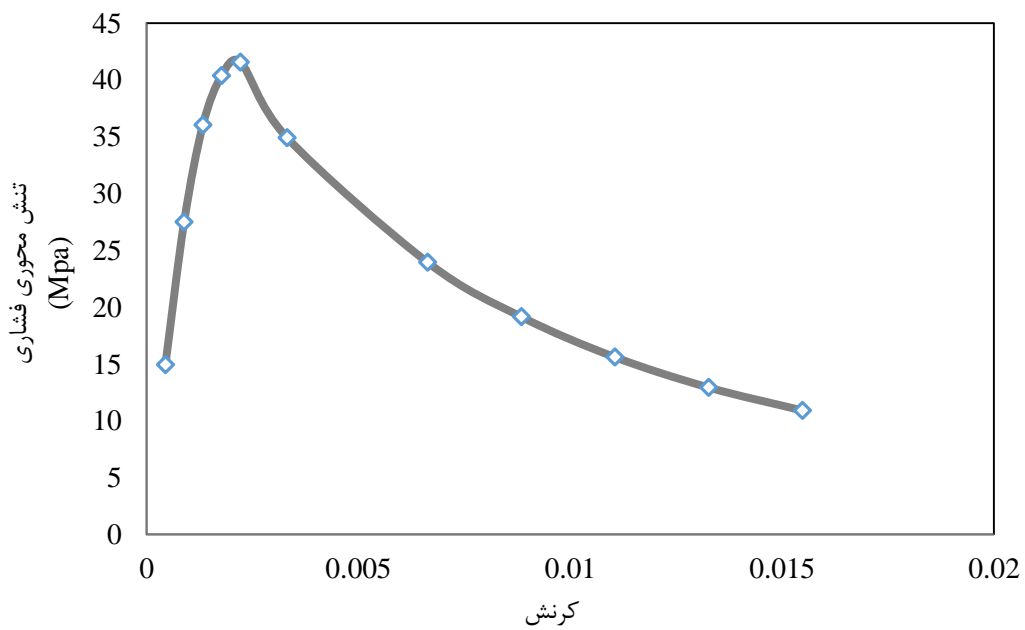


شکل (۳۷-۶): منحنی بتن کم مقاومت الیافی محصورشده دارای ۲ درصد حجمی الیاف فولادی
قلابدار در مدل شماره ۳

۴-۶-۶ مدل سازی شماره ۴

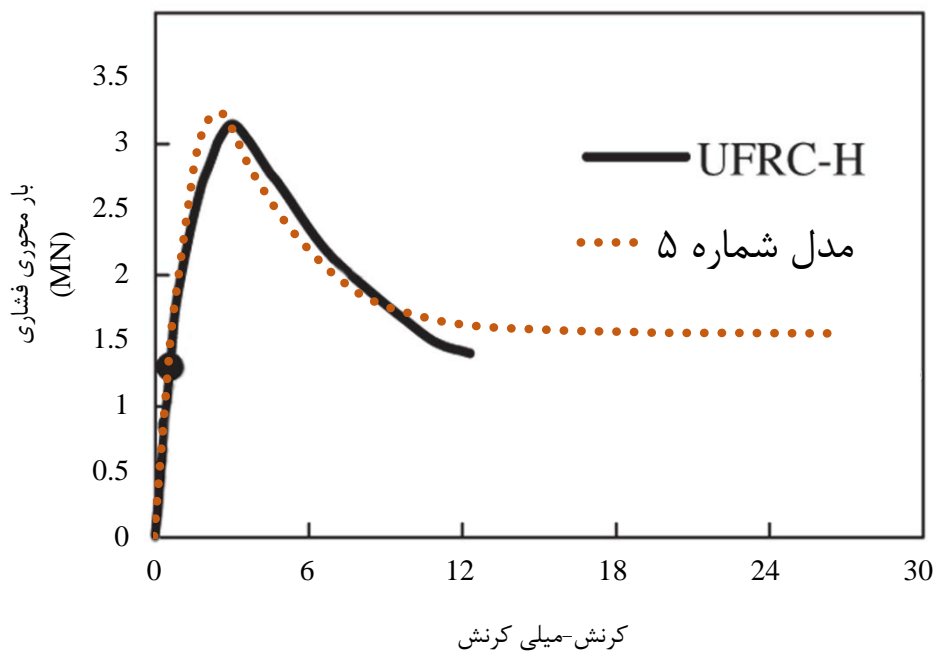


شکل (۶-۳۸): مقایسه مدل شماره ۴ با نمونه آزمایشگاهی UNC-H

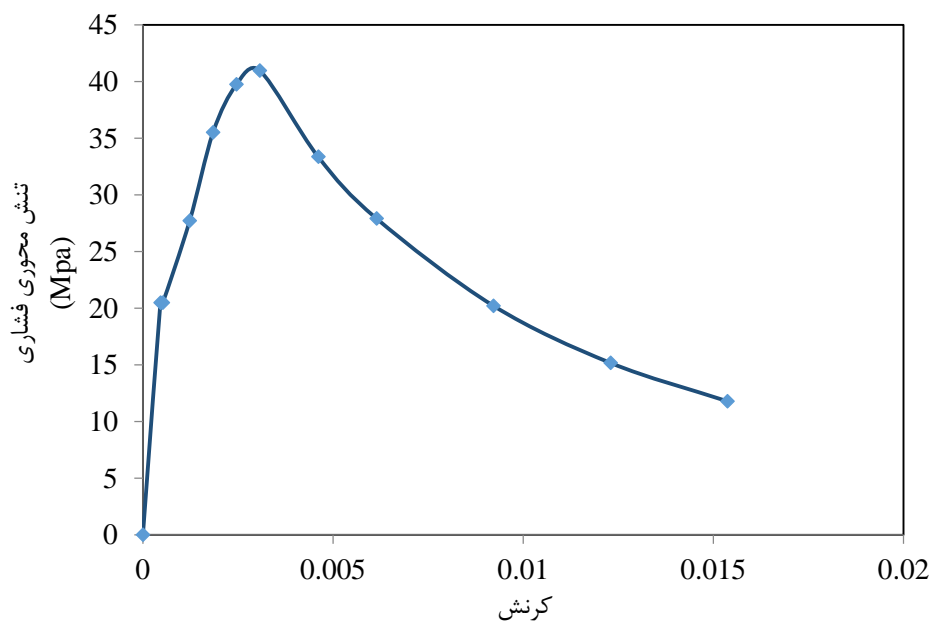


شکل (۶-۳۹): منحنی بتن پر مقاومت محصورشده در مدل شماره ۴

۵-۶-۶ مدل سازی شماره ۵

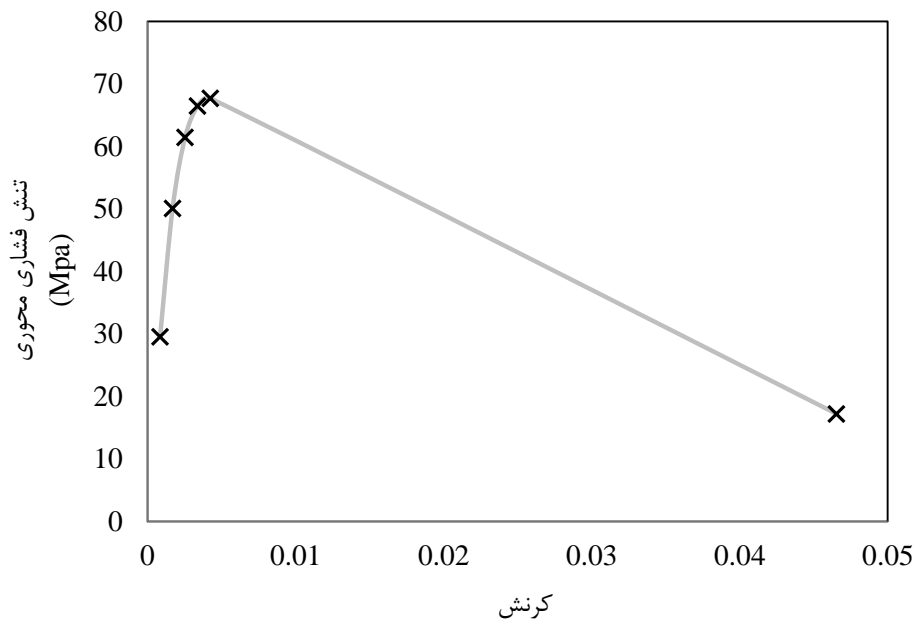


شکل (۶-۴۰): مقایسه مدل شماره ۵ با نمونه آزمایشگاهی UFRC-H



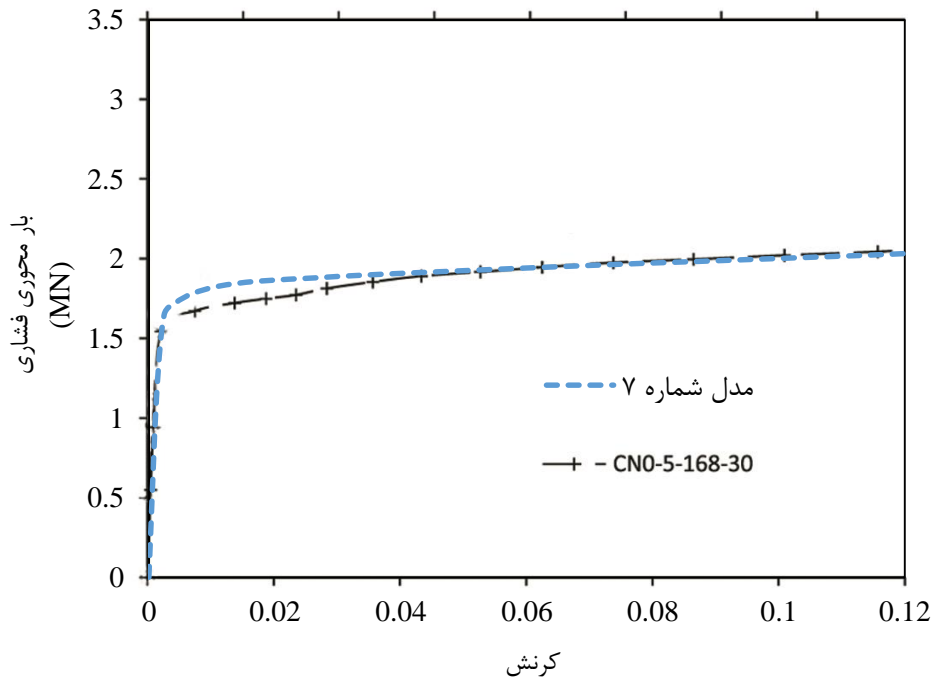
شکل (۶-۴۱): منحنی بتن الیافی پر مقاومت محصورشده در مدل شماره ۵ دارای ۱/۶ درصد حجمی الیاف فولادی قلابدار

۶-۶-۶ مدل سازی شماره ۶

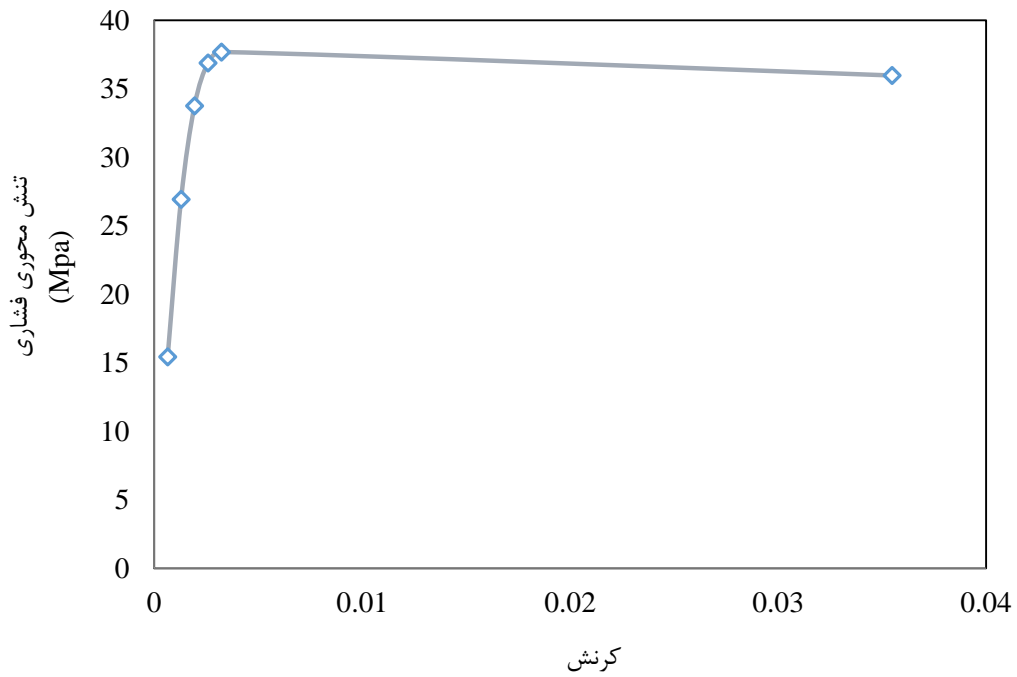


شکل (۶-۴۲): منحنی بتن خودتراکم پر مقاومت محصورشده در مدل شماره ۶

۷-۶-۶ مدل سازی شماره ۷

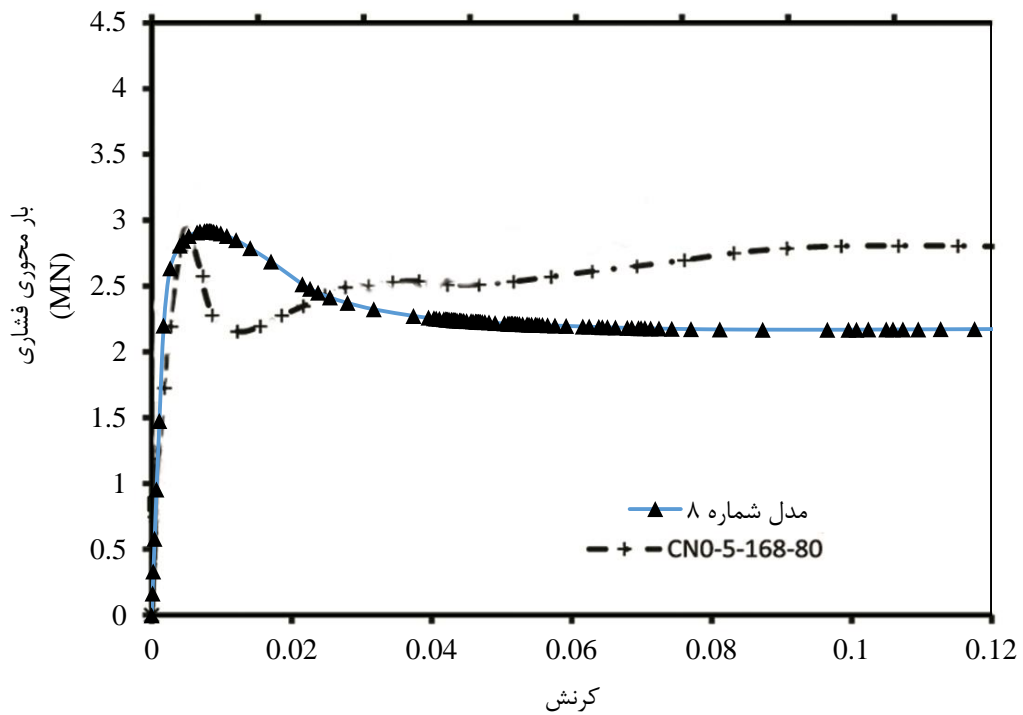


شکل (۶-۴۳): مقایسه مدل شماره ۷ با نمونه آزمایشگاهی CN0-5-168-30

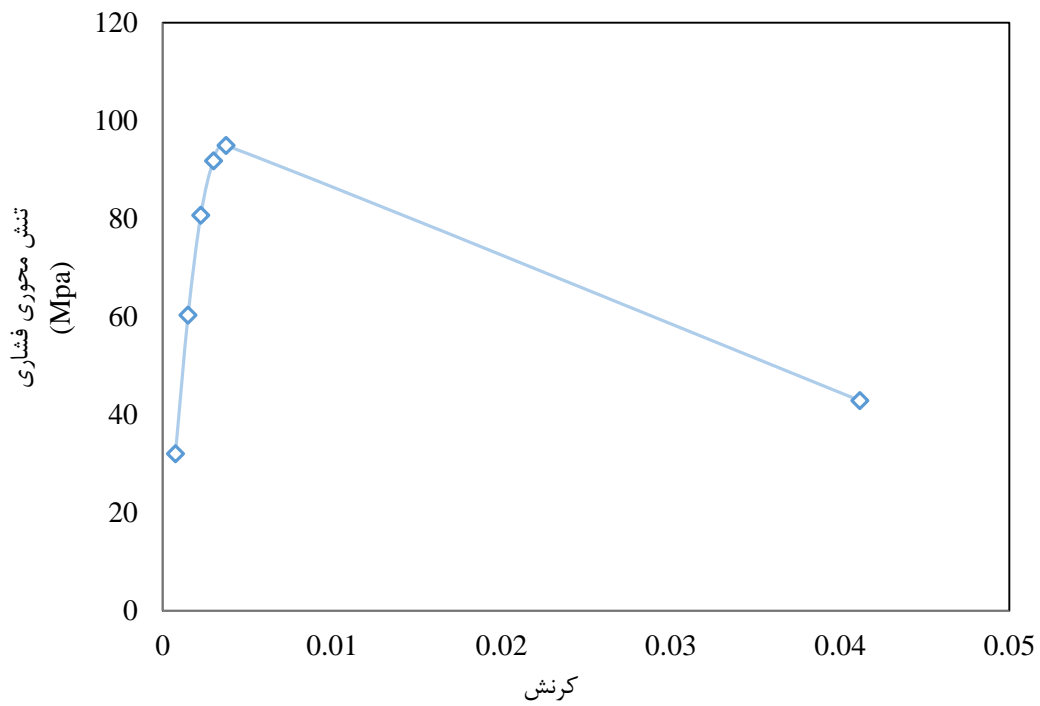


شکل (۴۴-۶): منحنی بتن کم مقاومت محصورشده در مدل شماره ۷

۸-۶-۶ مدل سازی شماره ۸

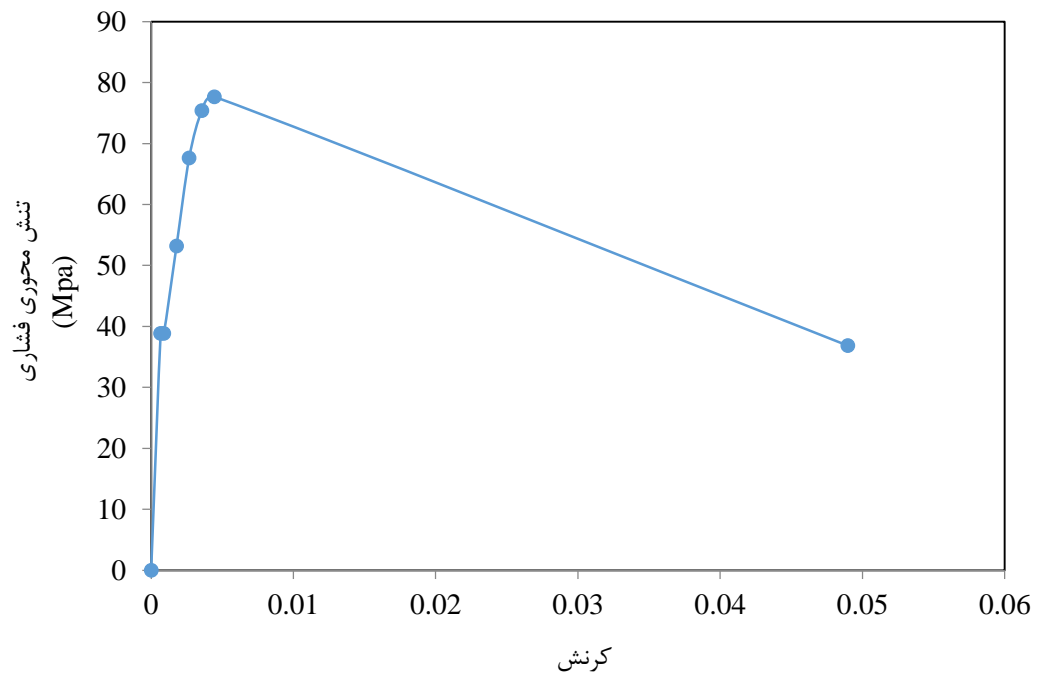


شکل (۴۵-۶): مقایسه مدل شماره ۸ با نمونه آزمایشگاهی CNO-5-168-80



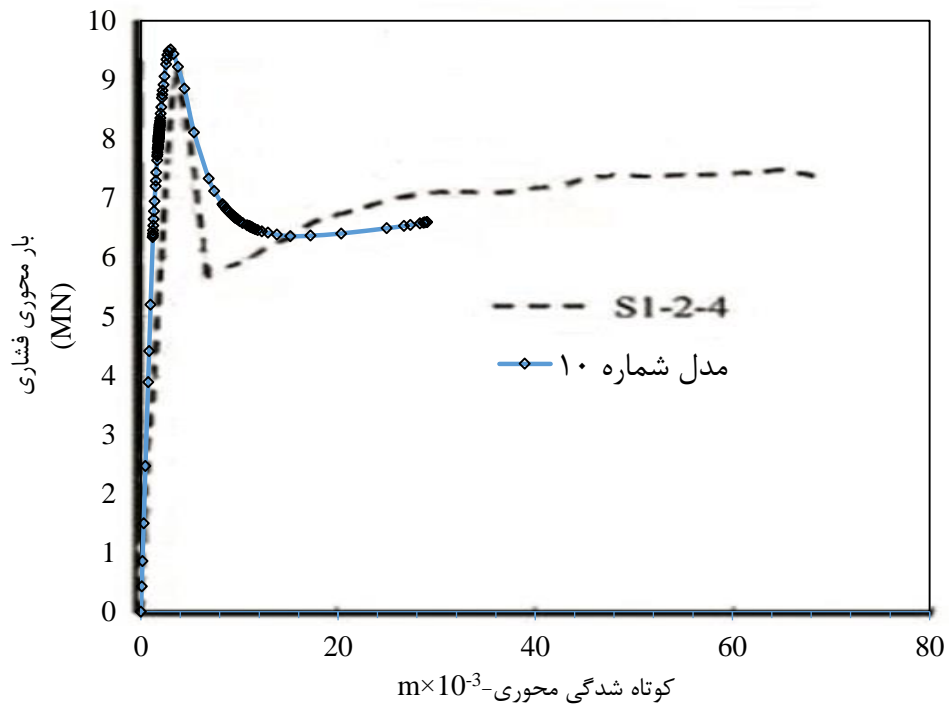
شکل (۶-۴۶): منحنی بتن پر مقاومت محصورشده در مدل شماره ۸

۹-۶-۶ مدل سازی شماره ۹

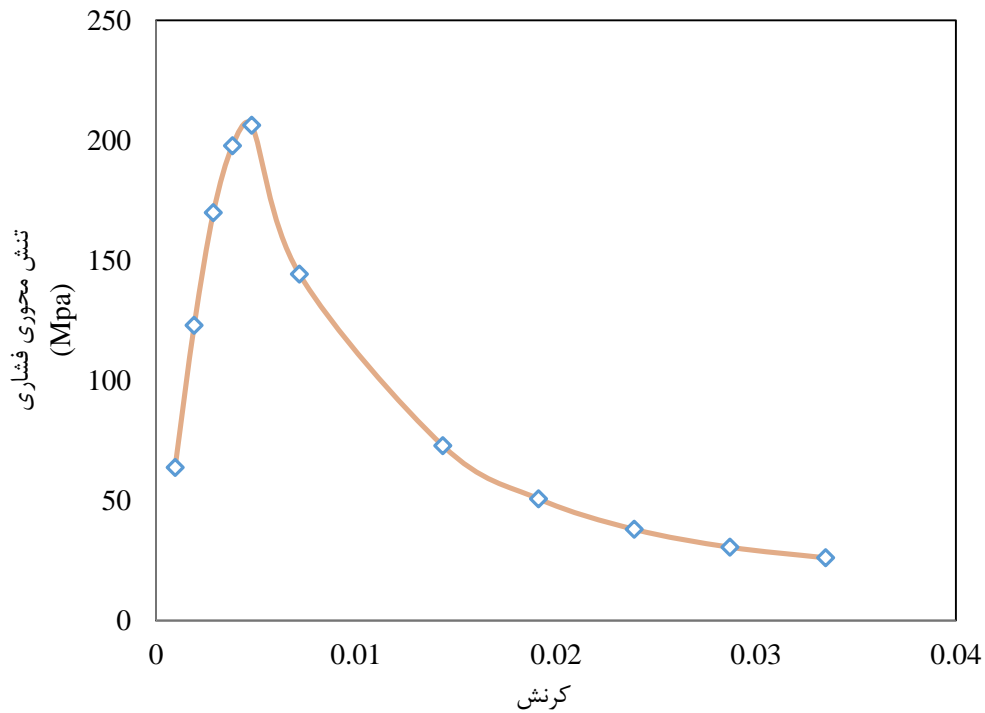


شکل (۶-۴۷): منحنی بتن خودتراکم کم مقاومت محصورشده در مدل شماره ۹

۱۰-۶-۶ مدل سازی شماره ۱۰

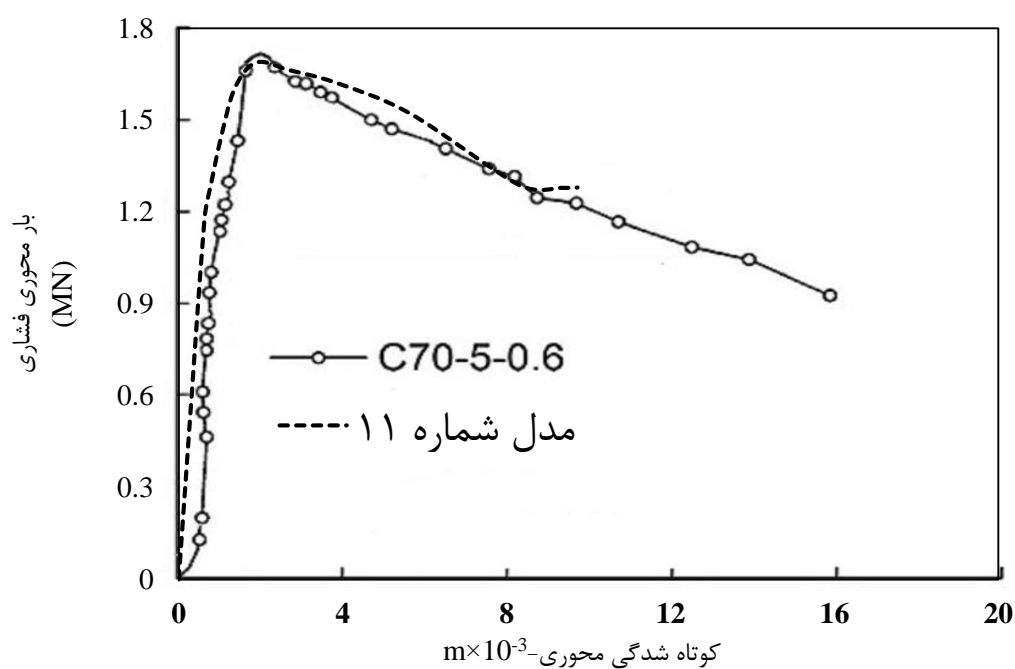


شکل (۶-۴۸): مقایسه مدل شماره ۱۰ با نمونه آزمایشگاهی متناظر آن دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف فولادی صاف

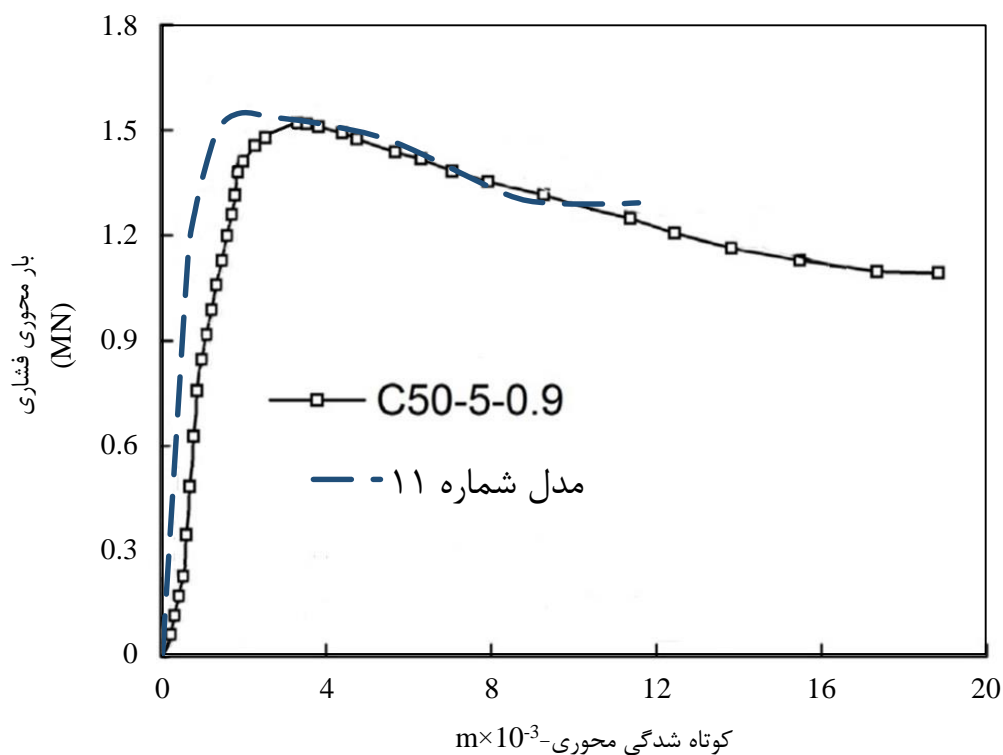


شکل (۶-۴۹): منحنی بتن پر مقاومت الیافی محصورشده در مدل شماره ۱۰ دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف فولادی صاف

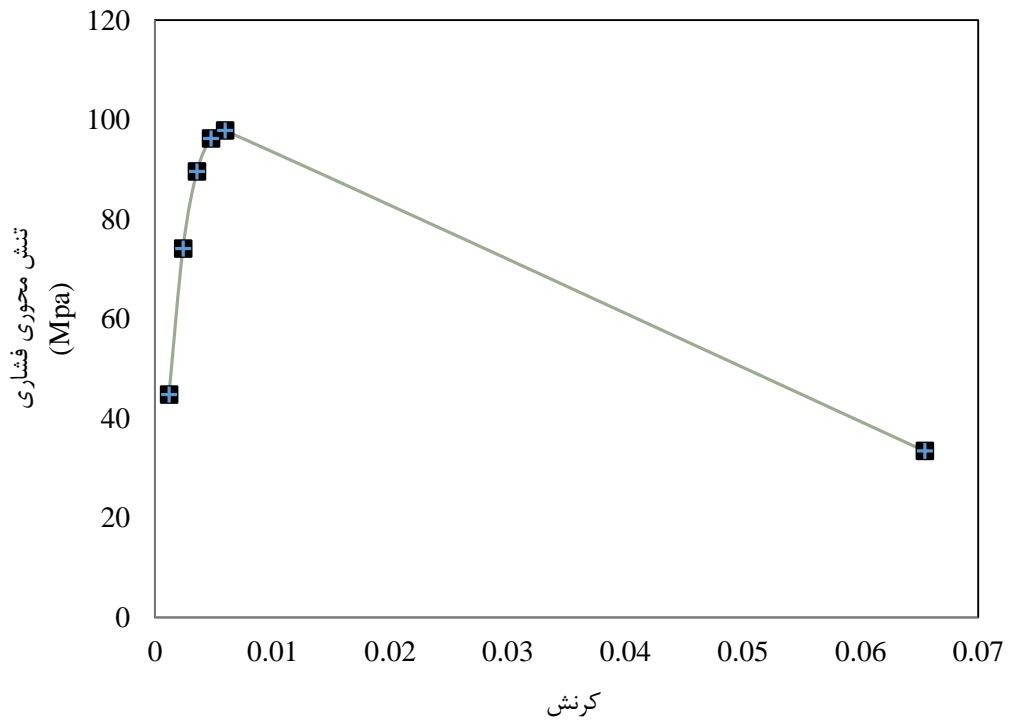
۶-۶-۱۱ مدل سازی شماره ۱۱



شکل (۶-۵۰): مقایسه مدل شماره ۱۱ با نمونه آزمایشگاهی C70-5-0.6 که دارای ۰/۶ درصد الیاف فولادی، مقاومت بتن ۷۰ مگاپاسکال و ضخامت لوله ۰/۰۵ متر

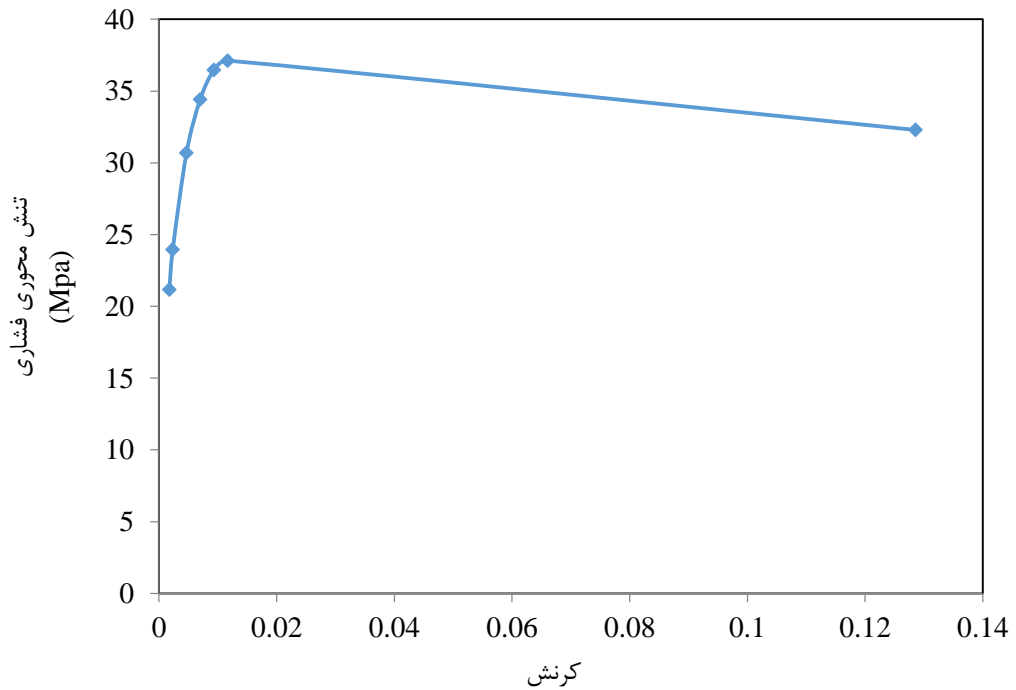


شکل (۶-۵۱): مقایسه مدل شماره ۱۱ با نمونه آزمایشگاهی C50-5-0.9 که دارای ۰/۹ درصد الیاف فولادی، مقاومت بتن ۵۰ مگاپاسکال و ضخامت لوله ۰/۰۵ متر

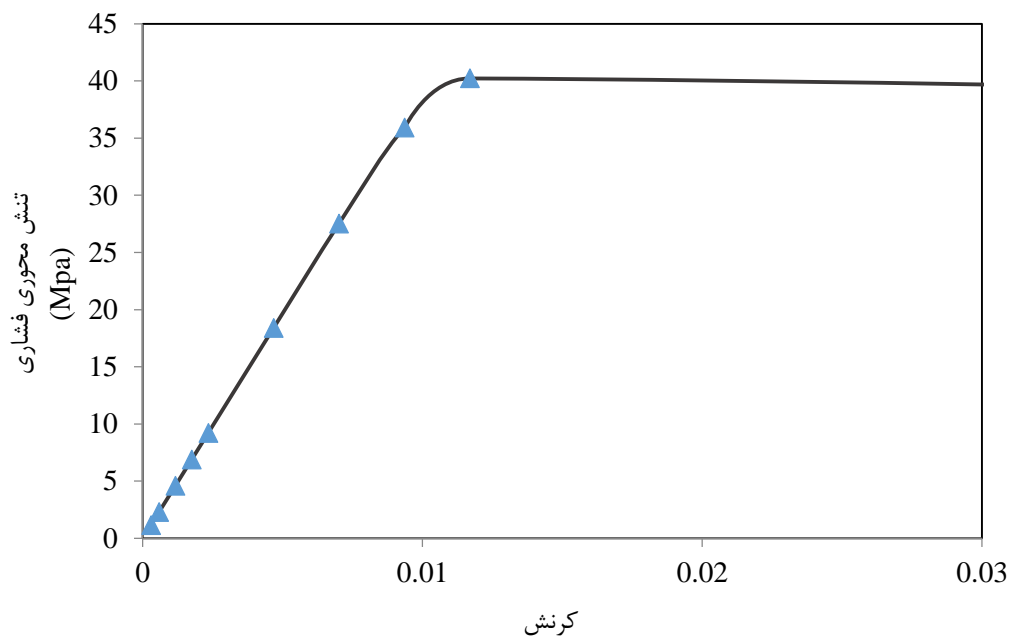


شکل (۵۲-۶): منحنی بتن خودتراکم پر مقاومت الیافی محصورشده در مدل شماره ۱۱ دارای ۱/۲ درصد حجمی الیاف فولادی قلابدار

۱۲-۶-۶ مدل سازی شماره ۱۲

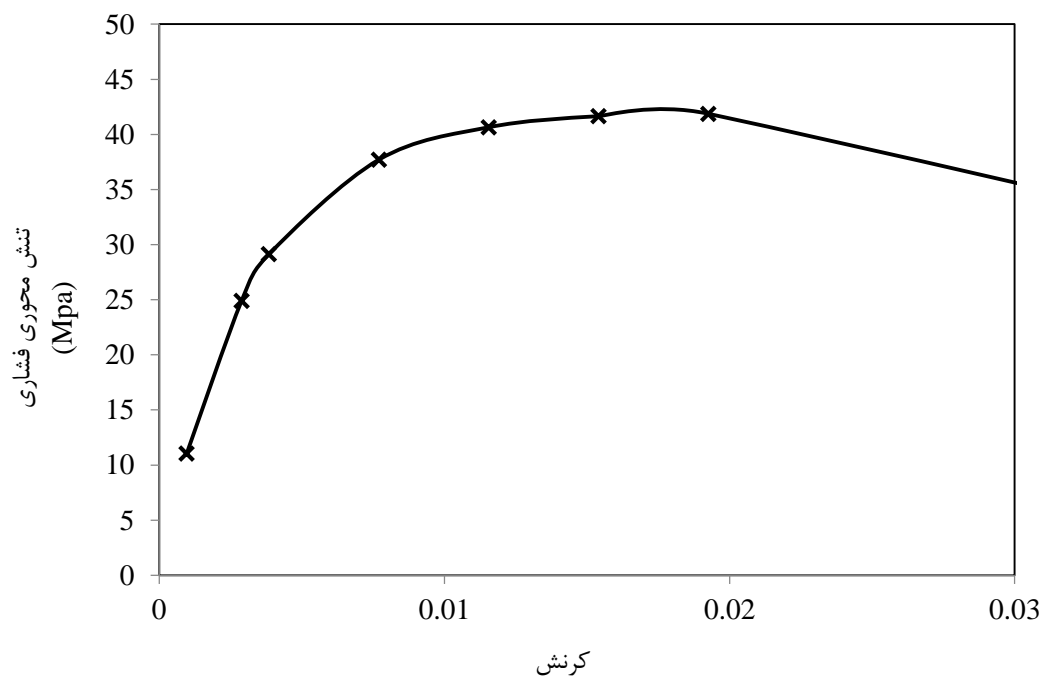


شکل (۵۳-۶): منحنی بتن کم مقاومت الیافی محصورشده در مدل شماره ۱۲ دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف پلی پروپیلن



شکل (۶-۵۴): منحنی بتن کم مقاومت الیافی محصورشده در مدل اصلاح شده شماره ۱۲ دارای ۰/۵ درصد حجمی الیاف پلی پروپیلن

۱۳-۶-۶ مدل سازی شماره ۱۳



شکل (۶-۵۵): منحنی بتن کم مقاومت الیافی محصورشده دارای ۲ درصد حجمی الیاف فولادی قلابدار در مدل شماره ۱۳

۶-۷ معرفی اولیه برخی فرمول‌های ارائه شده برای بدست آوردن

حداکثر مقاومت فشاری ستون‌های CFST (مرکب)

در اینجا فقط فرمول جهت آشنایی اولیه نمایش داده می‌شود. برای آگاهی از پارامترهای هر معادله

به آیین‌نامه‌ها و مقالات مربوطه مراجعه شود [۸۵، ۱۰۴ و ۱۰۵].

۶-۷-۱ آیین‌نامه AISC (آمریکا)

$$N_{AISC} = \begin{cases} p_{no} \left[0.658^{\frac{p_{no}}{p_e}} \right] & \frac{p_{no}}{p_e} \leq 2.25 \\ 0.877 \times p_e & \frac{p_{no}}{p_e} > 2.25 \end{cases} \quad (7-6)$$

$$p_{no} = c_2 \times f'_c A_c + f_y A_s \quad (c_2 = 0.95 \text{ for circular CFST}) \quad (8-6)$$

$$p_e = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(KL)^2} \quad (9-6)$$

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + c_3 E_c I_c \quad (10-6)$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \times \left[\frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.9 \quad (11-6)$$

۶-۷-۲ آیین‌نامه EC 4 (اروپا)

$$N_{Euro} = \eta_a A_s \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f'_c}{\gamma_c} \left[1 + \eta_c \frac{t}{D} \frac{f_y}{f'_c} \right] \quad (12-6)$$

$$\eta_{a0} = 0.25(3.2\bar{\lambda}) \leq 1 \quad (13-6)$$

$$\eta_{c0} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad (14-6)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f'_c A_c + f_y A_s}{N_{cr}}} \quad (15-6)$$

۶-۷-۳ فرمول Lam و Giakoumelis (غیر آیین نامه‌ای)

$$N_{Geo} = 1.3 \times f'_c A_c + f_y A_s \quad (۶-۱۶)$$

۶-۸ برخی توضیحات پیرامون مدل شماره ۱۰

از نمونه‌های بتنی استوانه‌ای 100×200 میلیمتر برای تعیین مقاومت مشخصه بتن در این نمونه استفاده شده است. بنابراین مقاومت مشخصه آنها اندکی با نمونه‌های آزمایشگاهی 150×300 (mm) تفاوت دارد. با استفاده از برخی فرمول‌های ارائه شده در توسط محققین مختلف [۱۰۶] می‌توان اثر آنها را وارد مدل بتن کرد. البته در این پژوهش از این امر صرف نظر شد. همچنین این نمونه دارای سخت‌کننده‌های حلقه‌ای انتهایی است. ابعاد آنها به صورت تقریبی $200 \times 25 \times 75$ (mm) در نظر گرفته شدند.

۶-۹ معرفی مدل‌های بتن استفاده شده به همراه نتایج مطالعات

پارامتری روی متغیرهای مدل‌های بتن

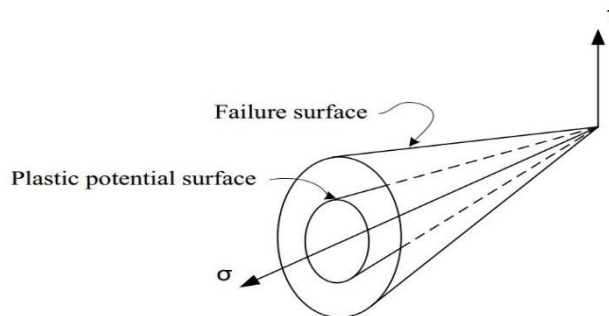
در این قسمت به بررسی مدل‌های بتن استفاده شده در مدل‌های ۱۳ گانه می‌پردازیم.

۶-۹-۱ مدل دراکر-پراگر

دو مکانیزم گسیختگی مهم بتن ترک خوردگی هنگام کشش و خوردشدگی تحت فشار است. مقاومت بتن در حالت تنش ساده، فشار تک محوری یا کشش، نسبت به مقاومت آن در حالت بارگذاری دو محوری تفاوت دارد. همچنین این مقاومت در حالت بارگذاری سه محوری با تمام حالات دیگر متمایز است. سطوح مرزی در فضای سه بعدی پیشنهاد می‌شوند تا مقاومت بتن در حالت سه بعدی تعریف شود. معمولاً دو سطح مرزی توصیف می‌شود [۹۲].

۱- سطح گسیختگی: حالت تنش با گسیختگی ماده‌ای که روی این سطح تکیه دارد، متناظر است.

۲- سطح پتانسیل پلاستیک: این حالت تنش با تسلیم شدگی آنچه که روی این سطح تکیه دارد، متناظر است [۹۲].



شکل (۶-۵۶): سطوح مرزی مخروطی در مدل بتن دراکر-پراگر [۹۲]

سطح پتانسیل پلاستیک درون سطح گسیختگی است. بنابراین حالت تنش باید ابتدا به سطح پتانسیل پلاستیک برسد، پیش از آنکه بخواهد به سطح گسیختگی برسد. یکی از فرضیاتی که اغلب برای مدل کردن بتن استفاده می‌شود، فرضیات دراکر-پراگر است. با توجه به آن گسیختگی با یک انرژی کرنشی بی بعد و سطح مرزی در فضای تنش-کرنش به شکل یک مخروط فرض می‌شود. شکل (۶-۵۶) سطوح مرزی مخروطی مدل دراکر-پراگر را نشان می‌دهد [۹۲]. در شکل (۶-۵۶) محور σ یک محور هیدرواستاتیک است. این محور خطی را نمایش می‌دهد که تنش‌های اصلی سه‌گانه در آن برابرند. محور t یک محور انحرافی است. این محور عمود بر محور هیدرواستاتیک است [۹۲]. در این پژوهش یک معیار خطی دراکر-پراگر G برای مدل کردن سطوح تسلیم بتن در مدل‌های شماره ۶، ۱۱ و ۱۲ دارای معادلات زیر در نظر گرفته شد (شکل‌های ۶-۵۷ تا ۶-۶۰).

$$G = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (۱۷-۶)$$

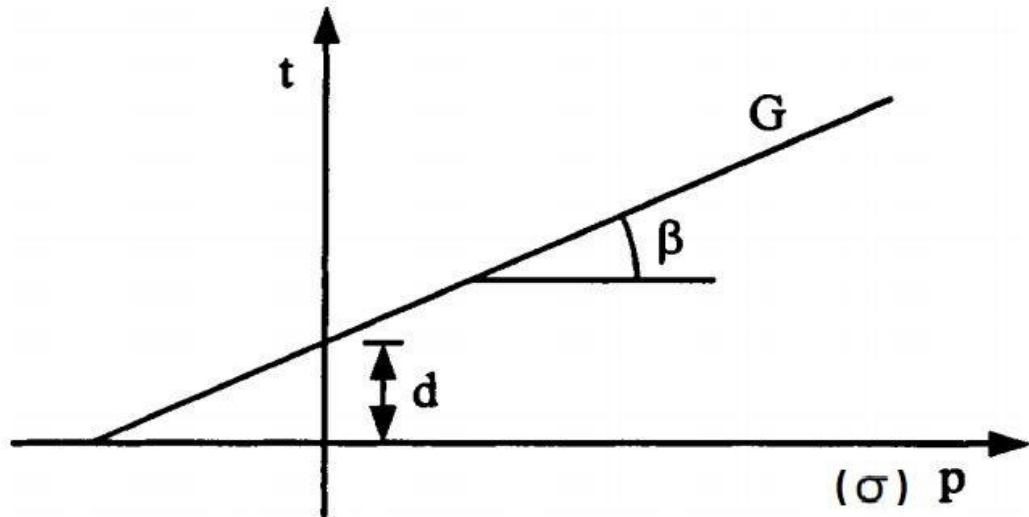
$$\sigma \quad \text{or} \quad p = -(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \quad (۱۸-۶)$$

$$d = \left(1 - \frac{\tan \beta}{3}\right) \times f_{cc} \quad (۱۹-۶)$$

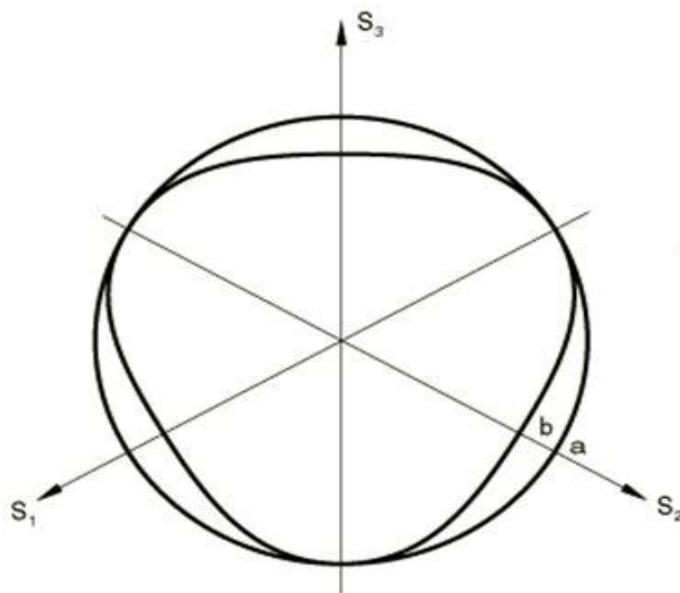
$$t = \frac{\sqrt{3J_2}}{2} \left[1 + \frac{1}{k} - \left(1 - \frac{1}{k}\right) \left(\frac{r}{\sqrt{3J_2}}\right)^3 \right] \quad \text{or} \quad t = \frac{q}{2} \left[1 + \frac{1}{k} - \left(1 - \frac{1}{k}\right) \left(\frac{r}{q}\right)^3 \right] \quad (۲۰-۶)$$

$$r = \left[\frac{9}{2} (S_1^3 + S_2^3 + S_3^3) \right]^{1/3} \quad (21-6)$$

$$\sqrt{3J_2} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \sigma_y \quad (22-6)$$



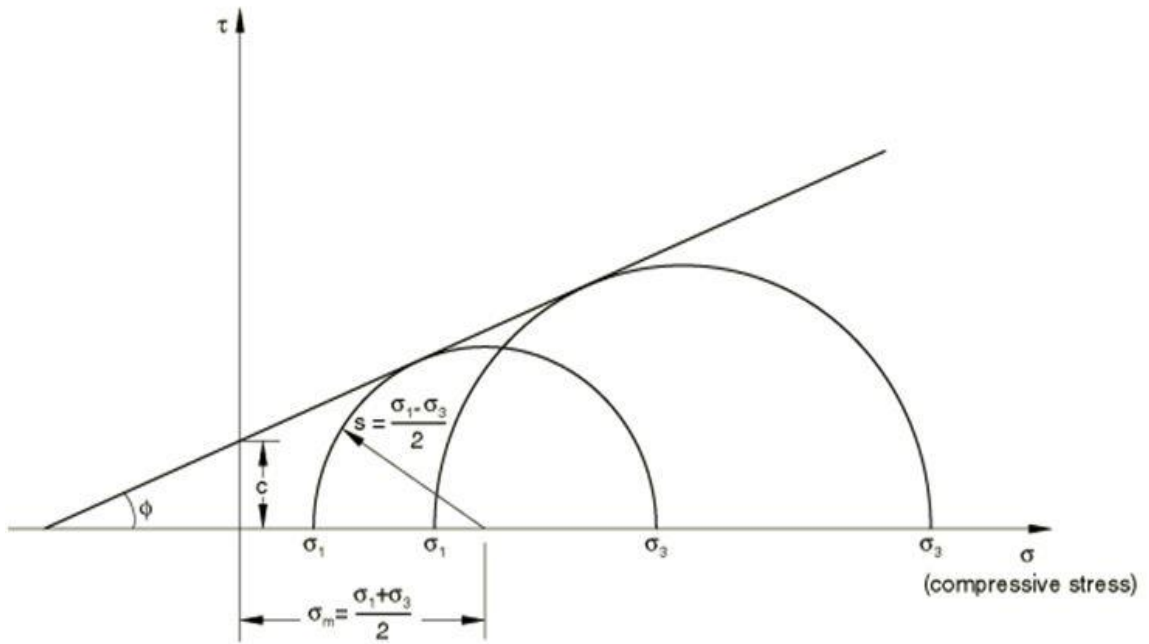
شکل (۶-۵۷): خط در دستگاه $\sigma-t$ به همراه پارامترهای d و β [۶۸]



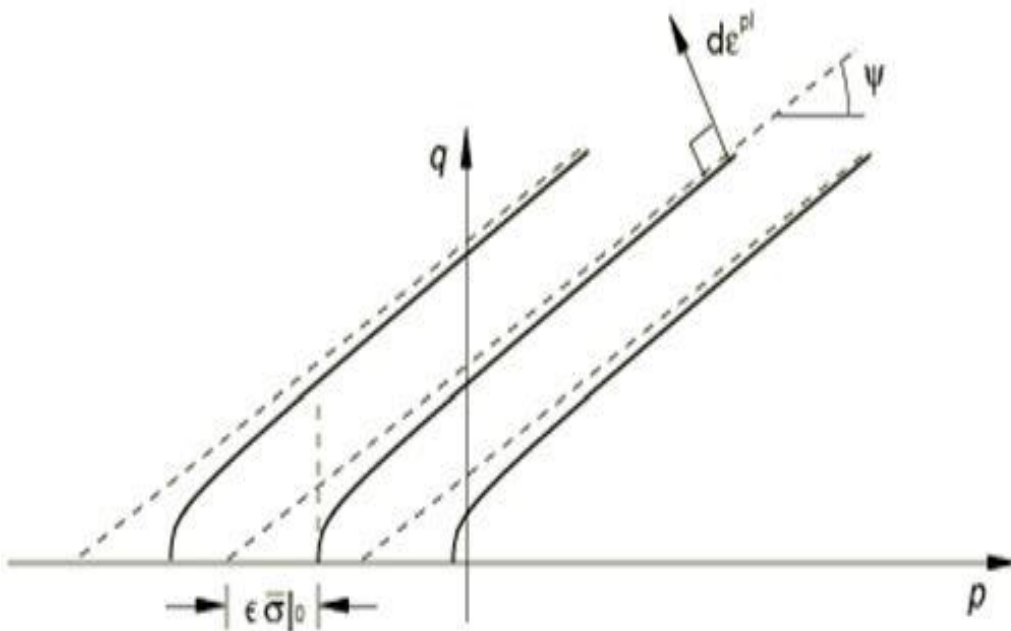
$$t = \frac{1}{2} q \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{t}{q} \right)^3 \right]$$

Curve	K
a	1.0
b	0.8

شکل (۶-۵۸): شکل‌های سطوح گسیختگی بتن با توجه به پارامتر K [۷۶]



شکل (۶-۵۹): زاویه ϕ در مدل دراکر-پراگر [۷۶]

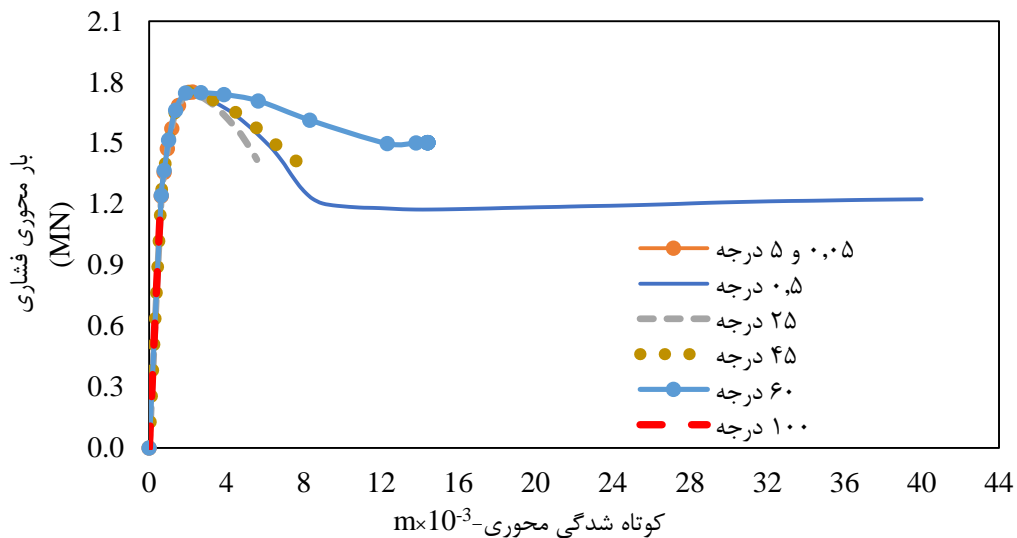


شکل (۶-۶۰): زاویه اتساع در مدل دراکر-پراگر (ψ) [۷۶]

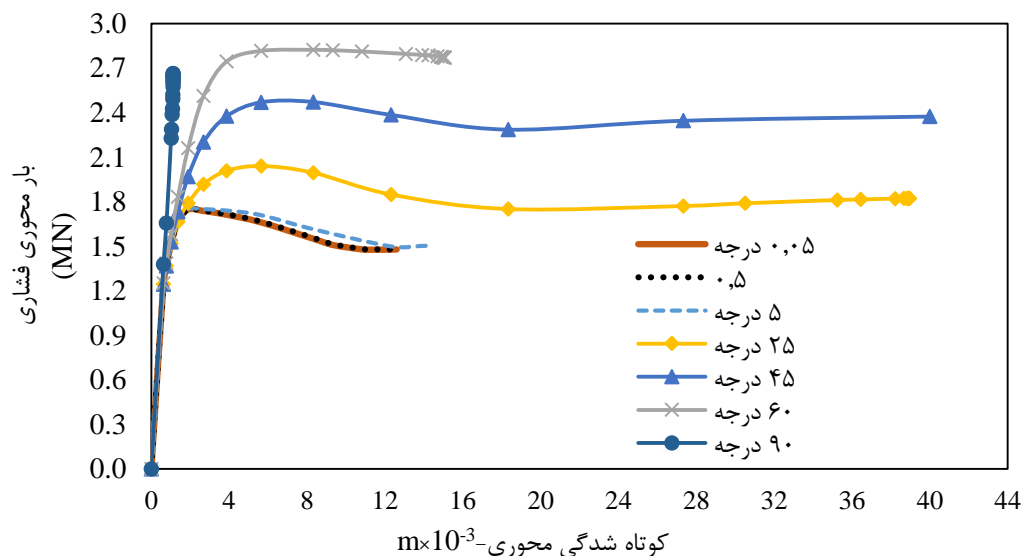
S_1, S_2 و S_3 تنش‌های انحرافی اصلی هستند. ثابت‌های K و β پارامترهایی هستند که از طریق اطلاعات آزمایشگاهی بدست می‌آیند. J_2 نا متغیر تنش دوم تانسور انحرافی تنش و σ_1, σ_2 و σ_3 هم تنش‌های اصلی هستند. f_{cc} هم حداکثر تنش فشاری بتن محصورشده است [۶۸].

۶-۹-۱-۱ مطالعات پارامتری روی متغیرهای مدل بتن دراکر-پراگر

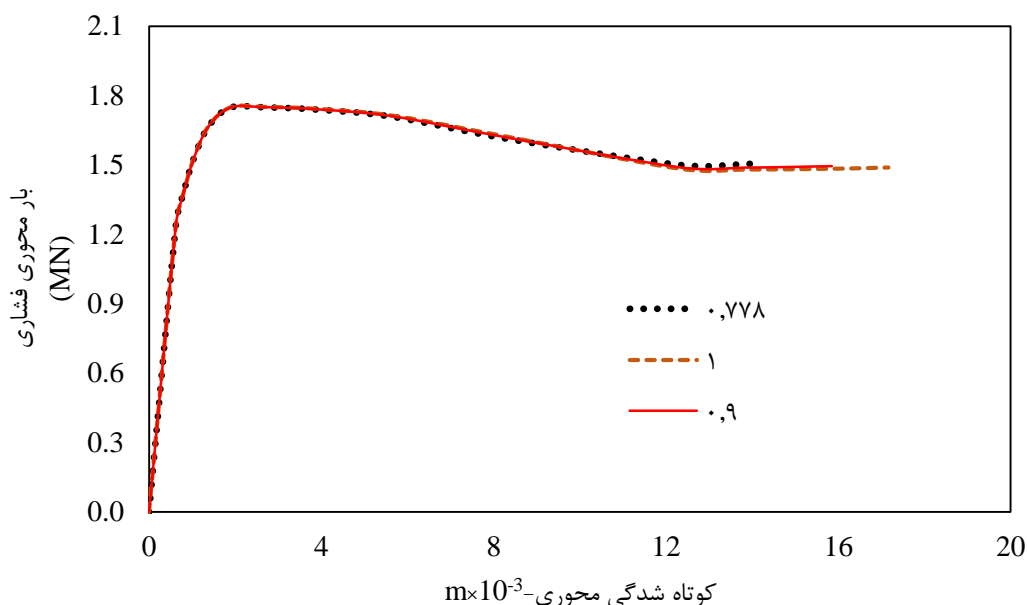
از مدل شماره ۱۱ برای مطالعه اثر متغیرهای گوناگون این مدل روی رفتار ستون‌های CFST دایره‌ای استفاده شده است (شکل‌های (۶-۶۱) تا (۶-۶۳)).



شکل (۶-۶۱): اثرات تغییر پارامتر φ در مدل دراکر-پراگر روی رفتار مدل شماره ۱۱



شکل (۶-۶۲): اثرات تغییر پارامتر ψ در مدل دراکر-پراگر روی رفتار مدل شماره ۱۱

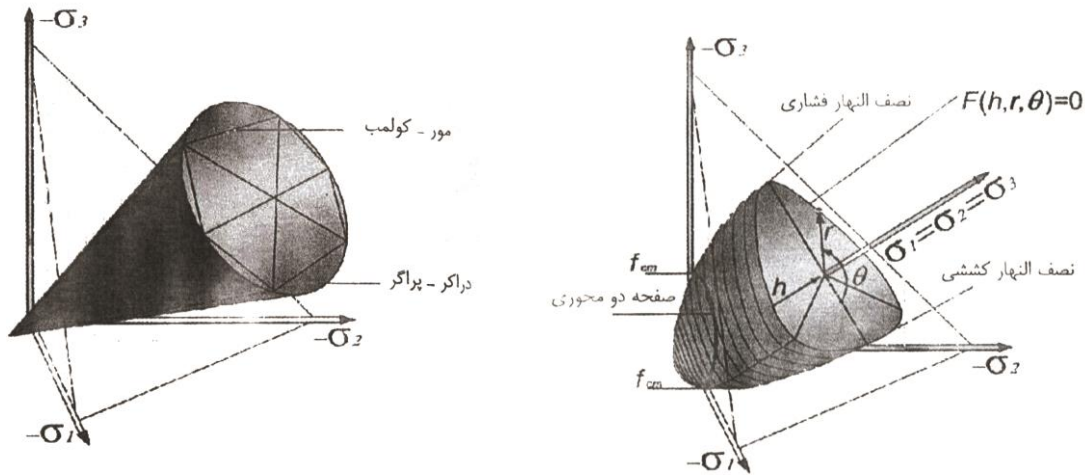


شکل (۶-۶): اثرات تغییر پارامتر K در مدل دراکر-پراگر روی رفتار مدل شماره ۱۱

۶-۹-۲ توضیح مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده

مدل پلاستیک آسیب‌دیده در Abaqus بر پایه کارهای Hillerborg به همراه همکاران (۱۹۷۶)، Lubliner به همراه همکاران (۱۹۸۹) و Lee با همکاری (۱۹۹۸) پیشنهاد شده است [۷۶ و ۹۲]. این مدل اصلاح شده فرضیات مقاومت مدل بتن دراکر-پراگر است. این مدل، مدلی پیوسته، بر پایه حالت پلاستیک و با در نظر گرفتن شرایط آسیب‌پذیری برای بتن است. این مدل فرض می‌کند که دو مکانیزم عمده گسیختگی بتن ایجاد ترک در کشش و خراب شدگی در فشار است. گسترش سطح تسلیم با دو متغیر سخت‌کنندگی کرنش‌های پلاستیک معادل فشاری $\bar{\epsilon}_c^{pl}$ و معادل کششی $\bar{\epsilon}_t^{pl}$ کنترل می‌شود. این متغیرها به ترتیب به مکانیزم‌های گسیختگی تحت بارگذاری کششی و فشاری مرتبط می‌شوند. معادلات گسترش متغیرهای سخت‌کنندگی $\bar{\epsilon}_c^{pl}$ و $\bar{\epsilon}_t^{pl}$ ابتدا با در نظر گرفتن شرایط بارگذاری محوری فرمول‌بندی می‌شوند و سپس برای شرایط چند محوری گسترش داده خواهند شد [۹۲]. معیار گسیختگی در محدوده پلاستیک ماده تحت تنش‌های ترکیبی بیان می‌شود. این معیار به دو دسته عمده براساس پاسخگویی ماده به فشار هیدرواستاتیک تقسیم بندی می‌شود. در اکثر مواد، رفتار شکل پذیر با نام وابسته به فشار هیدرواستاتیک شناخته می‌شوند و مواد غیر فلزی مانند خاک، سنگ‌ها و بتن از

این دسته بوده و وابسته به فشار هستند [۱۰۷].



شکل (۶-۶۴): سطح گسیختگی بتن در مدل CDP [۱۰۷] شکل (۶-۶۵): سطح گسیختگی بتن در مدل DP [۱۰۷]

فرمول‌بندی اصلی سطح پلاستیک پتانسیل با فرمول (۶-۲۳) و شکل سه بعدی انحراف از صفحات تنش در ارتفاع صفحه پلاستیک در طول سطح نصف النهار در صفحات نصف النهار در دو مدل DP و CDP نمایش داده شده است (شکل‌های ۶-۶۴ و ۶-۶۵). مقاطع سطح گسیختگی در طول مقاطع بین سطح ذکر شده و صفحه انحراف که عمود بر محور هیدرواستاتیک است با h برابر صفر نمایش داده شده است. سطح نصف النهارها با منحنی‌هایی که در ارتفاع بین سطح گسیختگی و صفحه نصف النهار که شامل محور هیدرواستاتیک با θ مساوی صفر است، مانند شکل (۶-۶۴) نمایش داده می‌شود. در تحلیل عددی θ می‌تواند مقادیر بین صفر درجه برای کشش نصف النهاری و ۶۰ درجه را برای فشار نصف النهاری اختیار کند. هنگامی که در مورد مدل خرابی بتن صحبت می‌شود، تابع پتانسیل گسیختگی از مدل دراگر-پراگر برای رفتار بتن به دست می‌آید [۱۰۷].

$$f(J_1, J_2, J_3) = 0 \text{ یا } f(h, r, \theta) = 0 \quad (۶-۲۳)$$

اصول خرابی توسط Kachnov در اواسط دهه ۵۰ میلادی بر اساس کاهش سطوح تنش ارائه شد. از آن زمان مکانیزم خرابی بر اساس مدل‌های زوال یافتگی و هم‌اکنون با استفاده از سکانت زوال سختی در نظر گرفته می‌شود. مدل‌های زوال یافته، زوال سختی الاستیک را مجموع خرابی‌ها در نظر می‌گیرند.

در مورد بتن این رفتار با توجه به درجه محصورشدگی المان تعریف می‌شود. هنگامی که محصورشدگی بر اثر پروسه بارگذاری کم باشد، زوال رخ داده سریع و برگشت ناپذیر است؛ در صورتی که اگر درجه محصورشدگی بالا باشد، هنگامی که بار وارد می‌شود، برای رخ دادن زوال، زمان بیشتری مورد نیاز است. فرمول مدل زوال سخت‌شدگی الاستیک در بعد اسکالر d به صورت رابطه (۶-۲۴) است [۱۰۷].

$$\sigma = (1-d)E_0 \varepsilon = (1-d)\bar{\sigma} \quad (۶-۲۴)$$

مدل‌سازی رفتار بتن تحت فشارهای هیدرواستاتیکی، هدف اصلی این مدل در نرم افزار Abaqus است. این مدل تلاش می‌کند اثرات خسارت‌های برگشت ناپذیری که همراه با مکانیزم گسیختگی تحت فشارهای محصورکنندگی اتفاق می‌افتد، را محاسبه نماید. مقدار این فشار کمتر از ۵ برابر تنش فشاری نهایی در بارگذاری فشاری تک محوری خواهد بود. این اثرات در خصوصیات ماکروسکوپی زیر نشان داده می‌شوند:

۱- مقاومت‌های تسلیم متفاوت در کشش و فشار

۲- رفتار نرم‌شدگی در کشش در مقابل سخت‌شدگی ابتدایی که با نرم‌شدگی در فشار ادامه می‌یابد.

۳- تنزل‌های متفاوت سختی الاستیک در کشش و فشار

۴- بازگشت سختی در مدت بارگذاری سیکلی

۵- نرخ حساسیت، مخصوصاً یک افزایش در مقاومت قله با نرخ کرنش [۹۲].

پارامترهای اصلاحی مدل CDP نسبت به مدل دراگر-پراگر که برای توصیف عملکرد بتن تحت

بارگذاری چند محوری هم استفاده می‌شوند، شامل موارد زیر می‌شوند:

۶-۹-۲-۱ پارامتر K_c (مقدار پیش‌فرض ۰/۶۶)

پارامتر K_c که شکل سطح گسیختگی را در صفحه انحرافی تغییر می‌دهد. پارامتر K_c می‌تواند بین

۰/۵ تا ۱ تغییر کند (شکل ۶-۶۶). این پارامتر می‌تواند به ترتیب به عنوان نسبت فاصله‌های بین محور

هیدرواستاتیک و نصف النهارهای فشاری و کششی در نظر گرفته شود. مقدار پیش‌فرض آن ۰/۶۶ است.

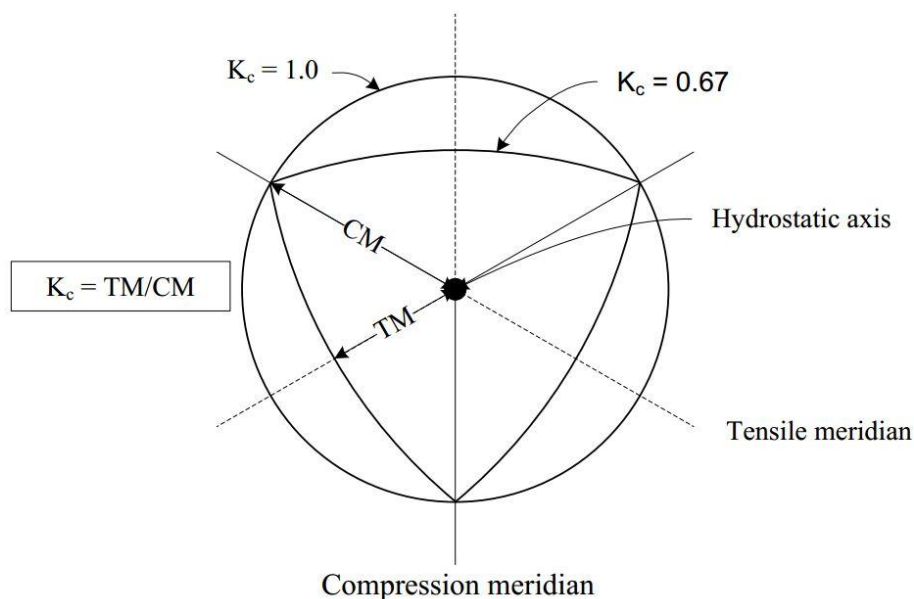
اگر مقدار آن ۱ باشد سطح گسیختگی دایره‌ای شکل است که این دقیقاً همان شکل متناظر با مدل دراکر-پراگر است [۹۲]. این پارامتر شکل انحراف صفحه تنش و همین طور زاویه محصورشدگی بتن را تعریف می‌کند. هنگامی که صفحه انحراف به شکل مثلثی نزدیک باشد، درجه محصورشدگی کمتر و هنگامی که دایره‌ای شکل باشد درجه محصورشدگی زیاد را در نظر می‌گیرند. این پارامتر از حل معادله (۲۵-۶) باید محاسبه شود. برای حل آن از معادلات (۲۶-۶) تا (۲۸-۶) استفاده می‌گردد. در این معادلات $\hat{\sigma}_{max}$ تنش مؤثر اصلی ماکزیمم، σ_{b0}/σ_{c0} نسبت تنش تسلیم فشاری دارای فاصله برابر از دو محور ابتدایی به تنش تسلیم فشاری محوری ابتدایی، $\bar{\sigma}_t$ تنش پیوستگی کششی مؤثر و $\bar{\sigma}_c$ تنش پیوستگی فشاری مؤثر است. بعضی محققین حداکثر آن را ۰/۸ معرفی می‌کنند [۷۶ و ۱۰۷].

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\epsilon}^{pl})(\hat{\sigma}_{max}) - \gamma(-\hat{\sigma}_{max})) - \sigma_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (25-6)$$

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}, \quad 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad (26-6)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl})} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (27-6)$$

$$\gamma = \frac{3(1-k_c)}{2k_c + 3} \quad (28-6)$$



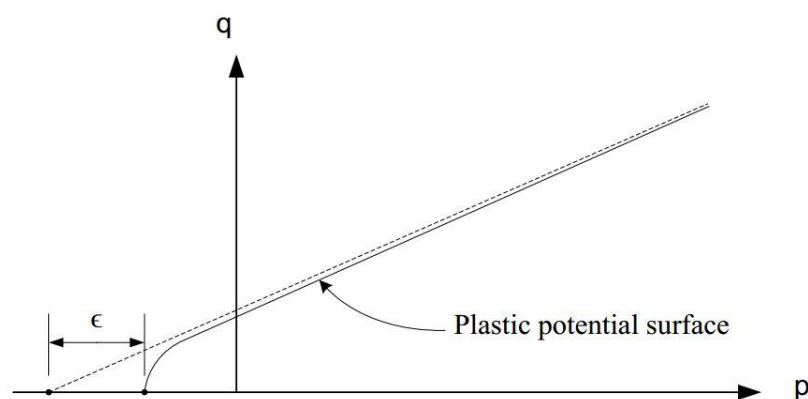
شکل (۶-۶۶): شکل سطوح گسیختگی ایجاد شده توسط پارامتر K_c در مدل بتن آسیب‌دیده [۹۲]

۶-۹-۲-۲ خروج از مرکزیت سطح پتانسیل پلاستیک

این پارامتر خروج از مرکزیت سطح پتانسیل پلاستیک را که توسط Bazant و Jirasek محاسبه شده بیان می‌کند. شکل سطوح نصف النهری در فضای تنش می‌تواند با تنظیم خروج از محوریت پتانسیل پلاستیک تنظیم شود. در مدل CDP سطح پتانسیل پلاستیک در صفحه نصف النهری به شکل یک هذلولی فرض می‌شوند. مقدار این پارامتر یک مقدار مثبت کوچک است که همان فاصله رأس هذلولی از خط مجانب آن است (شکل ۶-۶۷). پارامتر خروج از مرکزیت می‌تواند به مقدار نسبت مقاومت کششی به فشاری در نظر گرفته شود. مقدار پیشنهادی برای آن ۰/۱ است. زمانی که این خروج از محوریت صفر است سطوح نصف النهری خطی بوده که متناظر با مدل دراکر-پراگر است [۹۲]. مقدار این متغیر از روابط (۶-۲۹) و (۶-۳۰) بدست می‌آید. در این روابط f_{ctm} مقاومت کششی بتن، f_{cm} مقاومت فشاری بتن و f_{b0} برابر $1/117 \times f_{cm}$ است [۱۰۷].

$$E = \frac{1+S}{2-S} \quad (۶-۲۹)$$

$$S = \frac{f_{ctm}}{f_{b0}} \times \frac{f_{b0}^2 - f_{cm}^2}{f_{cm}^2 - f_{ctm}^2} \quad (۶-۳۰)$$



شکل (۶-۶۷): نمایش پارامتر E (ϵ) یا خروج از محوریت سطح پتانسیل پلاستیک در مدل بتن آسیب‌دیده [۹۲]

۶-۹-۲-۳ نسبت f_{b0}/f_{c0} (در نظر گرفتن فشار دو محوری)

این پارامتر مشخصات تابع گسیختگی را بیان می‌کند. اگر جسم تحت فشار دو محوری باشد، یک

پارامتر دیگر می‌تواند مشخص شود. f_{b0}/f_{co} همان پارامتر است که نسبت مقاومت حالت دو محوری به مقاومت حالت تک محوری است. نقطه‌ای که ماده تحت فشار دو محوری در آن گسیخته می‌شود توسط این پارامتر معین می‌گردد. مقدار پیش‌فرض و پیشنهادی آن در نرم افزار ۱/۱۶ است [۷۶ و ۹۲]. در برخی منابع علمی هم مقدار ۱/۱۷ گزارش شده است [۱۰۷].

۶-۹-۲-۴ زاویه اتساع

پارامتر دیگر مربوط به عملکرد بتن تحت تنش‌های چند محوری را با استفاده از زاویه اتساع مشخص می‌نماید. این همان زاویه کج سطح گسیختگی با محور هیدرواستاتیک است که در صفحه نصف النهاری اندازه‌گیری می‌شود. از این زاویه به عنوان زاویه اصطکاک داخلی بتن هم تعبیر می‌گردد [۷۶ و ۹۲]. زاویه اتساع کرنش پلاستیک بر اثر برش را در فاز بعد از الاستیک تعریف می‌نمایند. هنگامی که ψ صفر باشد، ماده هیچ گونه تغییر حجم کرنشی ندارد. در حقیقت اتساع رابطه بین حجم و برش کرنشی را مطابق رابطه (۶-۳۱) بیان می‌کند [۱۰۷].

$$\psi = -(\delta \varepsilon_v) / (\delta \gamma) \quad (۳۱-۶)$$

بر اساس یافته‌های Vermer De Borst مواد وابسته به فشار هیدرواستاتیک مانند خاک، سنگ و بتن، زاویه اتساع ۲۰ درجه دارند که بیشتر از زاویه اصطکاک داخلی آنها است (بتن بدون الیاف ۱۲ درجه) تا هنگامی که تحت تنش‌های چند محوره هستند. اگر پدیده محصورشدگی رخ دهد مقدار زاویه اتساع می‌تواند تغییر کند. با توجه به آزمایش‌ها مشخص شده است که برای بتن مسلح زاویه اتساع بین ۲۰ تا ۴۰ درجه است. هرچه مقدار این زاویه کوچکتر باشد رفتار مصالح تردتر و هرچه این زاویه بزرگتر باشد ماده از خود رفتاری مانند مواد شکل پذیر نشان می‌دهد [۱۰۷]. مقادیر مختلفی توسط محققین مختلف برای آن ذکر می‌شود. از جمله می‌توان به زوایای ۱۰، ۲۰، ۳۶ و ۴۰ درجه اشاره کرد [۳۰، ۷۲، ۷۵، ۹۲]. نشان داده شده است که زاویه ψ برابر ۳۱ درجه بهترین رفتار را در فشار و کشش در بتن تعریف می‌نماید [۱۰۷].

۶-۹-۲-۵ پارامتر ویسکوپلاستیک

مشکلات همگرایی ممکن است در حالتی که شرایط غیرخطی شدن کامل ماده بتنی تحت افزایش تنش با تنزل تدریجی مقاومت محتمل باشد، مخصوصاً در حضور تنش کششی بوجود آید. به عبارت دیگر در مدل‌های پشرفته مواد رسیدن به همگرایی برای کشش و زوال سختی با دشواری‌هایی همراه است. کاهش اندازه بازه زمانی یا افزایش تعداد گام‌های حل هنگامی که حل کردن مسئله با استفاده از روش نیوتن-رافسون است، امکان دارد ناکافی باشد. بنابراین مدل CDP از پارامتر ویسکوزیته استفاده می‌کند تا در موارد خاص مدل قادر باشد اندکی از سطح پتانسیل پلاستیک تجاوز نماید. بدین ترتیب تعداد گام‌های حل کم می‌شود. به عبارت دیگر این پارامتر برای تنظیم ویسکو پلاستیک معادلات اساسی استفاده می‌شود. از سعی و خطا لازم است استفاده شود تا کمترین مقدار ممکن برای آن پیدا شود [۹۲]. این پارامتر شیب منحنی سختی ماده را با استفاده از رفتار نرم‌شدگی حساب می‌کند. نرم افزار Abaqus از تنظیم کننده Duvant-Lions بهره می‌برد که طبق آن تانسورهای کرنشی نسبی با استفاده از رابطه (۶-۳۲) برای زوال سخت‌شدگی ویسکوزیته به کار می‌رود. مقادیر کوچک پارامتر تنظیم کننده ویسکو پلاستیک با فواصل زمانی مقایسه می‌شود تا نتایج رژیم نرم‌شدگی مدل برای بهبود همگرایی آن به دست آید. در رابطه (۶-۳۳) توصیه می‌شود $t/\mu \rightarrow \infty$ برقرار باشد. کمترین مقدار آن که پیش‌فرض نرم‌افزار هم می‌باشد، صفر است [۷۶ و ۱۰۷].

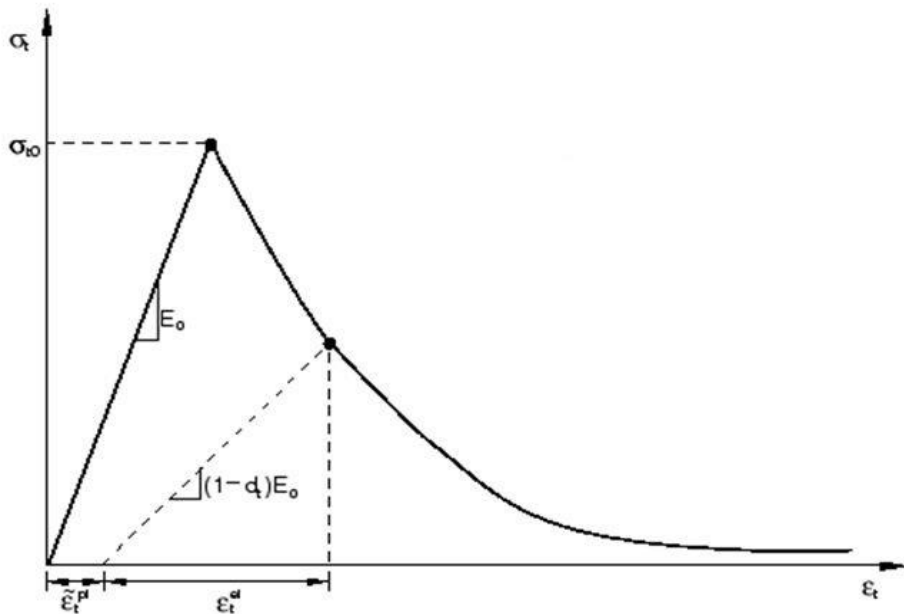
$$\dot{d}_v = \frac{1}{\mu} (d - d_v) \quad (۶-۳۲)$$

$$\dot{\varepsilon}_v^{pl} = \frac{1}{\mu} (\varepsilon_{pl} - \varepsilon_v) \quad (۶-۳۳)$$

در این روابط μ پارامتر ویسکوزیته، $\dot{\varepsilon}_v^{pl}$ تانسور نرخ کرنش ویسکو پلاستیک، ε^{pl} کرنش پلاستیک، d_v متغیر نزول سختی ویسکوز و d متغیر نزول است [۷۶].

۶-۹-۲-۶ رابطه سخت‌شدگی کششی

برای مدل کردن رفتار کششی بتن در نرم افزار، رفتار پس گسیختگی تنش-کرنش برای کشش در نظر گرفته می‌شود. این رفتار با سخت‌شدگی کششی، نرم‌شدگی کرنشی و اندرکنش فولاد و بتن مطابق شکل (۶-۶۸) به دست می‌آید. برای این منظور باید مقادیر مدول یانگ E_0 ، تنش σ_t ، کرنش ترک خوردگی $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ و همچنین پارامتر آسب دیدگی d_t برای رده بتن مورد نظر وارد شود. کرنش ترک خوردگی $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ از رابطه (۶-۳۴) به دست می‌آید [۱۰۷].



شکل (۶-۶۸): منحنی سخت‌شدگی کششی در مدل پلاستیک آسیب‌دیده [۷۶]

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{ot}^{el} \quad (۶-۳۴)$$

که در آن $\tilde{\varepsilon}_{ot}^{el} = \sigma_t / E_0$ است. کرنش الاستیک بر پایه مصالح آسیب‌ندیده است و همچنین ε_t کرنش کششی کل مربوط به ماده آسیب‌ندیده است. تحت تنش کششی یک رابطه خطی الاستیک را دنبال می‌کند تا زمانی که به تنش گسیختگی σ_{t0} برسد. این تنش گسیختگی متناظر با شروع ترک‌های ریز در ماده بتنی است. پس از تنش گسیختگی شکل ترک‌های ریز به صورت ماکروسکوپی (ترک‌های بزرگتر) با یک منحنی تنش-کرنش نرم‌شونده تبدیل می‌شود [۷۶ و ۱۰۷]. Abaqus درستی منحنی

آسب دیدگی را از مقدار کرنش پلاستیک $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ محاسبه می‌کند که کنترل آن از رابطه (۳۵-۶) است [۱۰۷].

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \times \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (۳۵-۶)$$

۶-۹-۲-۷ رابطه تنش-کرنش فشاری

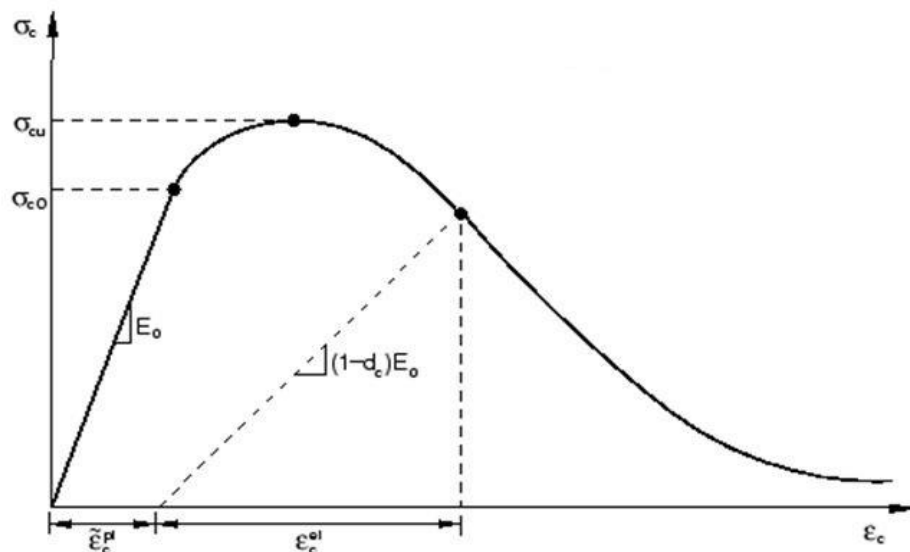
برای تعریف تنش-کرنش فشاری بتن باید مقدار تنش‌های σ_c ، کرنش‌های غیرالاستیک $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ متناظر با مقادیر تنش و خواص آسیب دیدگی d_c را مطابق شکل (۶۹-۶) وارد کرد. مقادیر کرنش کل رابطه (۳۶-۶) باید تبدیل به کرنش‌های غیرالاستیک شود [۱۰۷].

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{oc}^{el} \quad (۳۶-۶)$$

که در آن $\tilde{\varepsilon}_{oc}^{el}$ ، $\tilde{\varepsilon}_{oc}^{el} = \sigma_c / E_0$ کرنش الاستیک متناظر با ماده آسیب ندیده و ε_c کرنش فشاری کل است. برای اطمینان از منفی نشدن مقادیر کرنش پلاستیک $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ و همچنین کاهش نیافتن آن هنگام افزایش تنش‌ها، رابطه (۳۷-۶) باید کنترل شود [۱۰۷].

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \times \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (۳۷-۶)$$

در شکل (۶۹-۶) رابطه تنش-کرنش با در نظر گرفتن آسیب دیدگی نمایش داده شده است [۱۰۷].



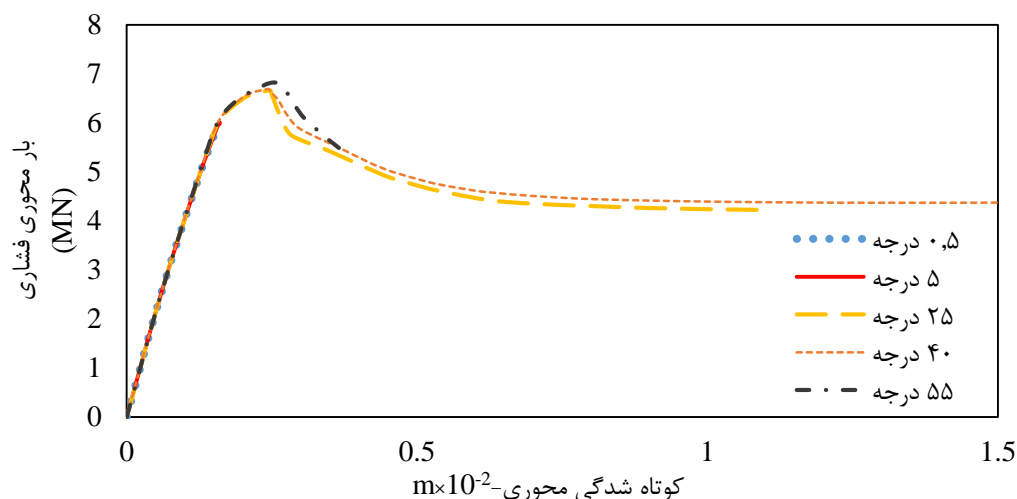
شکل (۶۹-۶): منحنی تنش-کرنش فشاری در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده [۷۶]

تحت فشار تک محوری پاسخ خطی است تا هنگامی که مقدار تنش تسلیم ابتدایی σ_{co} بدست آید. در ناحیه پلاستیک پاسخ عموماً با سخت‌شدگی تنش و به دنبال آن نرم‌شدگی کرنش بعد از تنش نهایی σ_{co} مشخص می‌شود [۷۶].

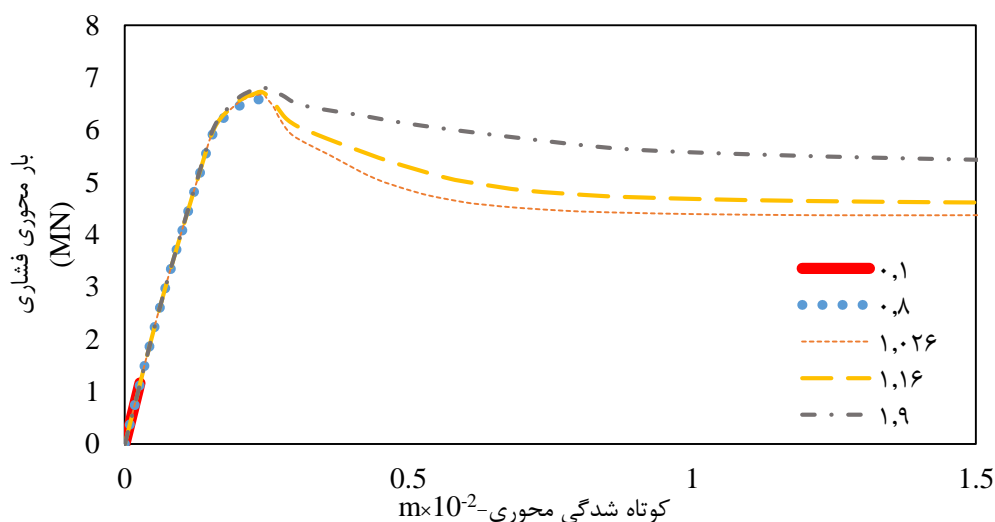
۸-۲-۹-۶ مطالعات پارامتری روی پارامترهای مربوط به مدل بتن

پلاستیک آسیب‌دیده

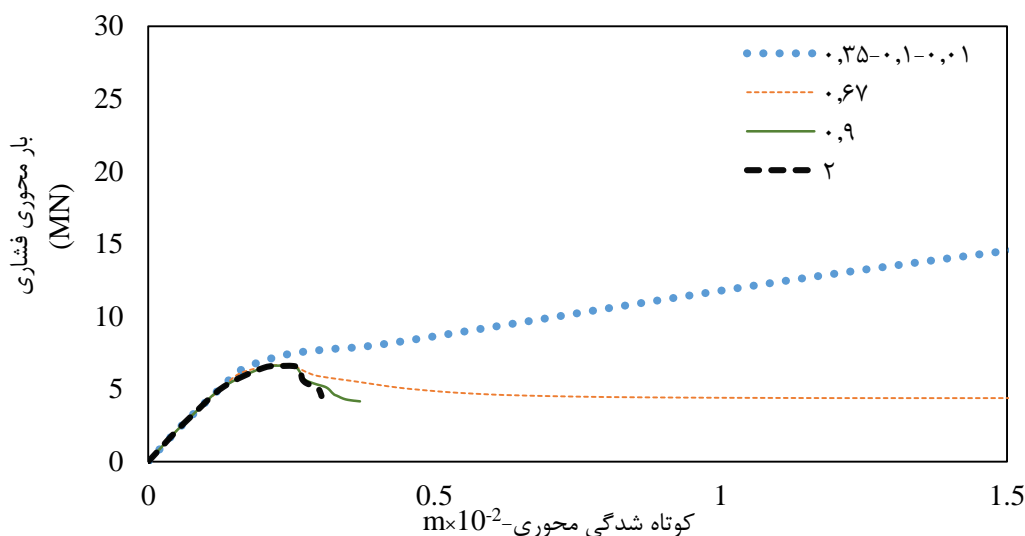
از مدل شماره ۱ برای مطالعه اثر متغیرهای گوناگون این مدل روی رفتار ستون‌های CFST قوطی استفاده شده است (شکل‌های ۶-۷۰ تا ۶-۷۲).



شکل (۶-۷۰): اثرات تغییر پارامتر ψ در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده در مدل شماره ۱



شکل (۶-۷۱): اثرات تغییر پارامتر f_{b0}/f_{co} در مدل بتن پلاستیک آسیب‌دیده در مدل شماره ۱



شکل (۶-۷۲): اثرات تغییر پارامتر K در مدل بتن پلاستیک آسیب دیده در مدل شماره ۱

۶-۱۰ معرفی مکانیک مدل سطح اتصال بتن و فولاد و مطالعه

پارامتری روی آن

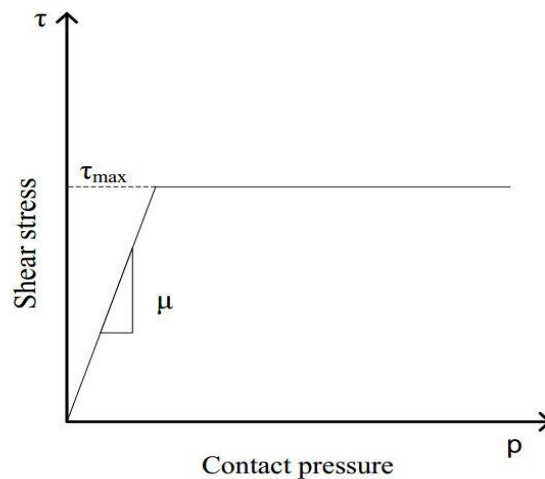
۶-۱۰-۱ معرفی مکانیک سطح تماس

جایی که دو سطح در تماس هستند نیروهای برشی و عمودی در امتداد سطح اتصال به یکدیگر وارد می‌کنند. بنابراین بین این دو نیرو باید رابطه‌ای برقرار باشد. در مدل اصطکاکی پیش فرض Abaqus ضریب اصطکاک مستقیماً با رابطه (۶-۳۸) محاسبه می‌شود:

$$\mu = \mu(\dot{\gamma}_{eq}, \rho, \bar{\theta}, \bar{f}^{\alpha}) \quad (۶-۳۸)$$

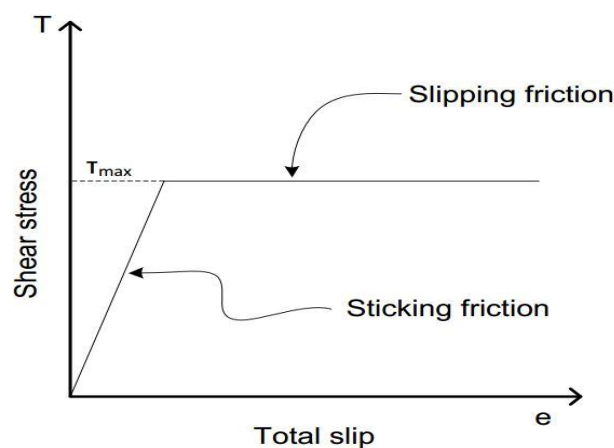
که $\dot{\gamma}_{eq}$ نرخ لغزش معادل، ρ فشار تماس، $\bar{\theta}$ میانگین دما در نقطه تماس به صورت $\bar{\theta} = \frac{1}{2}(\theta_A + \theta_B)$ و \bar{f}^{α} میانگین متغیر میدانی از پیش تعریف شده α است که به صورت $\bar{f}^{\alpha} = \frac{1}{2}(f_A^{\alpha} + f_B^{\alpha})$ بیان می‌گردد. زیر نویس‌های A و B بیانگر دو نقطه هستند. نقطه A یک گره روی سطح برده است و نقطه B متناظر با نزدیک‌ترین گره روی سطح اصلی مقابل آن است. فرمول ضریب اصطکاک به این چهار متغیر وابسته است. در Abaqus این امکان وجود دارد که یک حد تنش برشی $\bar{\tau}_{max}$ تعریف شود. این

حد باعث می‌شود که لغزش اتفاق بیفتد اگر مقدار تنش برشی معادل به $\bar{\tau}_{\max}$ برسد، البته با صرف نظر کردن از مقدار تنش تماسی. مقدار این حد نمی‌تواند صفر باشد. شکل (۶-۷۳) این مهم را نشان می‌دهد [۹۲].



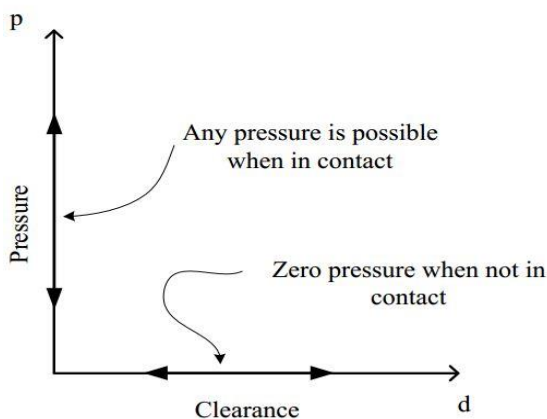
شکل (۶-۷۳): نحوه در نظر گرفتن اصطکاک در نرم افزار Abaqus [۹۲]

ممکن است مقداری لغزش افزایشی در این میان اتفاق بیفتد که به آن اصطکاک در حالت چسبیده یا سکون گفته می‌شود. شیب تنش برشی اصطکاکی در مقابل لغزش کلی ممکن است محدود باشد در حالی که در حالت اصطکاک چسبیده این طور نیست (شکل ۶-۷۴). این امکان وجود دارد که یک مقدار لغزش الاستیک در Abaqus اختصاص داده شود. هرچه مقدار لغزش الاستیک کوچکتر باشد، شیب حالت لغزش ساکن تندتر خواهد بود [۹۲].



شکل (۶-۷۴): اصطکاک در حالت سکون (چسبیده) و لغزشی [۹۲]

معمول‌ترین رابطه فشار تماسی رابطه رفتار Hard است که در شکل (۶-۷۵) نشان داده شده است. زمانی که سطوح در تماس باشند هر فشار تماسی می‌تواند بین آنها انتقال یابد. زمانی که سطوح در تماس باشند و فشار به صفر کاهش پیدا کند، به سطوح اجازه داده می‌شود تا از هم جدا شوند [۹۲].



شکل (۶-۷۵): نحوه عملکرد رفتار تماسی Hard [۹۲]

حد تنش برشی در این پژوهش در نظر گرفته نشد. همچنین برای لغزش الاستیک نیز مقادیر پیش‌فرض نرم افزار برگزیده شدند. با این حال نرم افزار Abaqus مقدار $\sigma_y / \sqrt{3}$ را پیشنهاد می‌کند. در این فرمول با توجه به حضور بتن می‌تواند برابر f_c یا f_{cc} در نظر گرفته شود. برخی نیز مقدار $\sqrt{f_{cm}}$ را پیشنهاد کرده‌اند. f_{cm} میانگین مقاومت بتن است. مقادیر پیشنهادی نرم افزار خیلی بیشتر از مقادیر پیشنهادی دوم است. این مورد جای کار بیشتری دارد [۷۶ و ۹۲].

۶-۱۰-۲ گزینش ضریب اصطکاک سطح اتصال بتن و فولاد و مطالعه

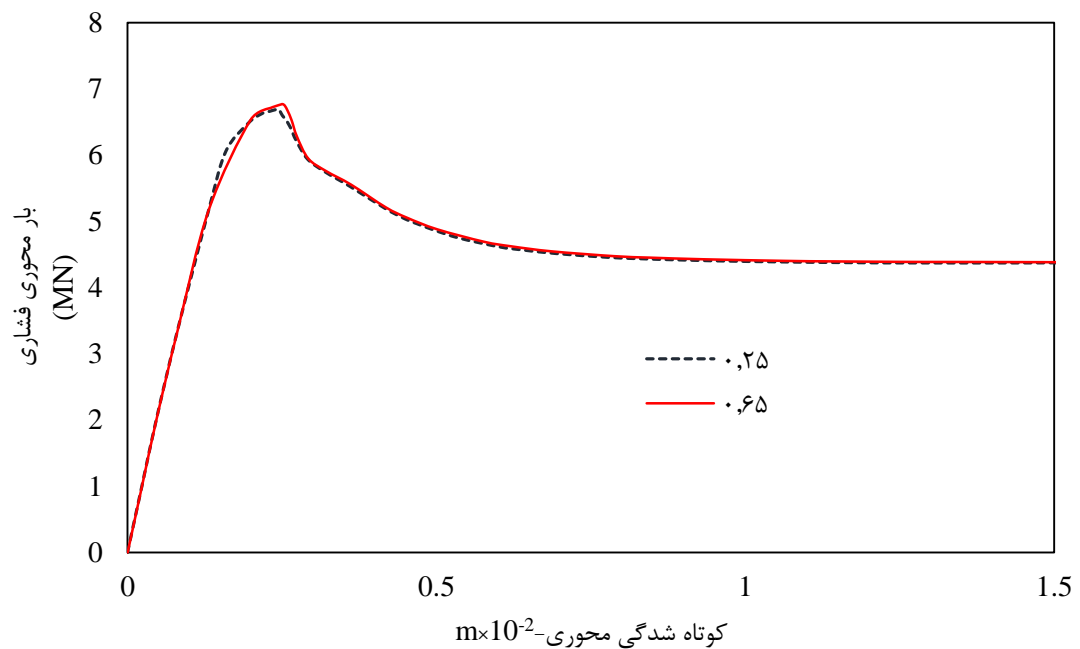
پارامتری آن

برای انتخاب ضریب اصطکاک مناسب محققین مختلف مقادیر متفاوتی را ارائه کرده‌اند. با توجه به پراکندگی نظرات، اطلاعات مربوط به مقدار ضریب اصطکاک جمع‌آوری و در جدول (۶-۱۹) ارائه می‌شود. مقدار این ضریب بین ۰/۱۵ تا ۰/۶۵ متغیر هستند که برای انواع ستون‌های CFST پیشنهاد شده‌اند. در مجموع ۳۸ مورد متفاوت از ۳۵ محقق در جدول مذکور آمده است.

جدول (۶-۱۹): ضرایب اصطکاک پیشنهادی محققان مختلف برای سطوح تماسی میان بتن و فولاد (سطوح مرکب)

نام محقق اول	سال	آزمایش و مدل سازی	مدل سازی	ضریب اصطکاک	مجله یا کنفرانس
Ellobody	2012-2013	*		0.25	J. of Cons Steel Res [۷۲ و ۶۴]
Ellobody	2013		*	0.25	J. of Thin-Walled Structures [۷۳]
Ellobody	2006		*	0.25	J. of Thin-Walled Structures [۶۹]
Johansson	2002	*		0.2	J. of Structural Engineering-ASCE
Mollazadeh	2016	*		0.3	J. of Structural Engineering-ASCE
Xie	2004	*		0.5	J. of Cons Steel Res
Rabbat	1985	*		.65 , .57	J. of Structural Engineering-ASCE
Samy Guezouli	2014		*	0.2	Engineering Structures, Elsevier
Tao	2013		*	0.6	J. of Cons Steel Res [۷۴]
Ataei	2015		*	0.25	J. of Structural Engineering-ASCE
Reza	2013		*	0.25	Congress ASCE
Zhi-Hua	2009	*		0.25	J. of Mechanics of Materials
Koen	2015	*		0.25	Master Thesis [۹۲]
Zhou	2015	*		0.6	J. of Thin-Walled Structures
Pragna	2016		*	0.2	International J. of Latest Engineering Research And Applications
Lam	2012		*	0.3	J. of Thin-Walled Structures
Dai	2014		*	0.3	J. of Thin-Walled Structures
Hassanein	2013		*	0.4,0.25	J. of Thin-Walled Structures
Hassanein	2013		*	0.4,0.25	Engineering Structures, Elsevier
Chang	2013	*		0.4	J. of Thin-Walled Structures
Chang	2012		*	0.6	J. of Cons And Building Materials
Quan	2016	*		0.25	J. of Front Structural Civil Engineering-Springer
Hou	2014		*	0.5	J. of Thin-Walled Structures
Zhang	2016	*		0.5	J. of Engineering Science And Technology Review
Hassan	2013		*	0.25	Conference
Li	2015		*	0.6	Advanced Steel Construction
Yan	2015		*	0.4	Advanced Steel Construction
Tao	2007-2008-2009	*		0.25	J. of Thin-Walled Struc [۶۲ و ۶۱ و ۶۰]
Thai	2014		*	0.25	J. of Cons Steel Research [۷۵]
Chen	2012	*		0.15	J. of Cons Steel Research [۹۵]
Hu	2003		*	0.25	J. of Structural Engineering-ASCE [۶۸]
Chang	2014		*	0.4	J. of Tunnelling And Underground Space Technology [۲۳]
Afonso Dos Santos	2013		*	0.3	Master Thesis [۳۰]
Espinose Capilla	2012		*	0.3	PHD Thesis [۲]
Mostafa	2013		*	0.3	Master Thesis

با توجه به جدول از ۳۸ مورد مقدار متفاوت در مقالات گوناگون، ۱۴ مورد ۰/۲۵ (۳۷ درصد)، ۶ مورد ۰/۳ (۱۶ درصد)، ۵ مورد ۰/۴ و ۰/۶ (هر کدام ۱۳ درصد)، ۳ مورد ۰/۲ و ۰/۵ (هر کدام ۸ درصد) و بقیه موارد به صورت نادر دیگر مقادیر را برای ضریب اصطکاک بین فولاد و بتن برگزیده‌اند. با توجه به آمار در بیش از ۵۳ درصد موارد مقدار ۰/۲۵ و ۰/۳ برگزیده شده است. از آنجا که این دو مقدار تفاوت اندکی با هم دارند و همچنین مقدار ۰/۲۵ بیشتر از همه به کار گرفته شده است، در این پایان نامه در تمامی حالات این مقدار در نظر گرفته شد. همچنین مقدار گزینش شده جزء کمترین مقادیر است. لذا جنبه احتیاط نیز با انتخاب آن رعایت می‌گردد. با این حال نتایج برای مدل شماره ۱ با بیشترین مقدار پیشنهاد شده (۰/۶۵) و ضریب به کار گرفته شده (۰/۲۵) با هم مقایسه می‌شوند (شکل ۶-۷۶).

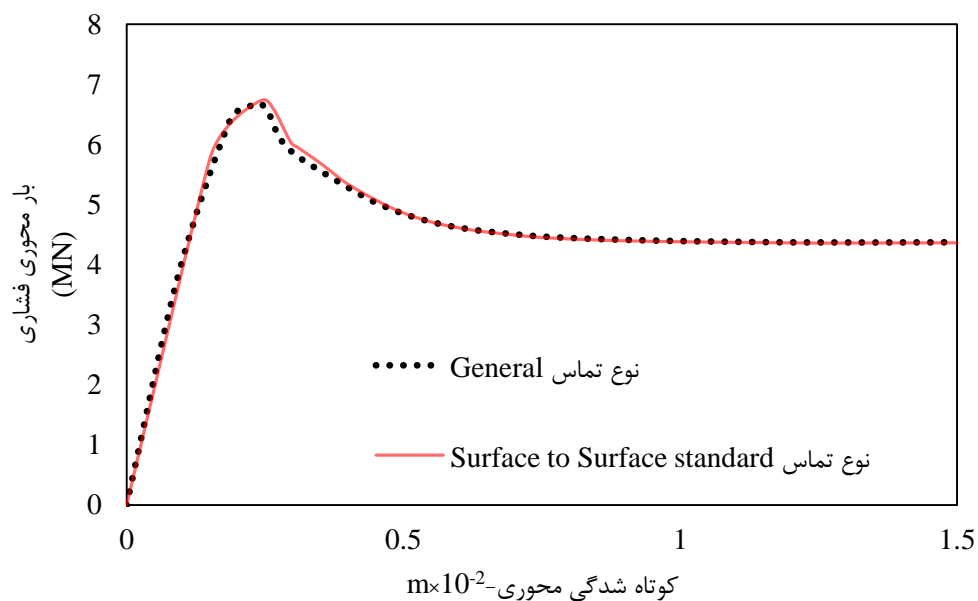


شکل (۶-۷۶): اثر تغییر ضریب اصطکاک روی رفتار ستون CFST در مدل شماره ۱

۶-۱۰-۳ اثر تغییر نوع مدل اصطکاکی (تماسی) در مدل شماره ۱

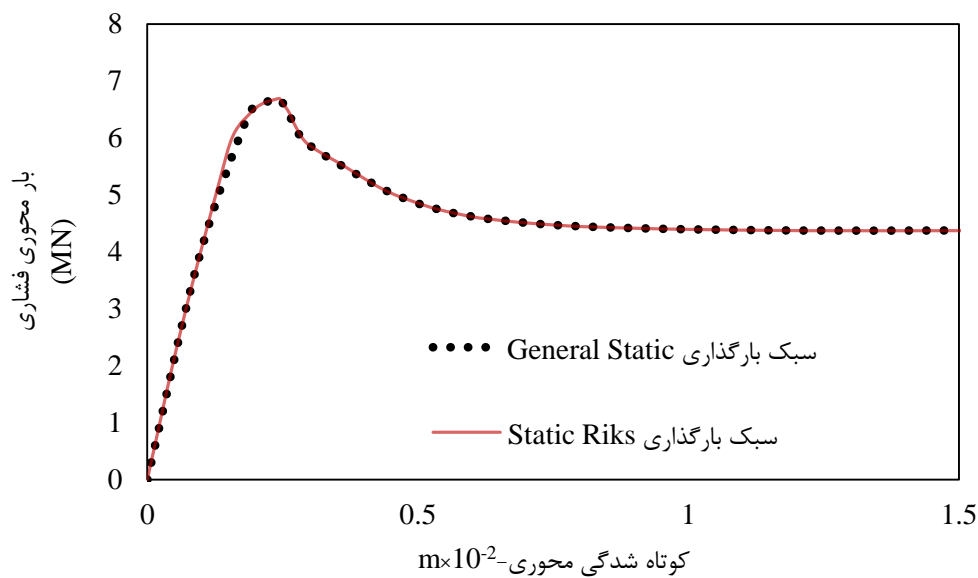
با توجه به نتایج مشخص است که تغییر نوع اصطکاک اثر ناچیزی روی رفتار ستون مرکب دارد.

بنابراین این اثر قابل صرف نظر کردن است (شکل ۶-۷۷).



شکل (۶-۷۷): اثر تغییر نوع مدل اصطکاکی (تماسی) روی رفتار مدل شماره ۱

۱۱-۶ اثر تغییر سبک بارگذاری در مدل شماره ۱



شکل (۶-۷۸): اثر تغییر سبک بارگذاری در مدل شماره ۱

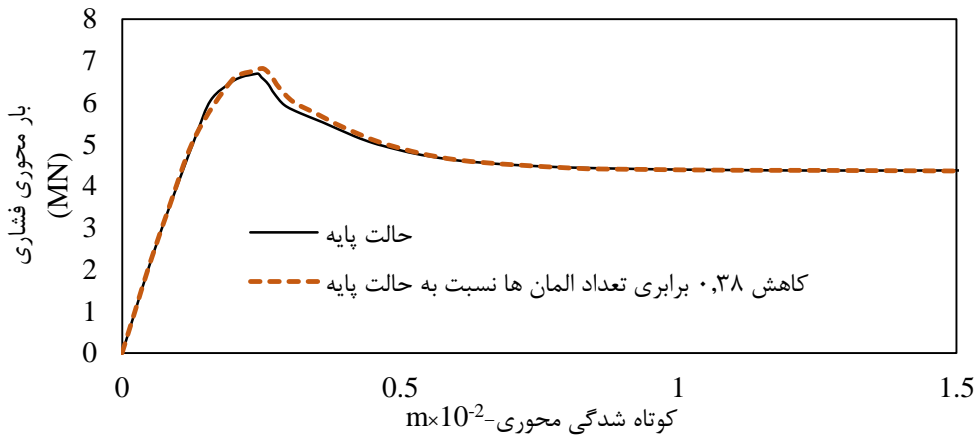
با توجه به نتایج اثر تغییر سبک بارگذاری روی مدل شماره ۱ ناچیز بوده و قابل صرف نظر کردن

است (شکل ۶-۷۸).

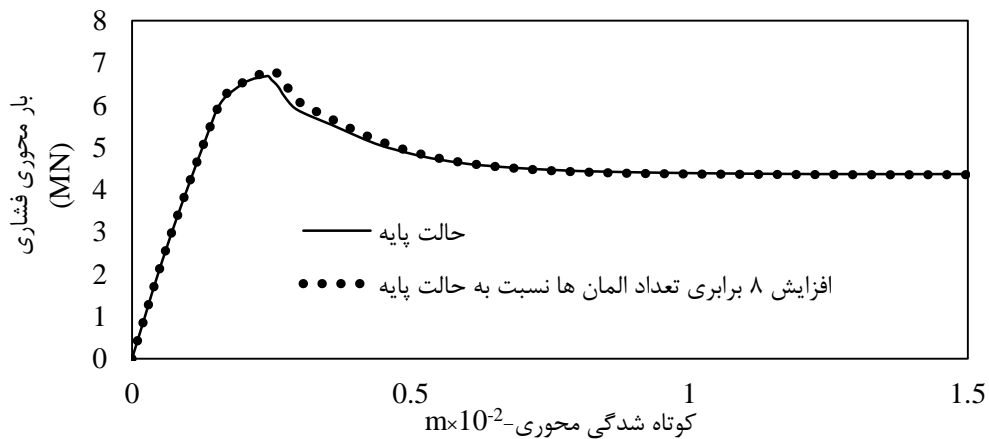
۶-۱۲ بررسی پارامتری تغییرات اندازه و نوع مش بندی

با توجه به نتایج اثر هریک از این موارد ناچیز بوده و قابل صرف نظر کردن است. همچنین مشخص

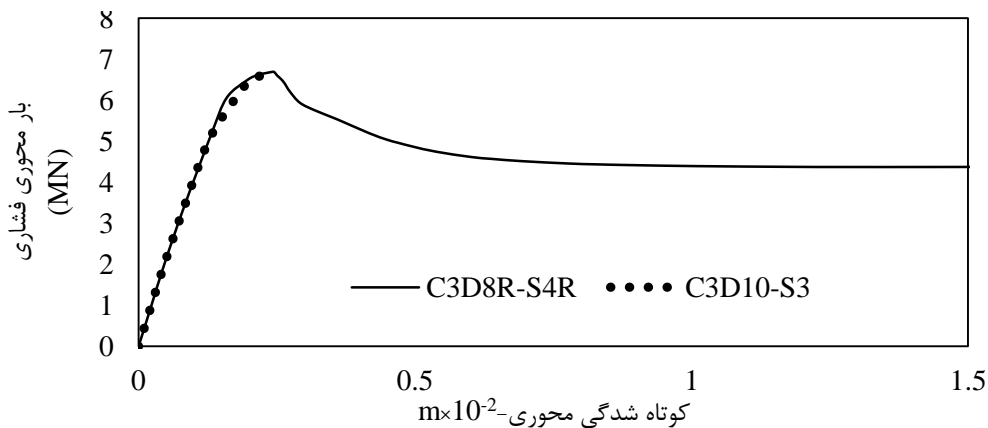
می شود که در یک شرایط یکسان تغییر نوع مش می تواند سبب عدم اجرای مدل سازی شود.



شکل (۶-۷۹): اثر کاهش تعداد المان ها روی رفتار مدل شماره ۱



شکل (۶-۸۰): اثر افزایش تعداد المان ها روی رفتار مدل شماره ۱



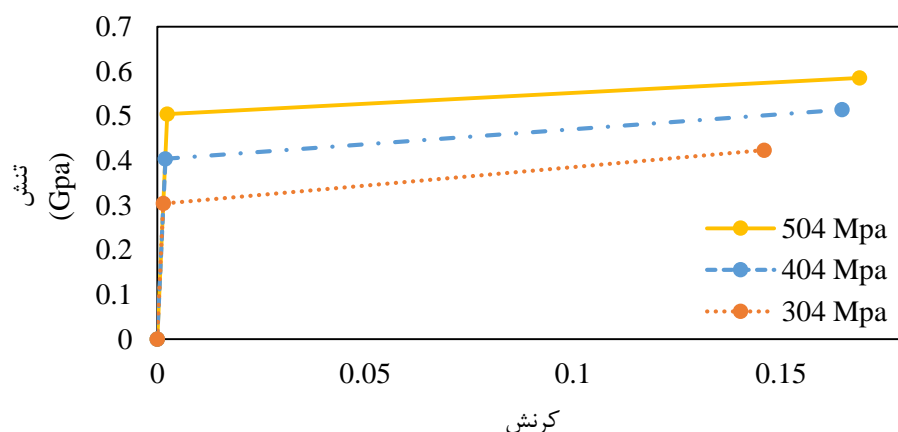
شکل (۶-۸۱): اثر تغییر نوع المان روی رفتار مدل شماره ۱

۱۳-۶ برخی دیگر از بررسی‌های پارامتری مربوط به مدل‌های ستون

CFST (مرکب)

در این قسمت برخی دیگر از بررسی‌های پارامتری مربوط به مدل‌سازی‌های انجام شده ارائه می‌شود. این تحلیل‌ها روی نمونه‌های انتخابی انجام شده‌اند.

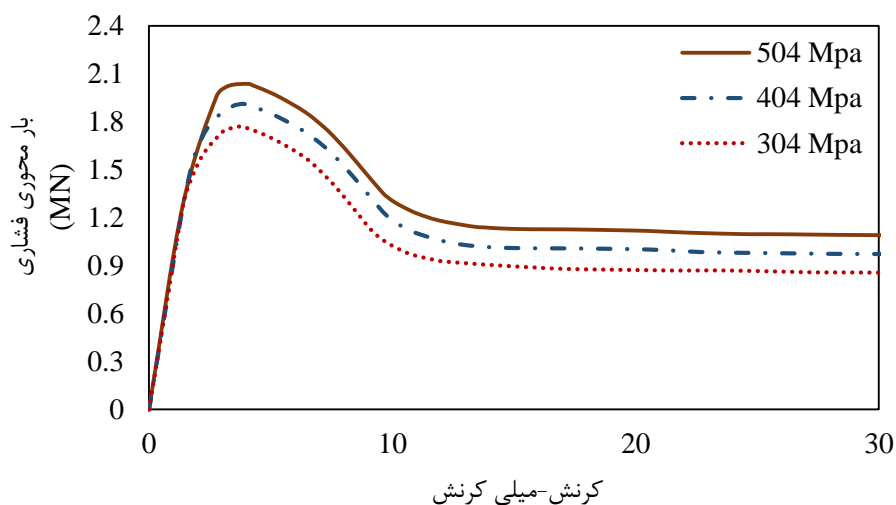
۱۳-۶-۱ اثر تغییر مقاومت فولاد روی مدل شماره ۶



شکل (۶-۸۲): اثر تغییر مقاومت فولاد روی رفتار منحنی تنش-کرنش فولاد طبق معادله بخش ۵-۲-۲-۲

در ابتدا لازم است با توجه به اطلاعات بخش ۵-۲-۲-۲ منحنی‌های مربوط به رفتار فولاد تهیه

شوند. پس از آن نتایج مربوط به رفتار ستون مرکب بدست می‌آیند (شکل ۶-۸۲).

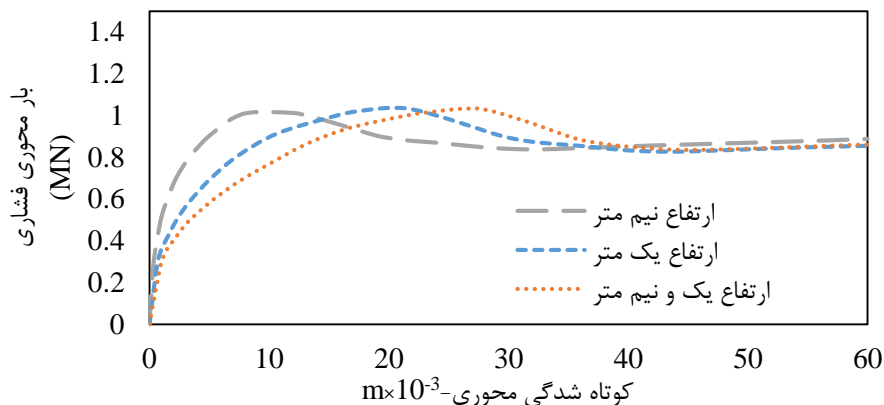


شکل (۶-۸۳): اثر تغییر مقاومت فولاد روی رفتار ستون CFST در مدل شماره ۶

بررسی نتایج نشان می‌دهد که افزایش مقاومت فولاد به نحو تقریباً یکنواختی مقاومت حداکثر ستون و بار گسیختگی انتهایی نمونه را افزایش می‌دهد. همچنین نرخ کاهش مقاومت ستون (افت ناگهانی) هم اندکی زیاد می‌شود. به عبارتی حضور فولاد پر مقاومت‌تر اندکی خطر افت ناگهانی مقاومت را افزایش داده است (شکل ۶-۸۳).

۶-۱۳-۲ اثرات تغییر ارتفاع و ضخامت لوله فولادی روی مدل

شماره ۱۳

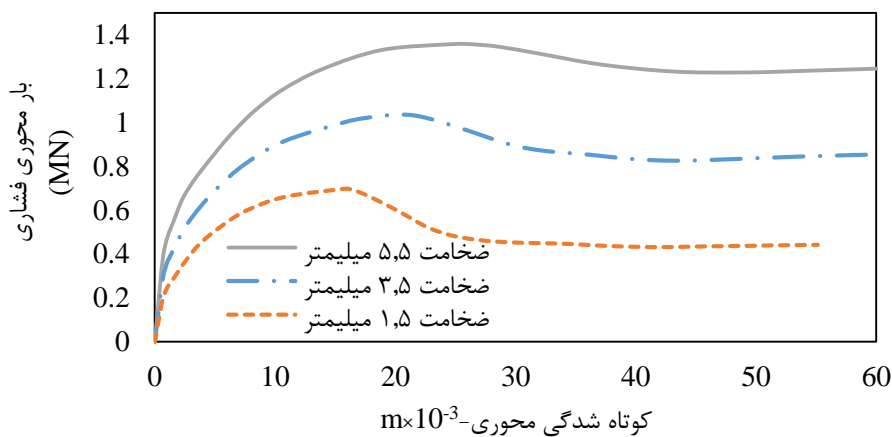


شکل (۶-۸۴): اثر تغییر ارتفاع روی رفتار ستون FRCFST در مدل شماره ۱۳

این اثر در مورد نمونه شماره ۱۳ مورد بررسی قرار گرفته است. تنها این نمونه است که دارای ارتفاع یک متر است. همچنین هسته داخلی آن بتن الیافی است. این ستون از نظر ارتفاع در رده ستون‌های متوسط قرار دارد [۵۵]. لذا امکان مطالعه ارتفاع‌های بیشتر روی مدل این نمونه وجود دارد. در مدل بتن محصورشده ارائه شده، پارامتر ارتفاع ستون وجود ندارد. لذا محاسبه اثر ارتفاع از طریق تغییر ارتفاع نمونه در محیط نرم افزار انجام می‌شود. در شکل (۶-۸۴) اثر تغییر ارتفاع برای سه حالت مختلف نشان داده شده است. با توجه به نتایج می‌توان دریافت که با افزایش ارتفاع ستون سختی آن کاهش می‌یابد. از طرفی ظرفیت باربری محوری و بار گسیختگی انتهایی آن ثابت مانده است. به نظر می‌رسد دو نتیجه اخیر گزارش شده جای کار بیشتری دارند.

با توجه به نتایج ارائه شده مشخص است که تغییر ضخامت لوله اثر زیادی روی حداکثر مقاومت

محوری فشاری ستون CFST متوسط (آیین‌نامه AIJ [۵۵]) دارد. همچنان که در شکل (۶-۸۵) می‌بینید، افزایش ضخامت لوله، سختی مجموعه ستون مرکب را به شدت زیاد می‌کند. از طرفی وقتی که ضخامت لوله کم است، کاهش ناگهانی مقاومت حتی در رفتار ستون‌های دایره‌ای متوسط CFST قابل مشاهده است (قبلاً افت مقاومت ناگهانی در مورد ستون‌های کوتاه CFST قوطی شکل دارای بتن‌های پر مقاومت دیده شده بود). به نظر می‌رسد که با کاهش ضخامت لوله میزان جلوگیری لوله فولادی از تغییر شکل‌های شعاعی هسته بتنی کاهش می‌یابد و دیگر کارایی لازم را ندارد. بنابراین حدی از ضخامت لوله یا قوطی فولادی برای جلوگیری از این پدیده باید رعایت شود. ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری ستون نیز به وضوح افزایش چشم‌گیری می‌یابد.

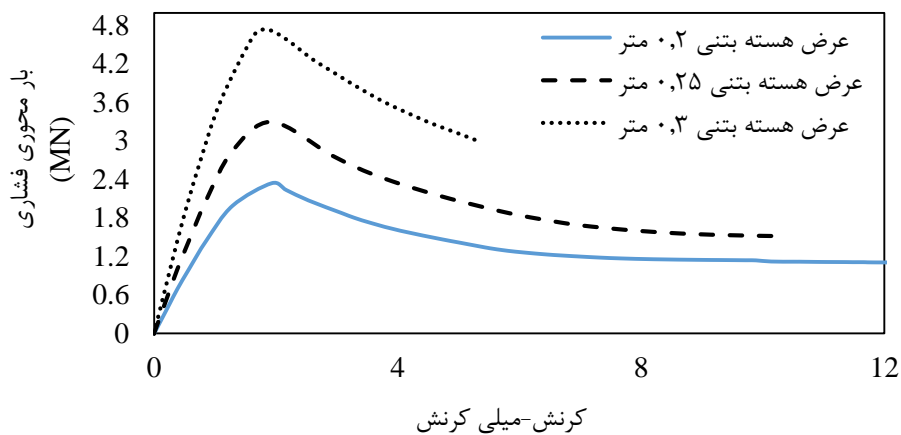


شکل (۶-۸۵): اثر تغییر ضخامت لوله روی رفتار ستون FRCFST در مدل شماره ۱۳

۶-۱۳-۳ اثر تغییر عرض هسته بتنی در مدل شماره ۴

در تصویر (۶-۸۶) اثر افزایش عرض هسته بتنی داخلی در مدل شماره ۴ نمایش داده شده است. برای این تحلیل پارامتری نیز مانند دیگر تحلیل‌های پارامتری صورت گرفته، بقیه عوامل مؤثر در فرآیند شبیه‌سازی مانند مقاومت بتن، مقاومت فولاد و ضخامت جداره فولادی ثابت در نظر گرفته شده‌اند. با توجه به نتایج مشخص می‌شود که با افزایش عرض قسمت بتنی، مقاومت ستون مقدار زیادی افزایش می‌یابد. به نظر می‌رسد که با افزایش عرض قسمت بتنی، نسبت سطح مقطع عرضی مؤثر آن برای شرکت در تحمل بارهای فشاری محوری نسبت به سطح مقطع عرضی مؤثر فولاد بیشتر می‌شود. در

نتیجه کل ستون در عین افزایش مقاومت، به سمت رفتار ترد و شکننده پیش می‌رود. لذا با توجه به شکل نمودارهای ارائه شده در تصویر (۶-۸۶)، هرچه عرض هسته بتنی زیاد می‌شود، بار گسیختگی نهایی نمونه که توسط نرم افزار پیش‌بینی شده است، در کرنش کمتری نسبت به حالت قبلی برای ستون CFST اتفاق می‌افتد. در نتیجه ستون در بارهای بزرگتری نسبت به قبل به یکباره ظرفیت باربری خود را از دست می‌دهد که اصلاً مطلوب نیست.



شکل (۶-۸۶): اثر تغییر قطر (عرض) هسته بتنی روی رفتار ستون CFST در مدل شماره ۴

۶-۱۴ معادله مربوط به مدل تیوب فولادی

لازم به ذکر است که رفتار تیوب فولادی در حوزه تنش‌ها نیز با معادله ذکر شده (۶-۲۲) بدست

می‌آید [۶۸].

۶-۱۵ تصاویر مربوط به روش‌های پیشنهاد و مدل سازی شده برای

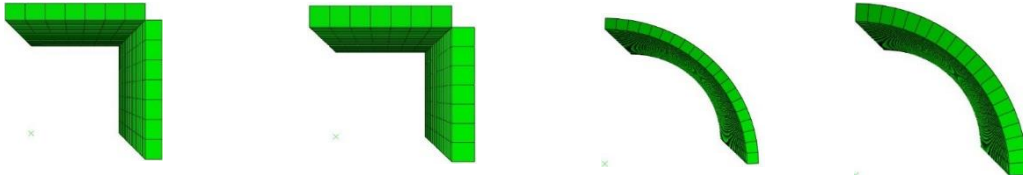
تقویت ستون‌های FRSCCFST دایره‌ای و CFST قوطی شکل

در این قسمت در مجموع ۹ تصویر نشان داده شده است. با توجه به شماره تقویت‌های اعلام شده

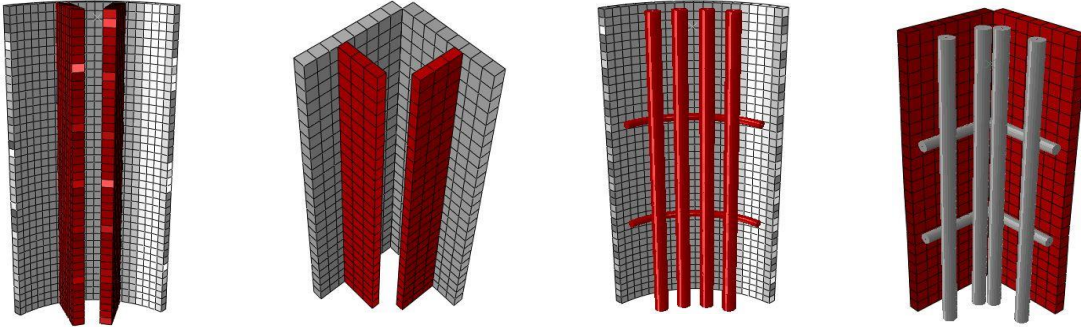
در جدول (۶-۱۶) تصویر هر تقویت با توجه به دایره‌ای یا قوطی شکل بودن ستون مرکب (CFST یا

FRSCCFST) قابل مشاهده است. در بخش بعدی نیز مود گسیختگی نهایی هر یک از این تقویت‌های

پیشنهادی در فضای نرم افزار المان محدود Abaqus نشان داده شده است.

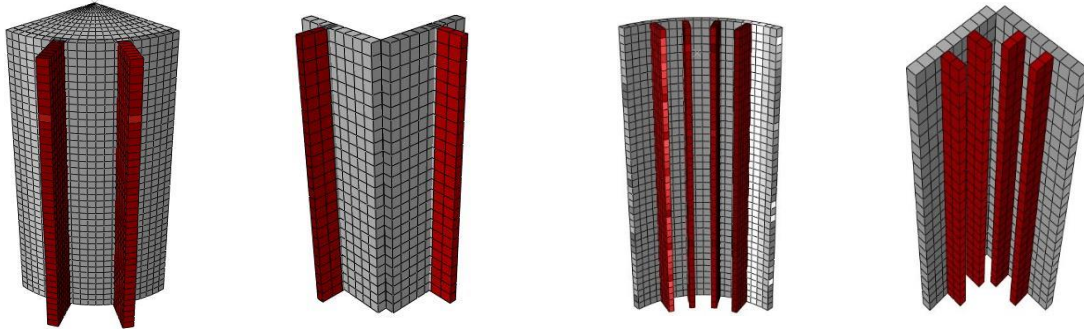


شکل (۸۷-۶): تقویت شماره ۱-افزایش ضخامت

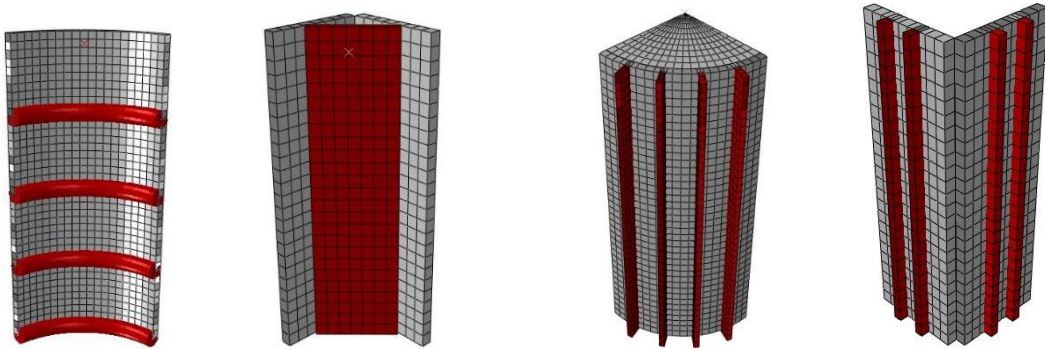


شکل (۸۹-۶): تقویت شماره ۲-۳ سخت کننده نواری داخلی

شکل (۸۸-۶): تقویت شماره ۲-شبه‌بندی میلگردی

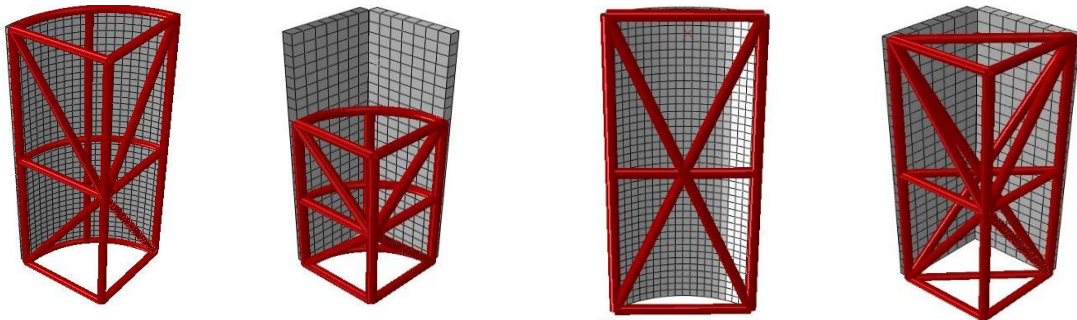


شکل (۹۰-۶): تقویت شماره ۳-۴ سخت کننده نواری داخلی شکل (۹۱-۶): تقویت شماره ۲-۴ سخت کننده نواری خارجی



شکل (۹۳-۶): تقویت‌های شماره ۵ و ۶

شکل (۹۲-۶): تقویت شماره ۴-۴ سخت کننده نواری خارجی

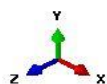
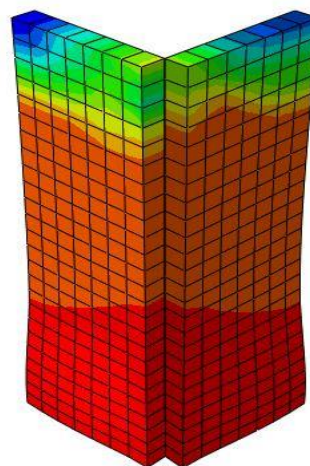
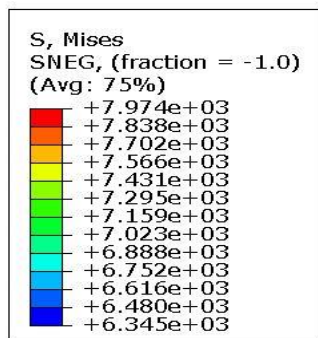


شکل (۹۵-۶): تقویت شماره ۸-سازه فضایی

شکل (۹۴-۶): تقویت شماره ۷-خرپا دو و سه بعدی

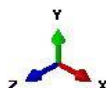
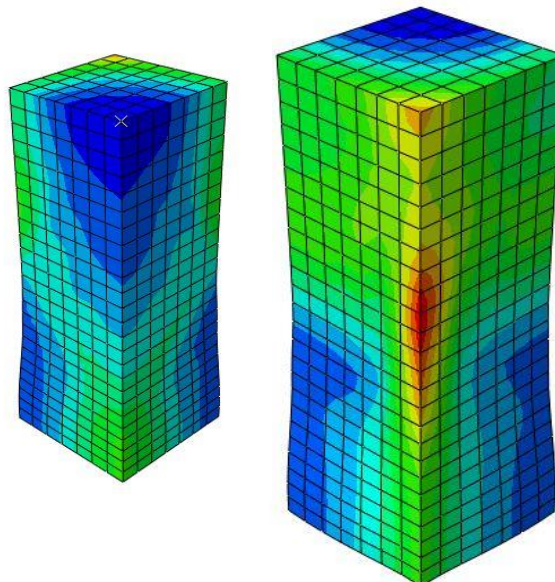
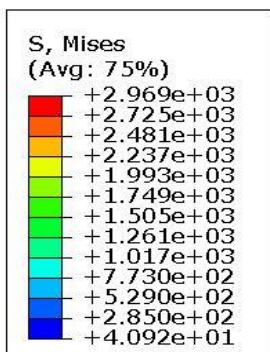
۶-۱۶ مود گسیختگی نمونه‌های تقویت شده و مدل شماره ۱۰

۶-۱۶-۱ نمونه‌های قوطی شکل



ODB: stif-0.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 01:29:56 Iran Daylight Time 2017

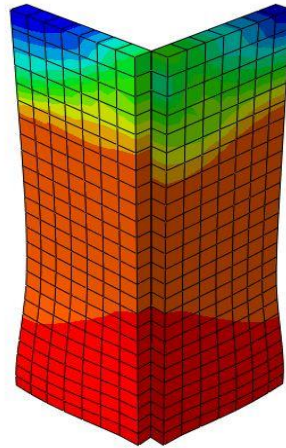
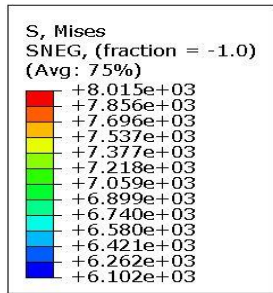
Step: Step-1
Increment 34: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00



ODB: stif-0.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 01:29:56 Iran Daylight Time 2017

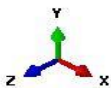
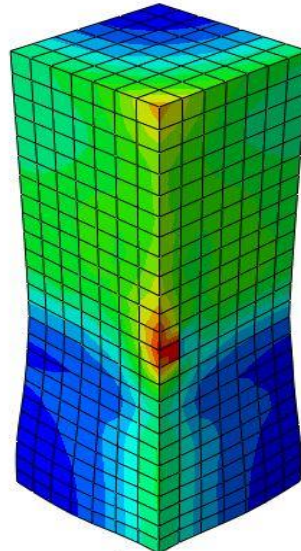
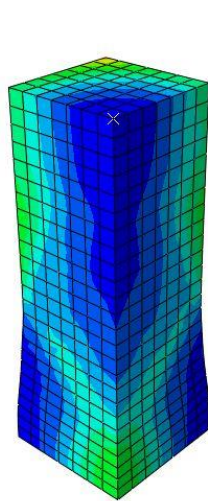
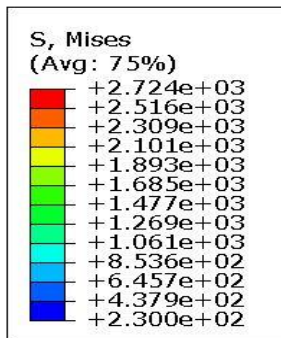
Step: Step-1
Increment 34: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00

شکل (۶-۹۶): مود گسیختگی تقویت شماره ۱



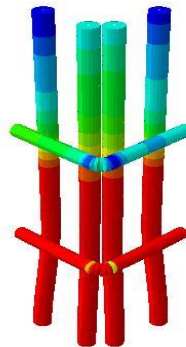
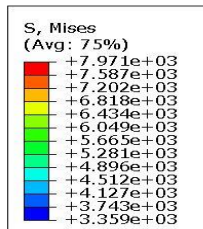
ODB: stf0.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 02:25:04 Iran Daylight Time 2017

Step: Step-1
Increment 38: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00



ODB: stf0.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 02:25:04 Iran Daylight Time 2017

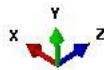
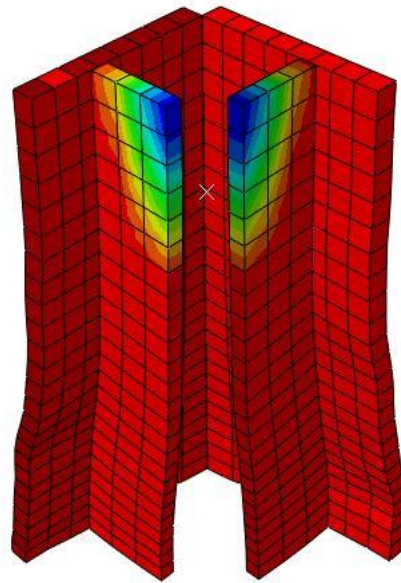
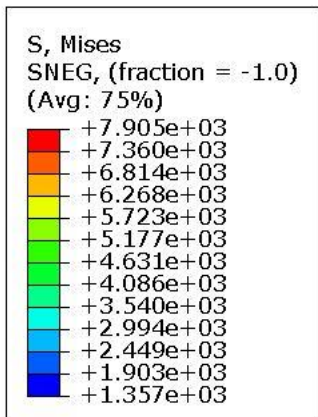
Step: Step-1
Increment 38: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00



ODB: stf0.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 02:25:04 Iran Daylight Time 2017

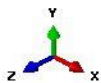
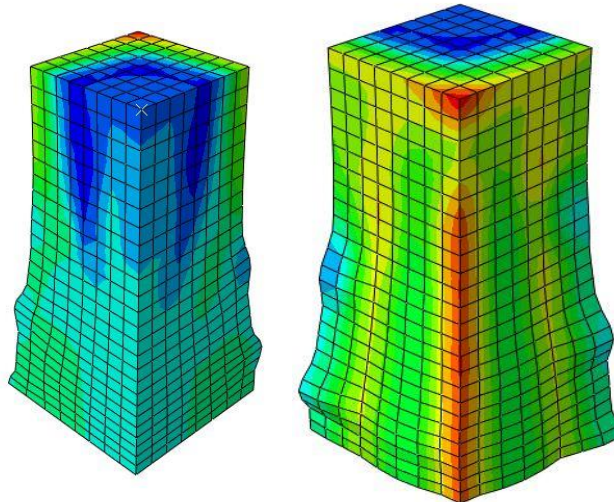
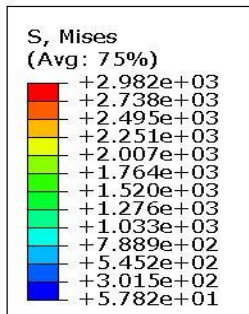
Step: Step-1
Increment 38: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00

شکل (۶-۹۷): مود گسیختگی تقویت شماره ۲



ODB: stif2.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon Jul 17 17:01:02 Iran Daylight Time 2017

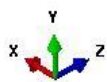
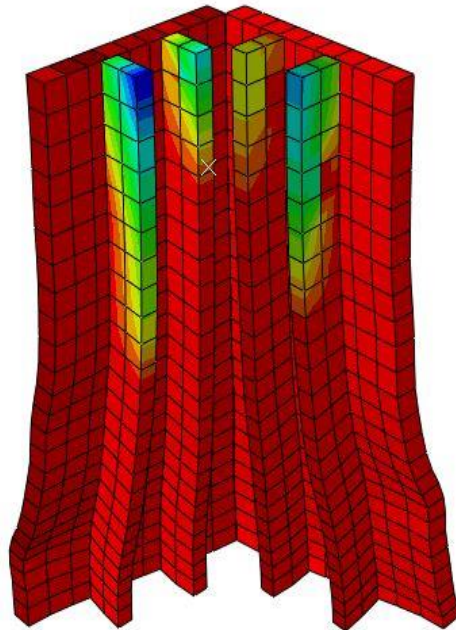
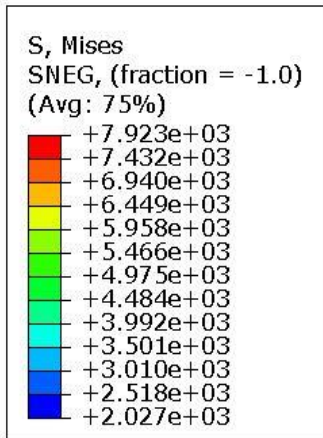
Step: Step-1
Increment 115: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: stif2.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon Jul 17 17:01:02 Iran Daylight Time 2017

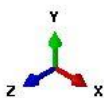
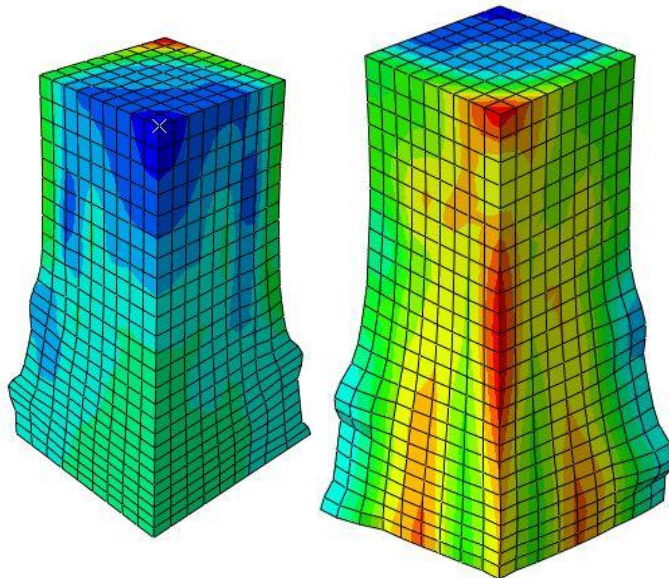
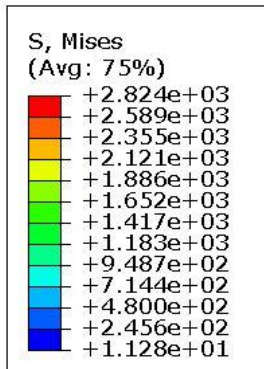
Step: Step-1
Increment 115: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۹۸): مود گسیختگی تقویت شماره ۳- نوع ۱



ODB: stif3.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon Jul 17 17:35:39 Iran Daylight Time 2017

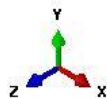
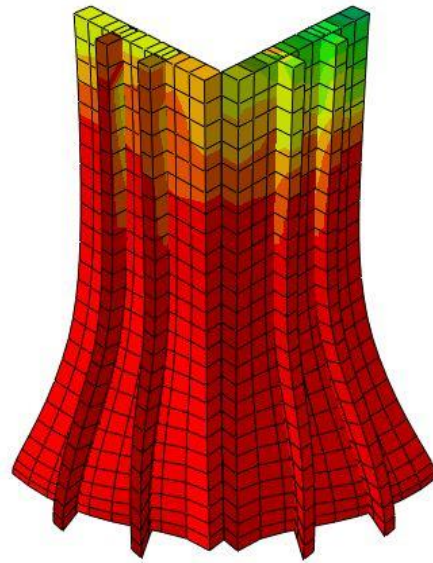
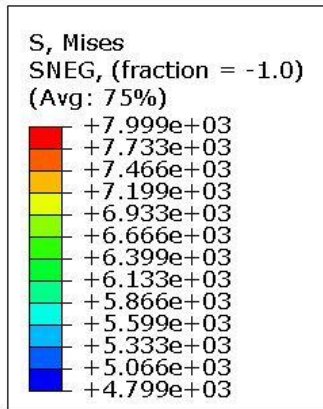
Step: Step-1
Increment: 136; Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: stif3.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon Jul 17 17:35:39 Iran Daylight Time 2017

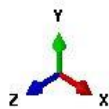
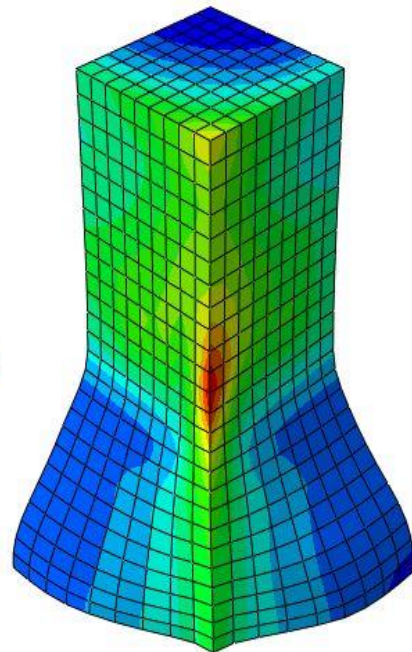
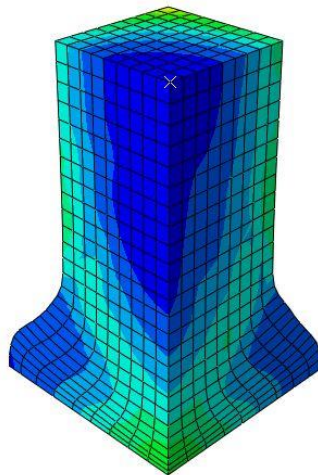
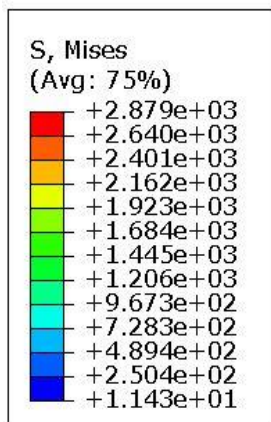
Step: Step-1
Increment: 136; Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۹۹): مود گسیختگی تقویت شماره ۳-نوع ۲



ODB: stif5.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Wed Jul 19 19:36:36 Iran Daylight Time 2017

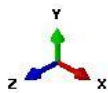
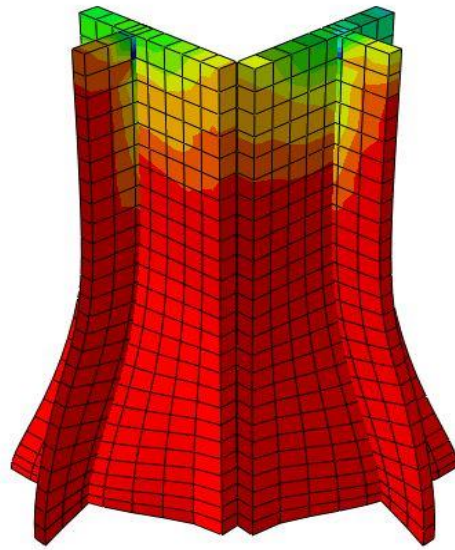
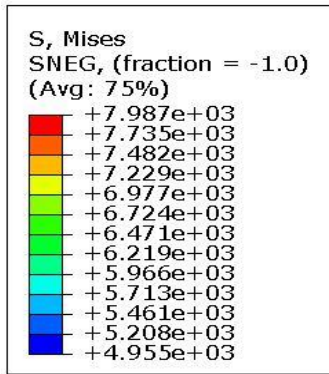
Step: Step-1
Increment 62: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: stif5.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Wed Jul 19 19:36:36 Iran Daylight Time 2017

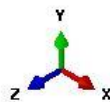
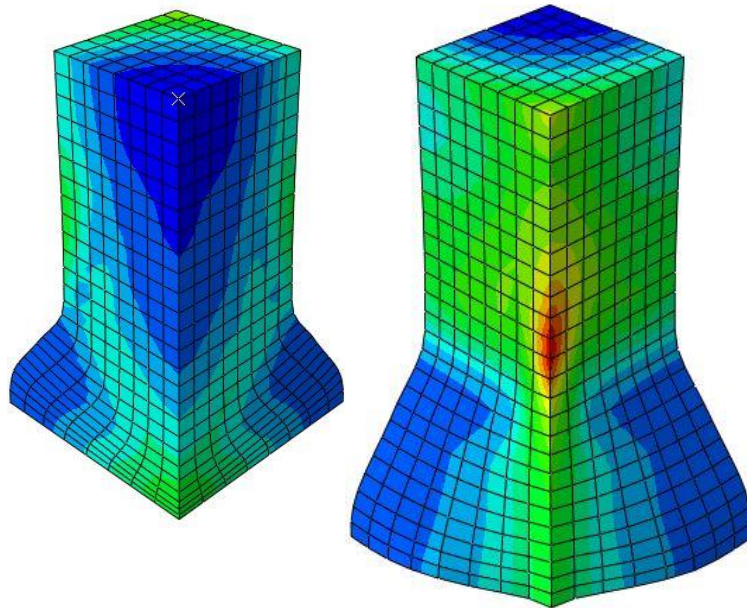
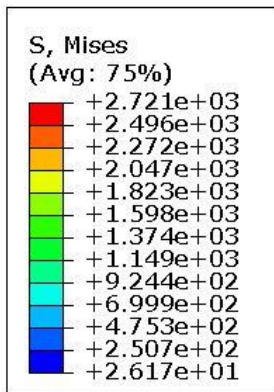
Step: Step-1
Increment 62: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۰۰): مود گسیختگی تقویت شماره ۴-نوع ۱



ODB: stif4.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon Jul 17 19:28:19 Iran Daylight Time 2017

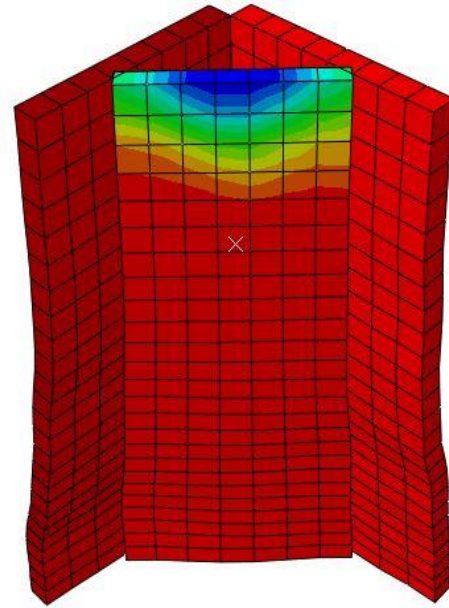
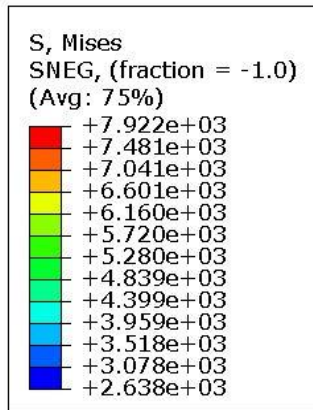
Step: Step-1
Increment 41: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: stif4.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon Jul 17 19:28:19 Iran Daylight Time 2017

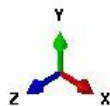
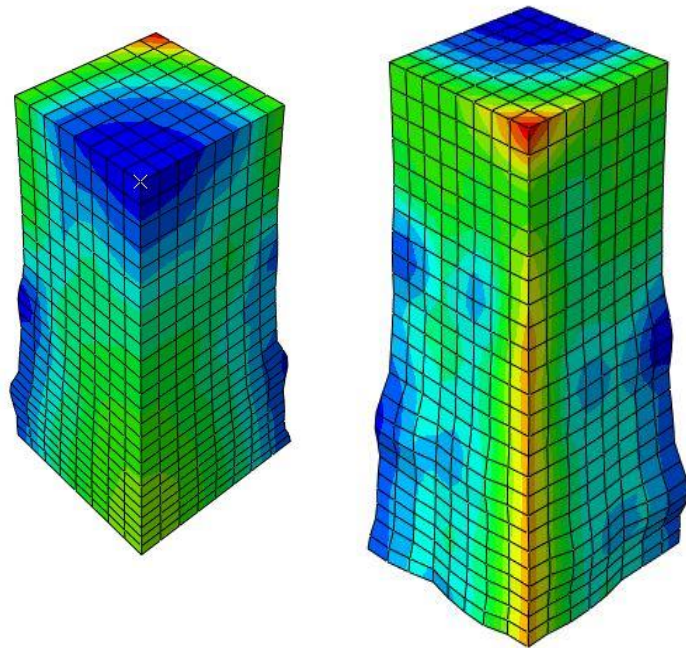
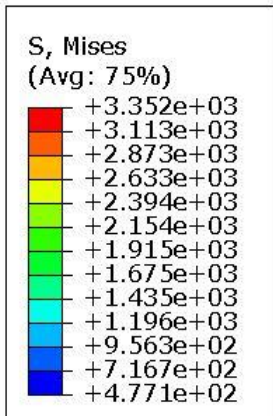
Step: Step-1
Increment 41: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۰): مود گسیختگی تقویت شماره ۴-نوع ۲



ODB: stif1.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 02:48:08 Iran Daylight Time 2017

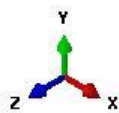
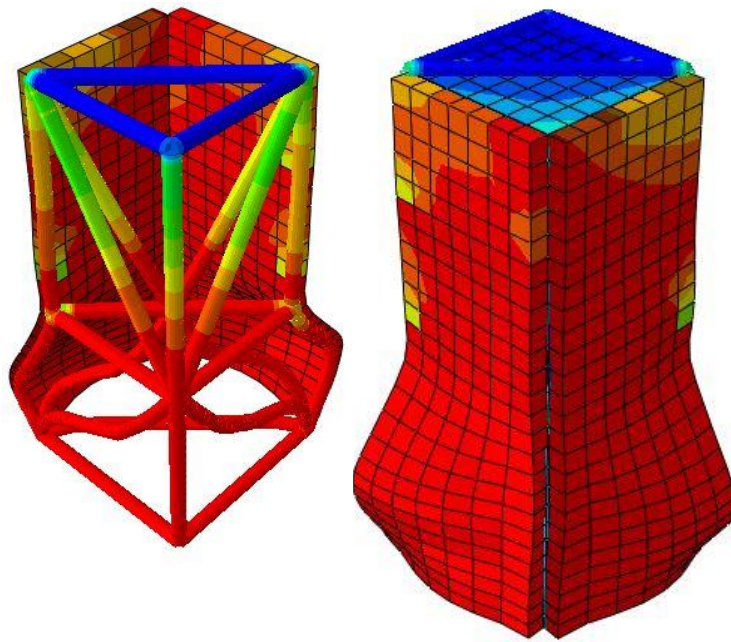
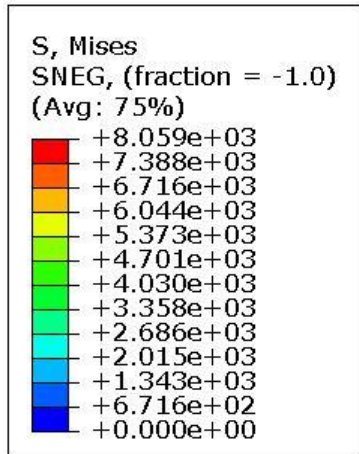
Step: Step-1
Increment 23: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: stif1.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 02:48:08 Iran Daylight Time 2017

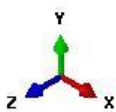
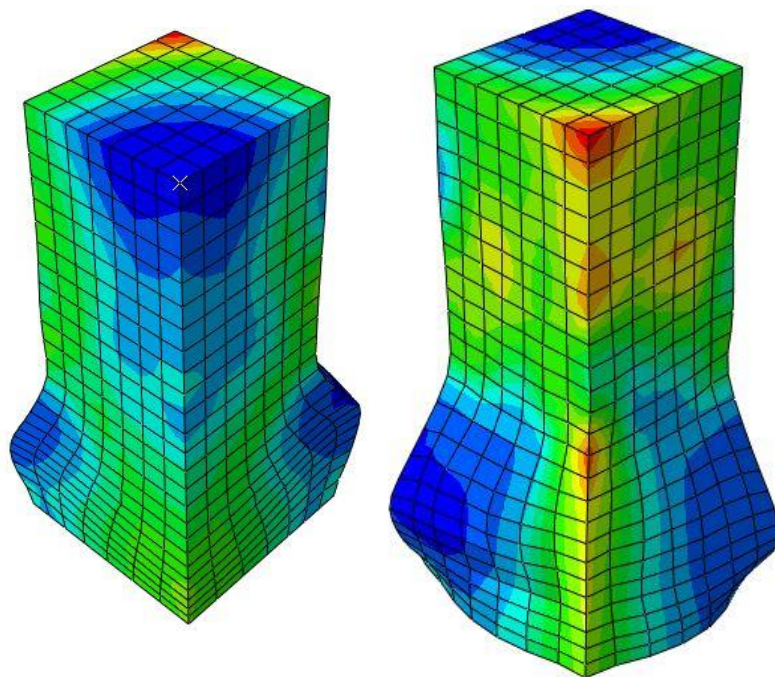
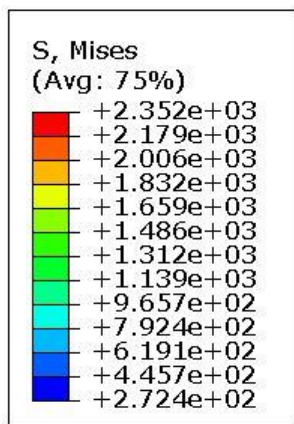
Step: Step-1
Increment 23: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۰۲): مود گسیختگی تقویت شماره ۵



ODB: stif13.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon Jul 24 18:58:50 Iran Daylight Time 2017

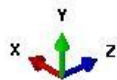
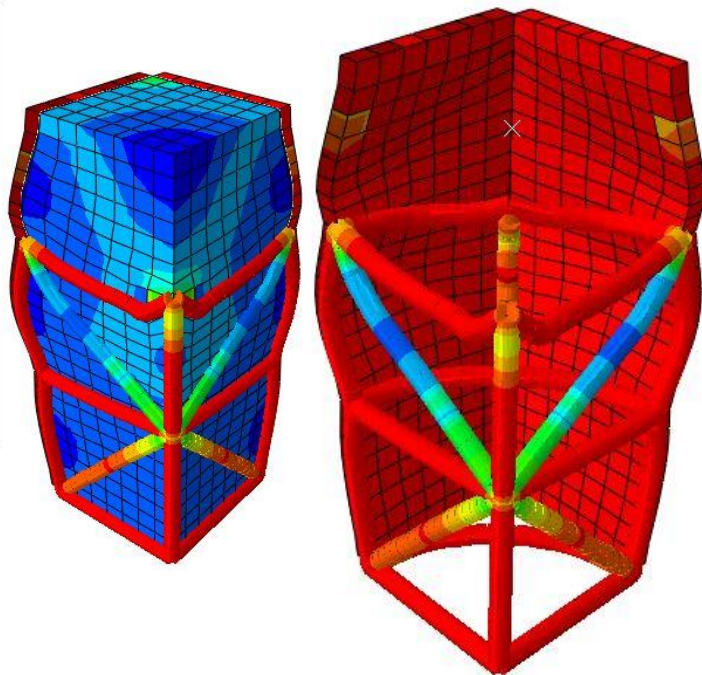
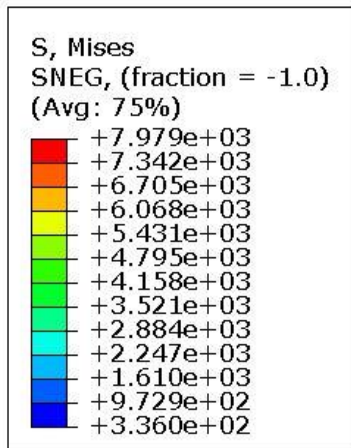
Step: Step-1
Increment 43: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: stif13.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon Jul 24 18:58:50 Iran Daylight Time 2017

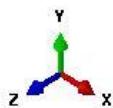
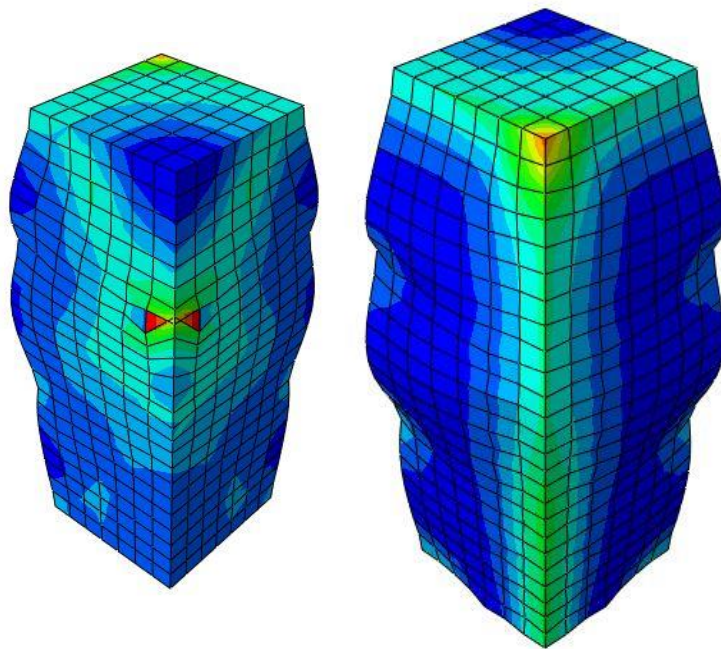
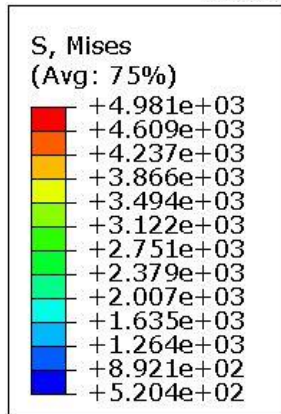
Step: Step-1
Increment 43: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۰۳): مود گسیختگی تقویت شماره ۷



ODB: stif9-3.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 03:48:29 Iran Daylight Time 2017

Step: Step-1
Increment 23: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

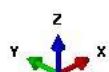
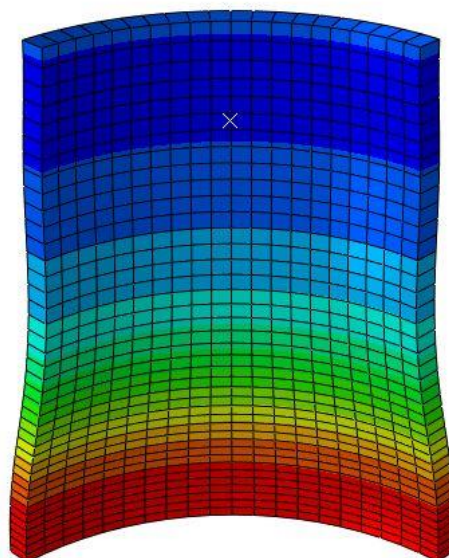
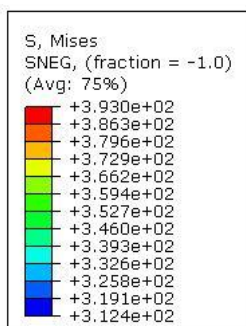


ODB: stif9-3.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 03:48:29 Iran Daylight Time 2017

Step: Step-1
Increment 23: Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

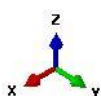
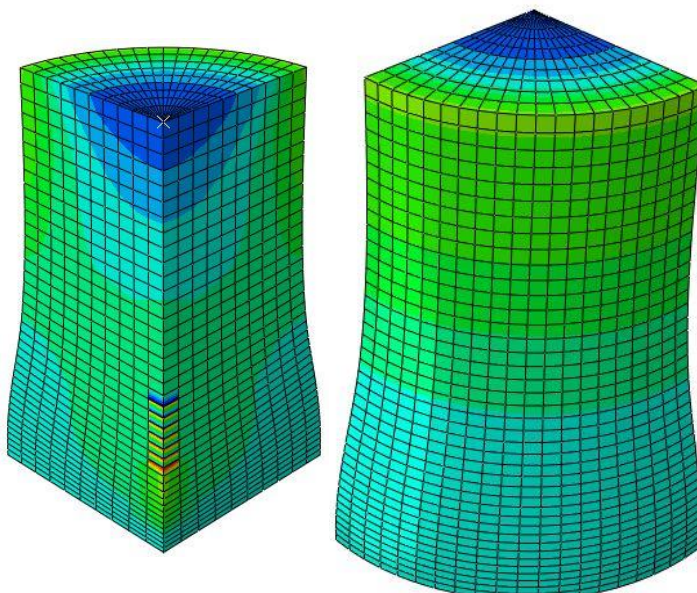
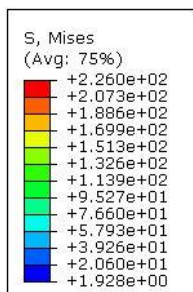
شکل (۶-۱۰۴): مود گسیختگی تقویت شماره ۸

شکل ۲-۱۶-۶ نمونه‌های دایره‌ای شکل



ODB: 11stif0.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Sun Jul 23 19:31:25 Iran Daylight Time 2017

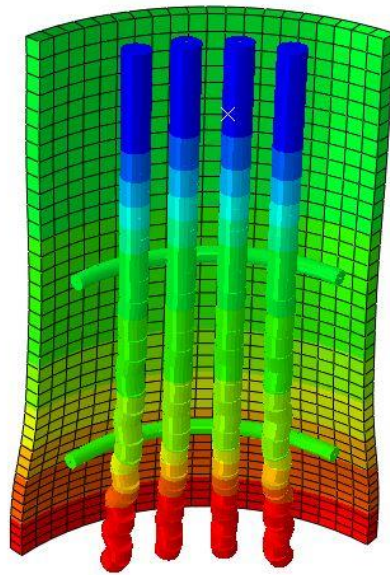
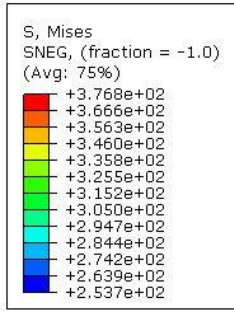
Step: Step-1
Increment 31: Step Time = 0.5904
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: 11stif0.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Sun Jul 23 19:31:25 Iran Daylight Time 2017

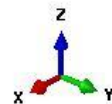
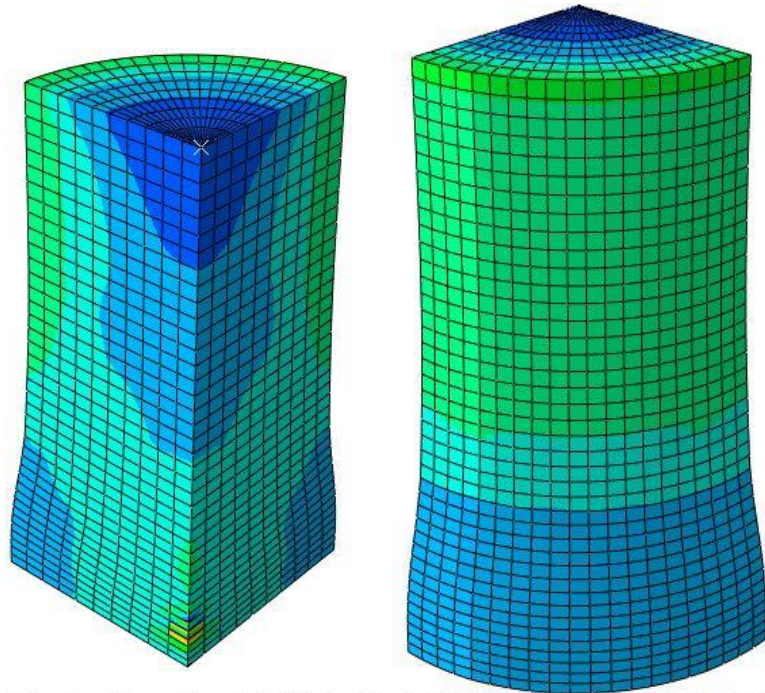
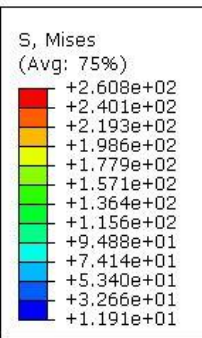
Step: Step-1
Increment 31: Step Time = 0.5904
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۰۵): مود گسیختگی تقویت شماره ۱



ODB: 11stif1.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:23:20 Iran Daylight Time 2017

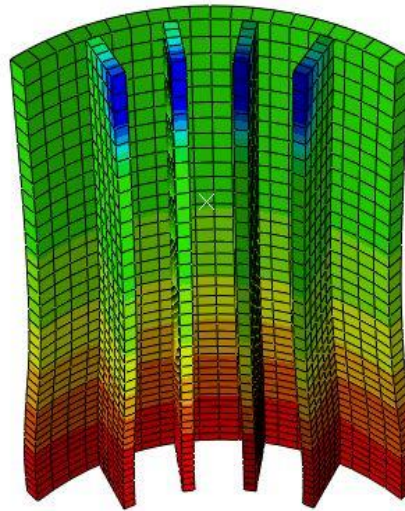
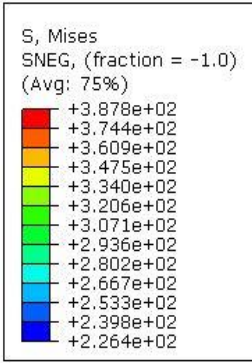
Step: Step-1
Increment 23: Step Time = 0.3616
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: 11stif1.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:23:20 Iran Daylight Time 2017

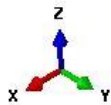
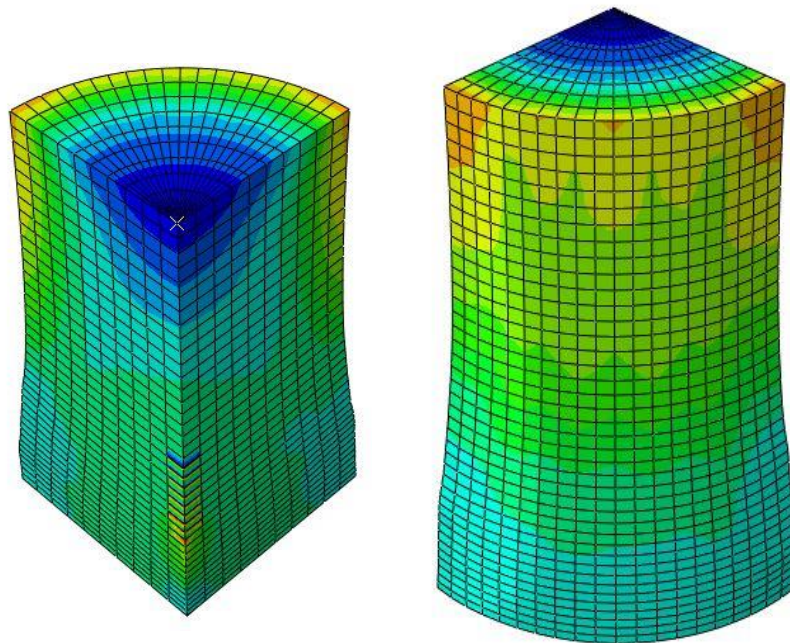
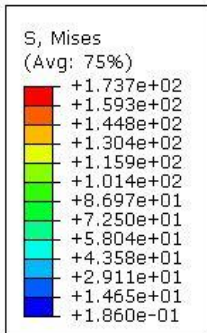
Step: Step-1
Increment 23: Step Time = 0.3616
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۰۶): مود گسیختگی تقویت شماره ۲



ODB: 11stif2.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:31:01 Iran Daylight Time 2017

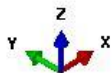
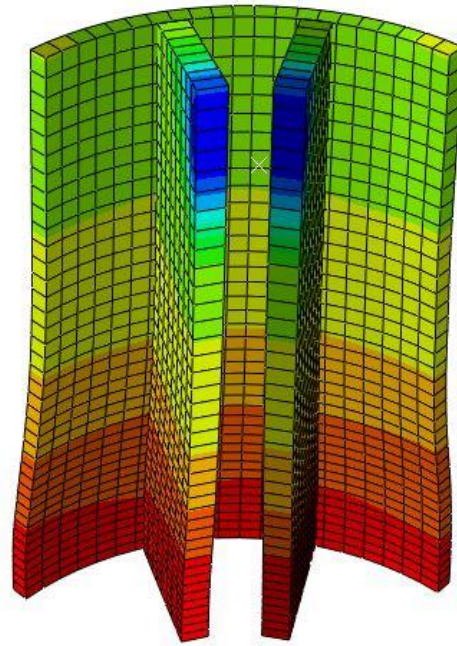
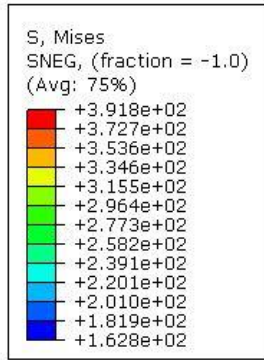
Step: Step-1
Increment 24: Step Time = 0.4876
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: 11stif2.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:31:01 Iran Daylight Time 2017

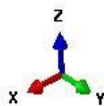
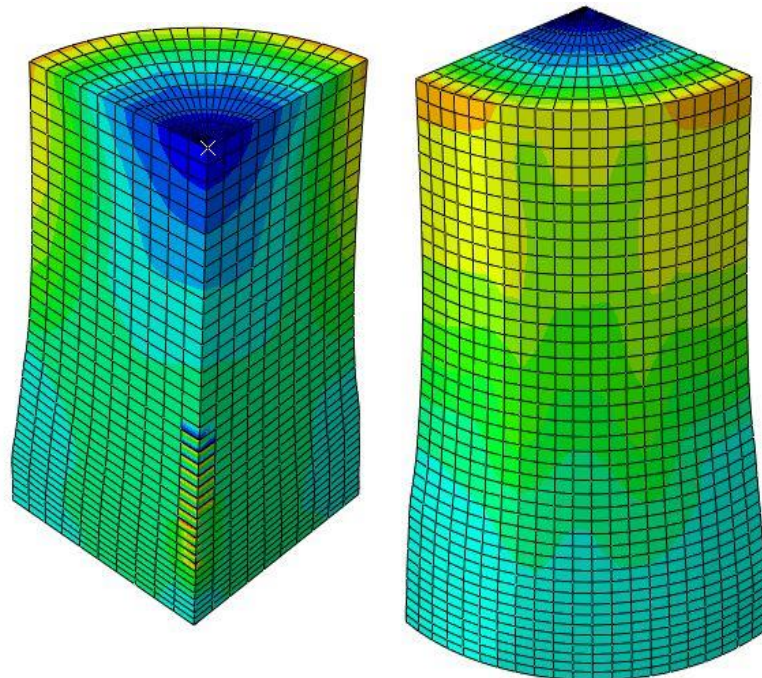
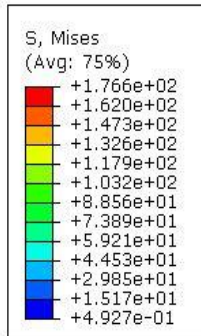
Step: Step-1
Increment 24: Step Time = 0.4876
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۰۷): مود گسیختگی تقویت شماره ۳-نوع ۱



ODB: 11stif3.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:34:35 Iran Daylight Time 2017

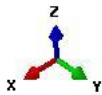
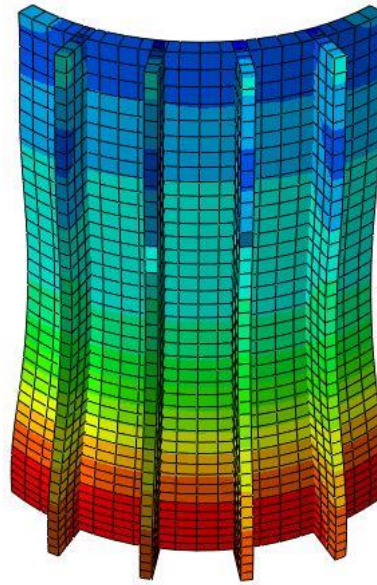
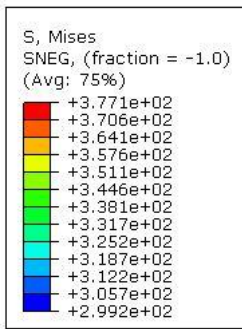
Step: Step-1
Increment 23: Step Time = 0.4781
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: 11stif3.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:34:35 Iran Daylight Time 2017

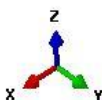
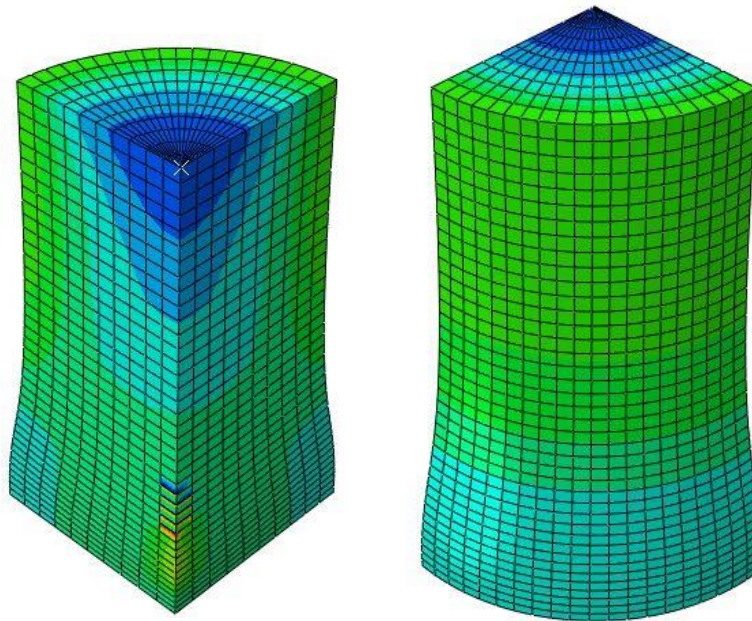
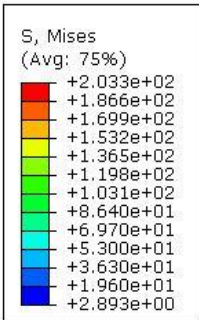
Step: Step-1
Increment 23: Step Time = 0.4781
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۰): مود گسیختگی تقویت شماره ۳- نوع ۲



ODB: 11stif7.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:57:06 Iran Daylight Time 2017

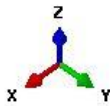
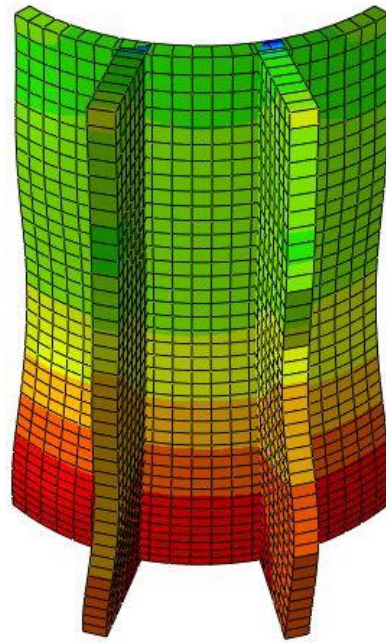
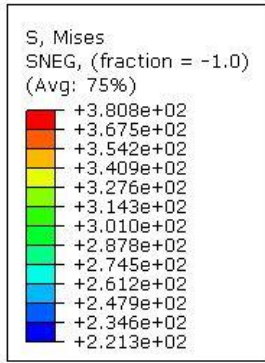
Step: Step-1
Increment 28: Step Time = 0.4308
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: 11stif7.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:57:06 Iran Daylight Time 2017

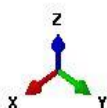
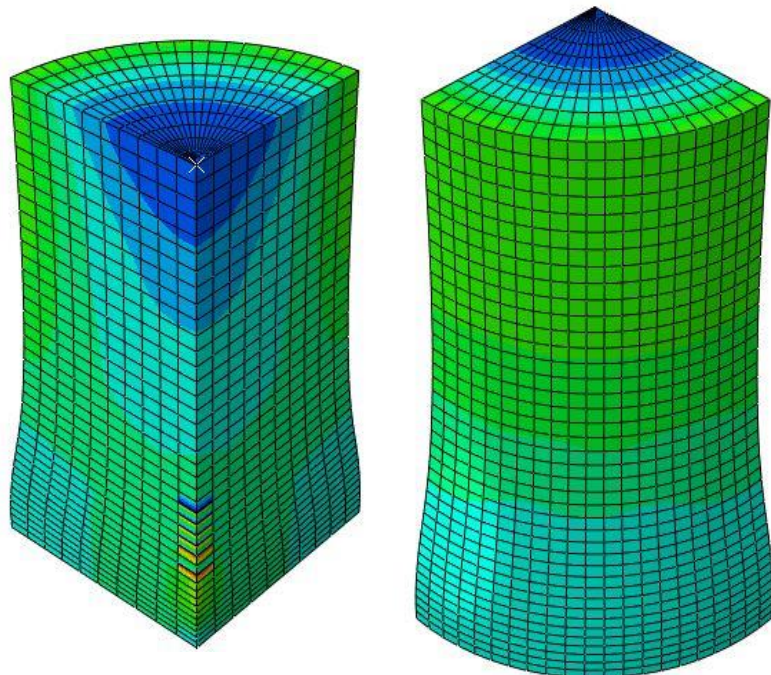
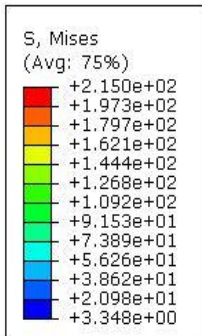
Step: Step-1
Increment 28: Step Time = 0.4308
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۰): مود گسیختگی تقویت شماره ۴-نوع ۲



ODB: 11stif8.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:57:33 Iran Daylight Time 2017

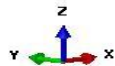
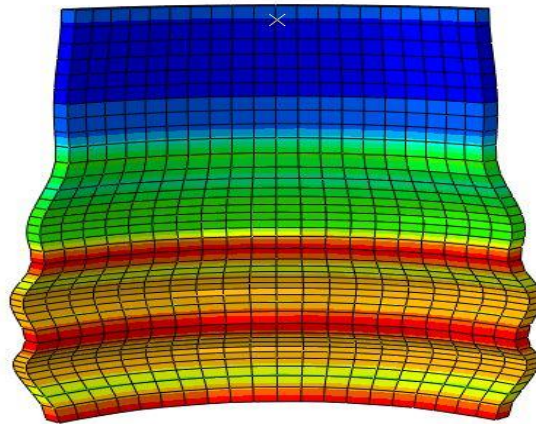
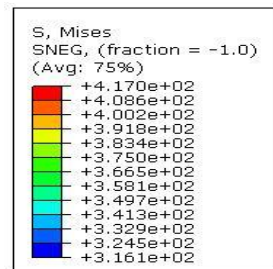
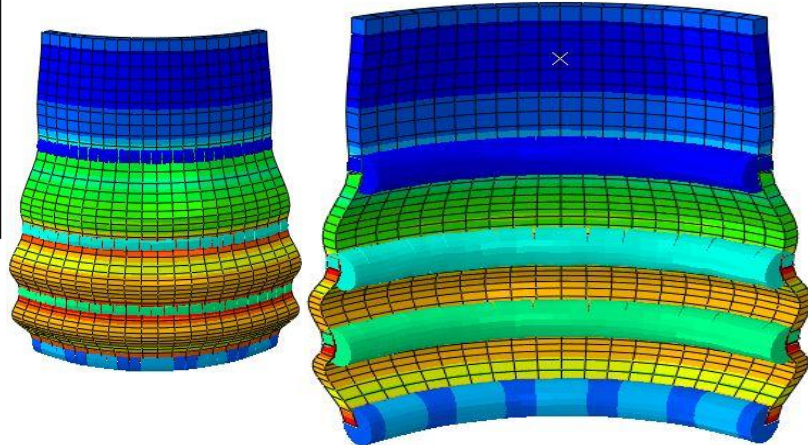
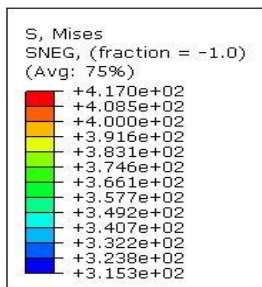
Step: Step-1
Increment 27: Step Time = 0.4607
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: 11stif8.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:57:33 Iran Daylight Time 2017

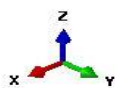
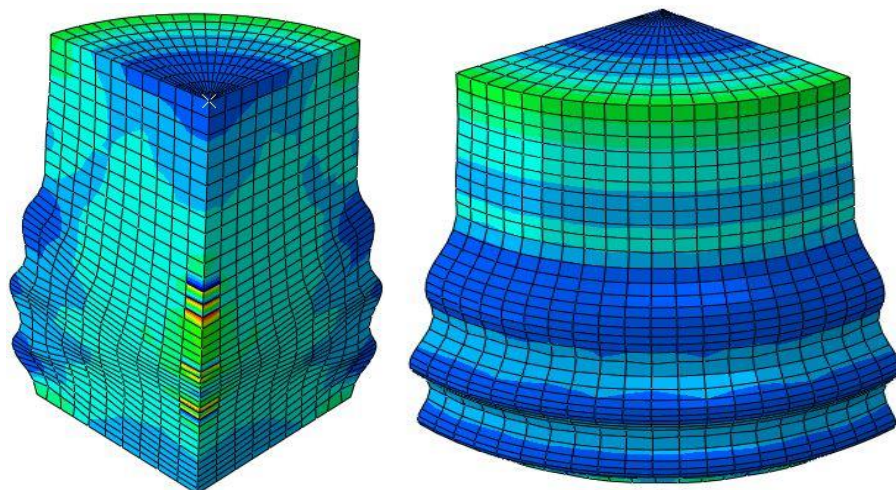
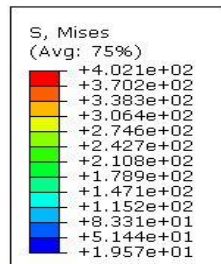
Step: Step-1
Increment 27: Step Time = 0.4607
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۱): مود گسیختگی تقویت شماره ۴-نوع ۱



ODB: 11stif4.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:45:20 Iran Daylight Time 2017

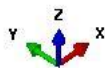
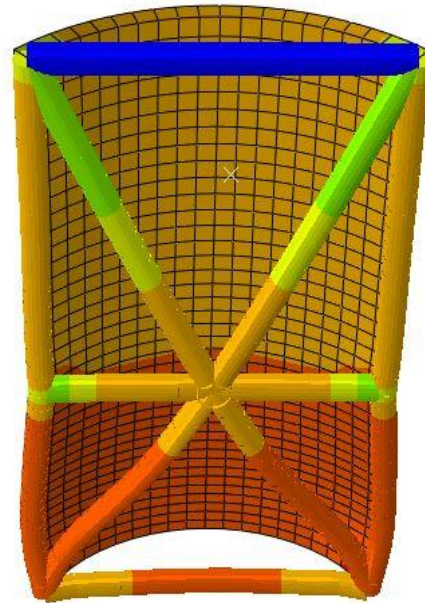
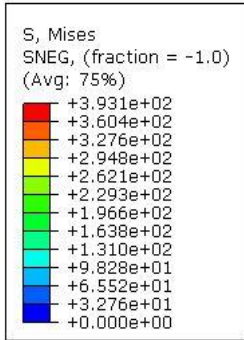
Step: Step-1
Increment: 32; Step Time = 0.9183
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: 11stif4.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Jul 25 05:45:20 Iran Daylight Time 2017

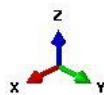
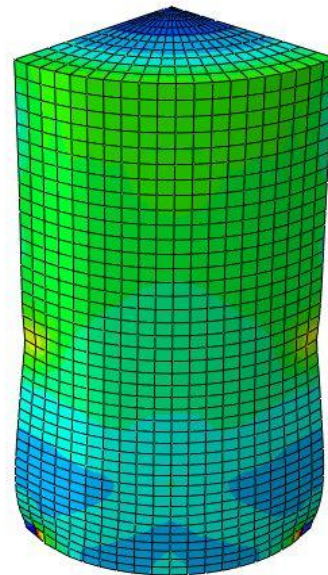
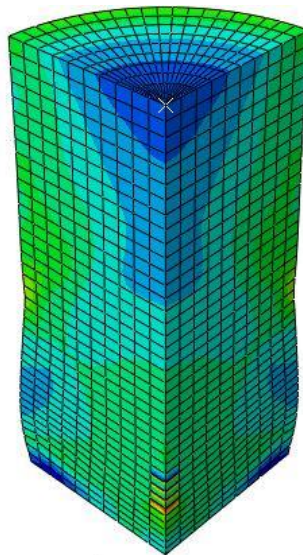
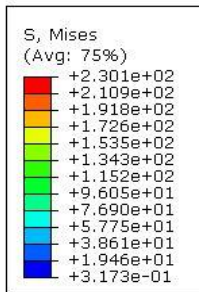
Step: Step-1
Increment: 32; Step Time = 0.9183
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۱۱): مود گسیختگی تقویت شماره ۶



ODB: 11stif10.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon Jul 24 01:39:36 Iran Daylight Time 2017

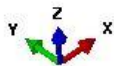
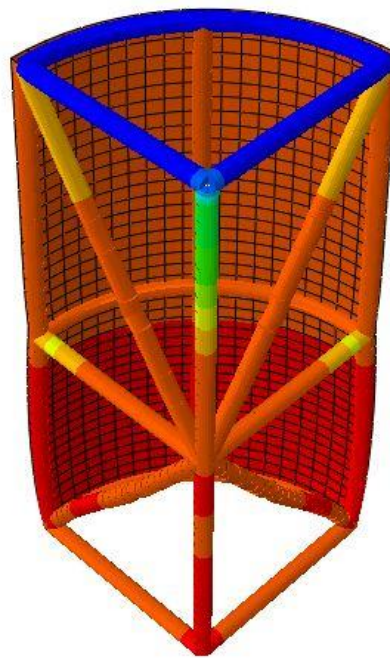
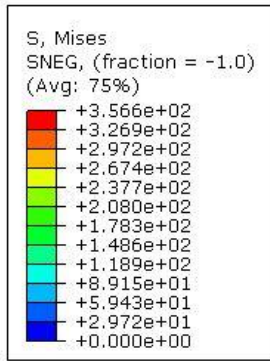
Step: Step-1
Increment 53: Step Time = 0.3259
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00



ODB: 11stif10.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon Jul 24 01:39:36 Iran Daylight Time 2017

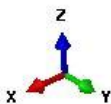
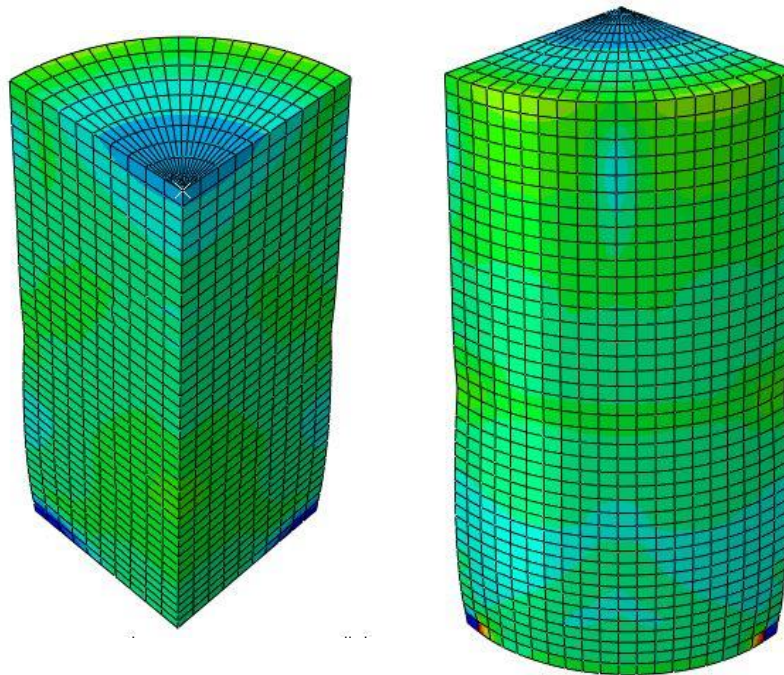
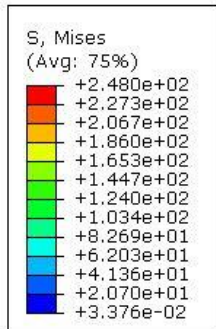
Step: Step-1
Increment 53: Step Time = 0.3259
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۱۲): مود گسیختگی تقویت شماره ۷



ODB: 11stif13.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Sun Jul 23 19:27:54 Iran Daylight Time 2017

Step: Step-1
Increment 30: Step Time = 0.2460
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

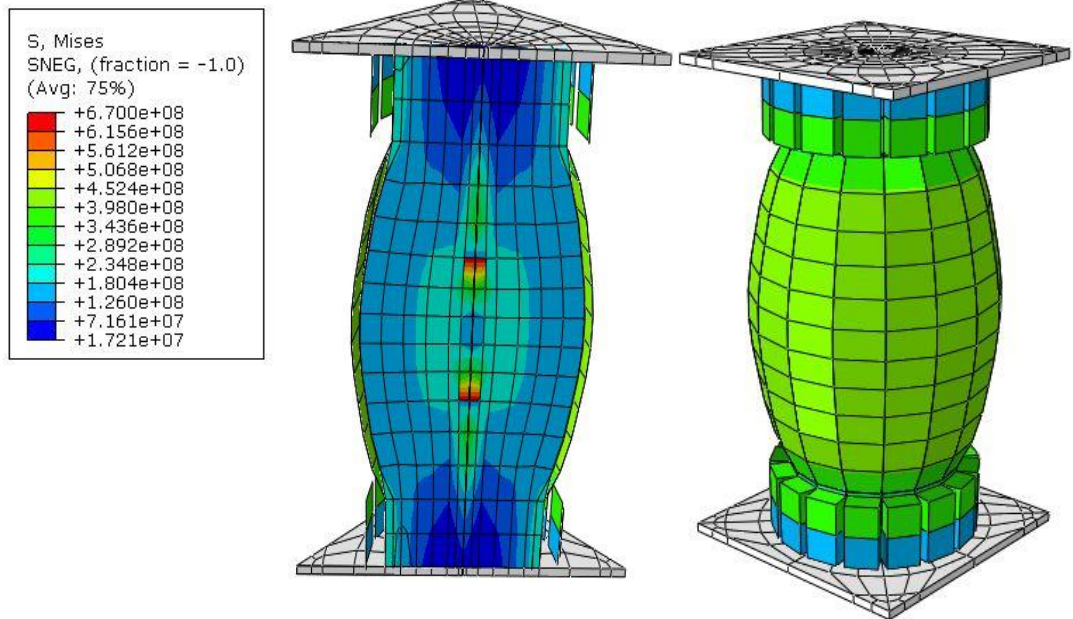


ODB: 11stif13.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Sun Jul 23 19:27:54 Iran Daylight Time 2017

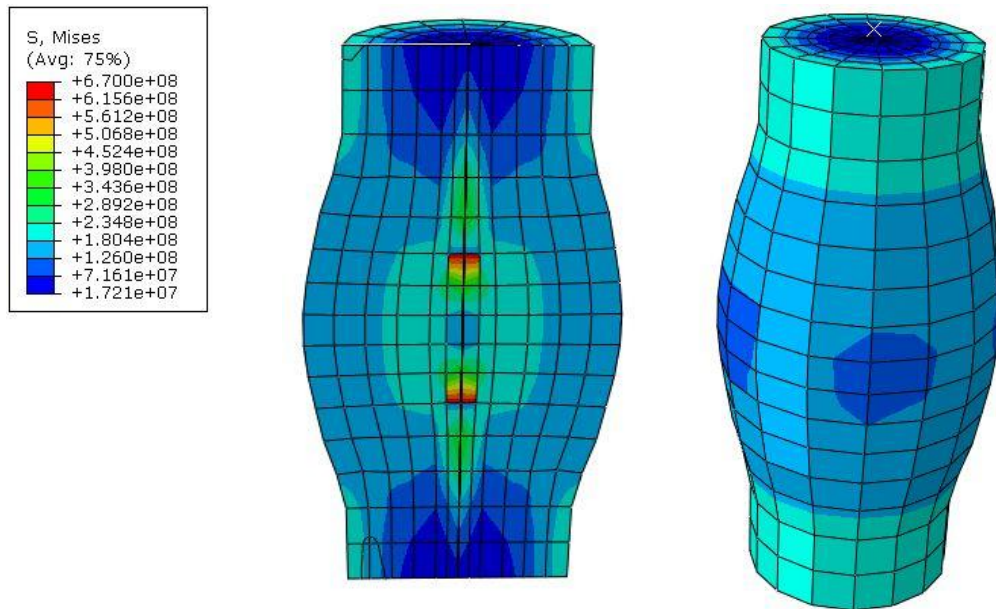
Step: Step-1
Increment 30: Step Time = 0.2460
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +4.000e+00

شکل (۶-۱۱۳): مود گسیختگی تقویت شماره ۸

۳-۱۶-۶ مود گسیختگی مدل شماره ۱۰



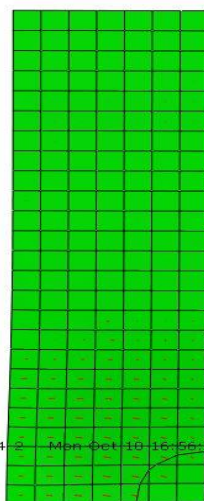
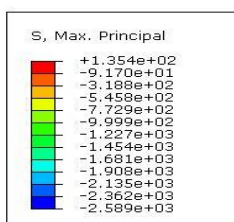
z ODB: siydel-1.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Aug 01 01:37:05 Iran Daylight Time 2017
 Step: Step-1
 Increment 110: Step Time = 0.4181
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +2.000e+00



z ODB: siydel-1.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Tue Aug 01 01:37:05 Iran Daylight Time 2017
 Step: Step-1
 Increment 110: Step Time = 0.4181
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +2.000e+00

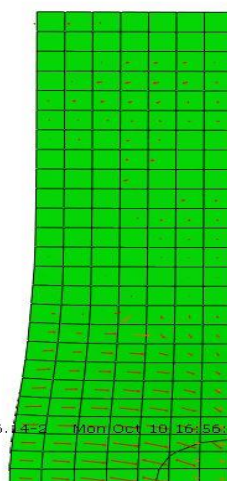
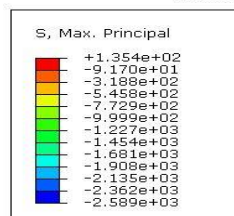
شکل (۱۱۴-۶): مود گسیختگی مدل شماره ۱۰ دارای حلقه در قسمت‌های ابتدایی و انتهایی

۴-۱۶-۶ الگوی گسترش ریز ترک‌ها در مدل شماره ۱ و ۱۱



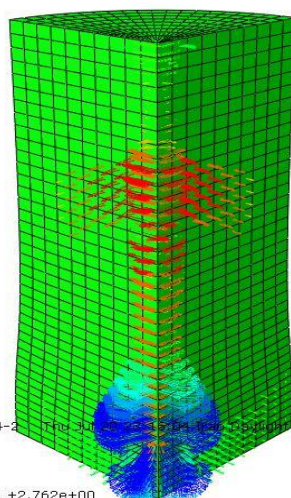
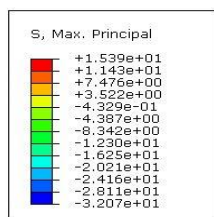
ODB: ws-779i015.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon/Oct 16 16:56:59 Iran Standard Time 2016

Step: Step-1
Increment: 69; Arc Length = 1.212
Symbol Var: S, Max. Principal
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00



ODB: ws-779i015.odb Abaqus/Standard 6.14-2 Mon/Oct 16 16:56:59 Iran Standard Time 2016

Step: Step-1
Increment: 69; Arc Length = 1.212
Symbol Var: S, Max. Principal
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00



ODB: 17-frc-10.odb Abaqus/Standard 6.14-2 The 3D Model of the Crack Propagation Time 2017

Step: Step-1
Increment: 20; Step Time = 0.3611
Symbol Var: S, Max. Principal
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +2.762e+00

شکل (۶-۱۱۵): الگوی گسترش ریز ترک در مدل‌های شماره ۱ و ۱۱

۶-۱۷ آشنایی با نرم افزار Abaqus و مراحل مدل سازی در آن

۶-۱۷-۱ تاریخچه

روش اجزای محدود یک روش عددی است که می توان آن را برای حل مسائل متعدد و متنوع مهندسی در حالت های مختلف پایدار، گذرا، خطی یا غیرخطی مانند تحلیل تنش، انتقال حرارت و جریان سیال به کار گرفت. این روش که ریشه های آن به سال های ۱۹۰۰ میلادی برمی گردد، عملاً در دهه ۶۰ میلادی به صورت کلاسیک مدون، داخل مباحث مهندسی به خصوص مهندسی مکانیک و عمران شد و در دو دهه پایانی هزاره دوم به طور شگفت انگیزی در مراکز علمی و صنعتی جهان رسوخ نمود. در سال ۱۹۷۲ میلادی شخصی به نام David Hibit، رساله دکترای خود تحت عنوان مکانیک محاسباتی بر پایه روش اجزای محدود در دانشگاه Brown ارائه کرد. در سال ۱۹۷۷ دکتر Hibit، شرکت MARK را ترک و نرم افزار Abaqus را پایه گذاری کرد. در سال ۱۹۷۸ همراه دو شریک خود Karlsson و Sorensen شرکتی را با نام HKS تأسیس کردند که اولین ویرایش Abaqus را منتشر کرد. هدف اولیه HKS تولید یک نرم افزار قوی با اهداف عمومی بود که بتواند در بسیاری از زمینه های مهندسی، نیازهای مشتریان را برآورده نماید. HKS همواره در راستای افزودن قابلیت های Abaqus به دنبال آن بود تا مهندسان را قادر سازد مسائل مهم را برای شرکت خود با اطمینان حل کنند. پس از طی سال ها، شرکت HKS نرم افزار اصلی اجزای محدود خود را تحت عنوان Abaqus/Standard تکمیل کرد. در سال ۱۹۹۱، Abaqus/Explicit بر مبنای روش حل دینامیکی Explicit منتشر شد و در سال ۱۹۹۹، Abaqus/CAE برای انجام عملیات پیش پردازش و پس پردازش تکمیل شده و به بازار عرضه شد [۱۰۸].

۶-۱۷-۲ اهمیت

بدون شک روش اجزای محدود، انقلابی در صنعت جهان و نحوه نگرش به تحلیل و طراحی به

وجود آورد. حل مسائلی که توسط روش‌های معمولی تحلیلی امکان پذیر نیست، توانایی مدل‌سازی پروسه‌های واقعی صنعتی با کمترین ساده‌سازی‌ها، قابلیت در ارائه نتایج مورد اطمینان، کاهش هزینه‌های سنگین تست‌های عملی در فرآیندهای طراحی، سرعت بالای روش در حل مسائل و بالاخره افزایش قابلیت اطمینان و ایمنی در طراحی باعث گردید تا این روش در پیشرفت صنعت نقشی اساسی داشته باشد. در میان نرم افزارهایی که از روش المان محدود برای آنالیز مسائل مهندسی استفاده می‌نمایند، Abaqus با قابلیت‌های منحصر به فرد خود، به عنوان یک نرم افزار بسیار قوی و دقیق تحقیقاتی و کاربردی در صنعت و دانشگاه شناخته شده است. به نحوی که از نظر دارا بودن مثال‌های معتبر علمی و کاربردی، قابل مقایسه با هیچ یک از نرم افزارهای المان محدودی که هم اکنون در این کشور استفاده می‌شوند، نیست. سهولت در دستیابی و فهم شیوه کارکرد زیربرنامه‌های این نرم افزار موجب گشته که جوامع دانشگاهی بین‌المللی، از آن بیش از نرم افزارهای دیگر در مقاله‌های علمی منتشر شده استفاده کنند. دقت فراوان این نرم افزار در حل عددی و مقایسه آن با حل مثال‌های تحلیلی موجب شد تا این نرم افزار به عنوان نرم افزار استاندارد دانشگاهی لندن و MIT انتخاب شود. تئوری این نرم افزار که مبتنی بر تحلیل غیرخطی المان محدود پیشرفته با استفاده از جدیدترین روابط و روش نگارش ریاضی است، سبب شده تا کاربران بتوانند با سرعت بیشتری مراحل آموزشی و آنالیز با این نرم افزار را پشت سر گذاشته و به مراحل پیچیده تحلیل دست یابند. در انتها می‌توان گفت که امروزه Abaqus به عنوان یک نرم افزار انعطاف پذیر در حل مسائل به روش اجزای محدود در پژوهشکده‌های مهندسی دنیا جایگاه ویژه‌ای پیدا کرده و به عنوان نرم افزار قدرتمند مهندسی در مراکز تحقیقاتی اغلب صنایع استفاده می‌شود [۱۰۸].

۳-۱۷-۶ مزایا

از مزایای مهم این نرم افزار که آن را نسبت به دیگر نرم افزارهای مشابه موجود برتری می‌بخشد، موارد زیر قابل طرح است:

- ۱- انجام تحلیل در زمینه‌های گوناگون همچون مکانیک جامدات، دینامیک، مکانیک سیالات، انتقال حرارت، الکترو مغناطیس، الکترواستاتیک، الکترونیک و
- ۲- توانایی انجام تحلیل‌های همزمان مانند آنالیز استاتیکی-جامداتی و یا جامداتی-حرارتی
- ۳- دارا بودن بانک جامع المان‌ها در حوزه‌های کاری مختلف
- ۴- دقت و سرعت قابل قبول در حل مسائل
- ۵- توانایی بهینه‌سازی مدل‌های طراحی شده
- ۶- قابلیت برنامه نویسی به کمک زبان برنامه نویسی نرم افزار
- ۷- قابلیت گزارش خروجی‌های مختلف به صورت لیست، عکس، فیلم و
- ۸- امکان برقراری ارتباط با سایر نرم افزارهای مهندسی مانند Solidworks, CATIA, Parsa Solid و ... [۱۰۸].

۶-۱۷-۴ آشنایی با محصولات Abaqus (مقدماتی)

یک بسته نرم افزار Abaqus دارای سه محصول اصلی است. در ادامه به معرفی آنها می‌پردازیم.

۶-۱۷-۴-۱ Abaqus/Standard (استاندارد)

Abaqus/Standard محصول اصلی شرکت Abaqus است که با استفاده از آن می‌توان گستره وسیعی از مسائل خطی و غیرخطی شامل مسائل استاتیکی، انتقال حرارت و الکترونیک را تحلیل کرد. در صورتی که با روش حل اجزاء محدود آشنا هستید، خوب است بدانید که این محصول دستگاه معادلات حاکم را در هر نمو به صورت ضمنی تحلیل می‌کند. در این روش، کاربر می‌تواند میزان نمو را در هر مرحله تعیین کند یا از روش نیوتن-رافسون اصلاح شده استفاده نماید [۱۰۸].

۶-۱۷-۴-۲ Abaqus/Explicit (صریح)

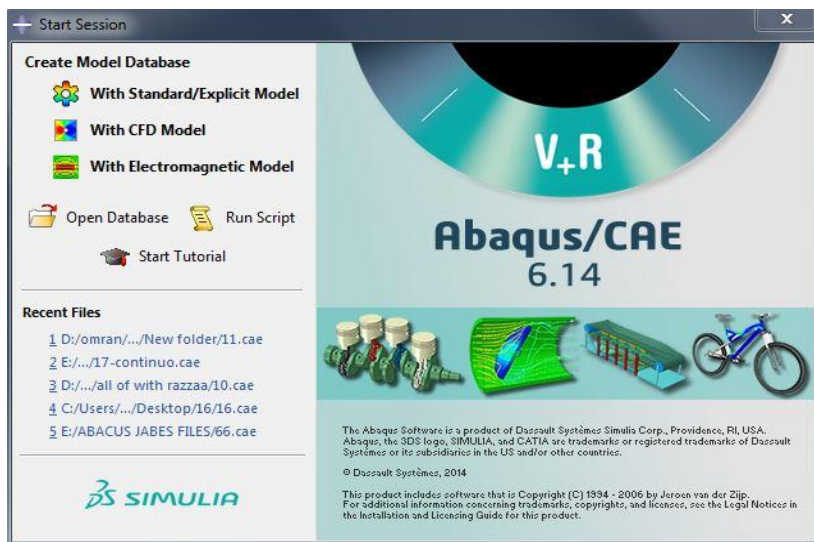
Abaqus/Explicit محصولی با اهداف ویژه است که برای مدل‌سازی مسائل دینامیکی گذرا مانند

برخورد و ضربه انفجار، آزمایش ضربه، مچالگی، همچنین مسائل شبه استاتیکی یا مسائل غیرخطی که در آنها شرایط تماس تغییر می‌کند (مانند شکل‌دهی) مناسب است. این محصول، دستگاه معادلات حاکم را بر پایه قانون انتگرال گیری صریح به همراه استفاده از ماتریس جرم قطری المان تحلیل می‌کند. در این روش تعیین اندازه نمو در مسائل غیرخطی توسط کاربر ممکن نبوده و نرم افزار بر اساس شرایط پایداری، میزان نمو در هر مرحله را به صورت اتوماتیک محاسبه می‌کند [۱۰۸].

۶-۱۷-۴-۳ Abaqus/CAE (حلگر عمومی)

Abaqus/CAE به عنوان یک رابط گرافیکی کاربر در بسته نرم افزاری Abaqus گنجانده شده است. این محصول به کاربر کمک می‌کند که یک مدل هندسی را سریعاً و به سادگی بسازد یا از یک نرم افزار مدل سازی دیگر وارد کند. با استفاده از این نرم افزار می‌توان مدل هندسی قطعه را گسسته سازی و خواص مواد آن را تعیین و شرایط مرزی و بار اعمالی را مشخص کرد [۱۰۸].

۶-۱۷-۵ آشنایی با نحوه مدل سازی در نرم افزار



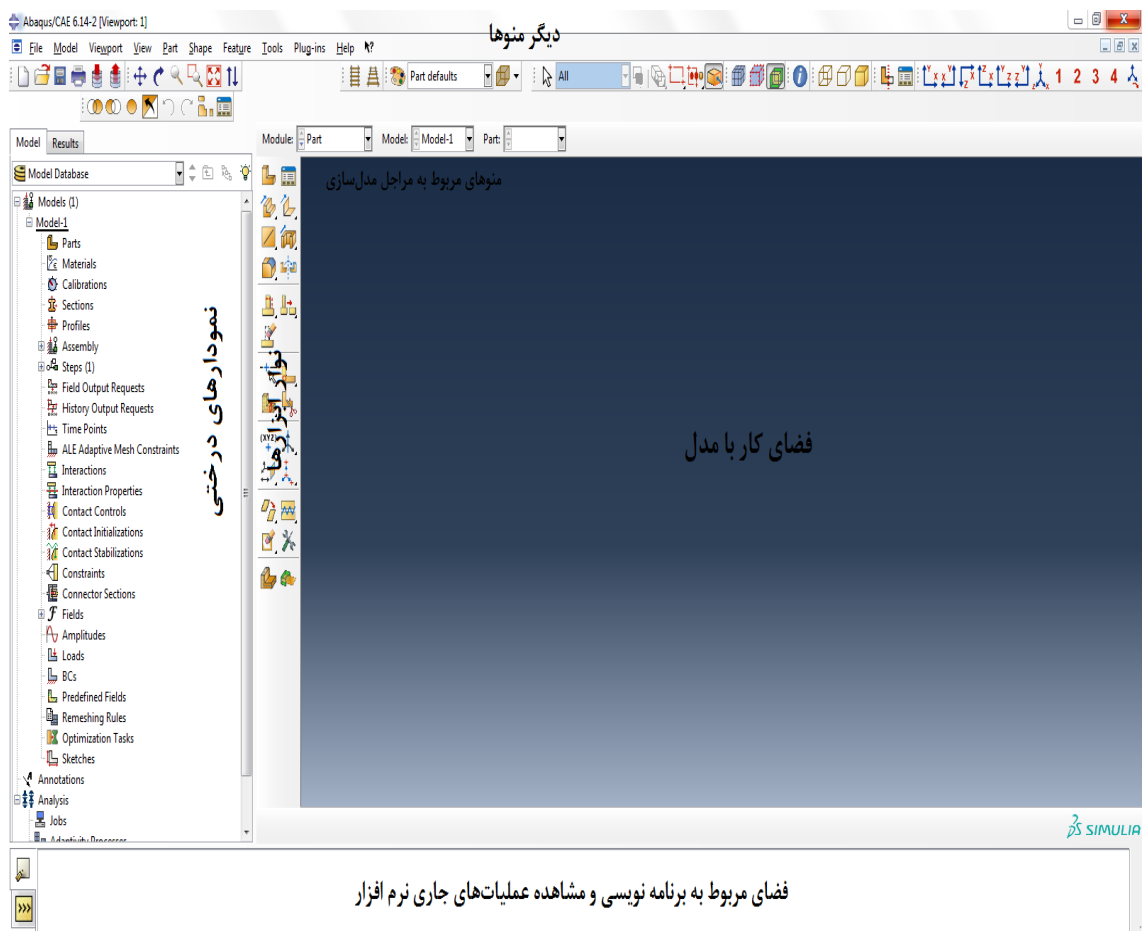
شکل (۶-۱۱۶): انتخاب روش حل کلی مسئله در شروع کار با نرم افزار

ابتدا فایل اجرایی نرم افزار تحت عنوان Abaqus/CAE را اجرا می‌کنیم. پس از بازگشایی نرم افزار در زیر منوی Start session گزینه with Standard/Explicit model را انتخاب می‌نماییم (شکل ۶-۶)

۱۱۶). بعد از انتخاب شیوه حل کلی مورد نظر وارد محیط Abaqus/CAE می‌شویم. این رابط گرافیکی باعث پیوند هندسه مدل و معادلات حل مسئله می‌شود. در این محیط برای ایجاد یک مدل تمام ابزار وجود دارد. در ادامه به بررسی این فضا خواهیم پرداخت.

۶-۱۷-۵-۱ Abaqus/CAE (حلگر عمومی)

در این محیط نوار ابزارها و منوهای مختلفی وجود دارد. از ابزارهای مختلف می‌توان در مراحل مختلف شبیه‌سازی بهره برد. از مهمترین منوها، منوی مربوط به مراحل مدل‌سازی است. از دیگر ابزارها می‌توان به فضای برنامه نویسی در پایین‌ترین قسمت صفحه اشاره کرد. از طریق دیگر منوها می‌توان نسبت به ذخیره سازی یا ایجاد یک مدل جدید اقدام نمود. پنجره کار با مدل هم کاملاً نمایان است. می‌توان این امکانات را روی شکل (۶-۱۱۷) ملاحظه کرد.

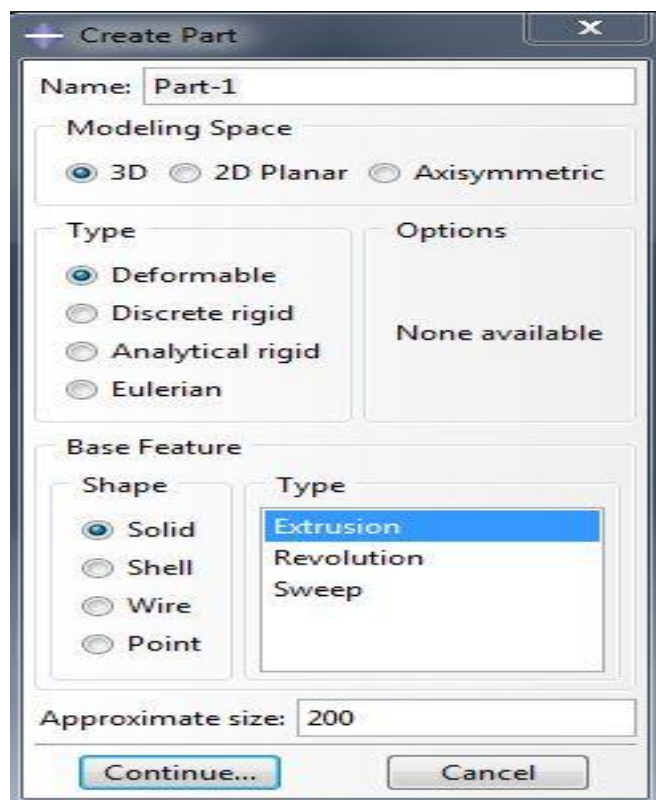


فضای مربوط به برنامه نویسی و مشاهده عملیات‌های جاری نرم افزار

شکل (۶-۱۱۷): فضای کار، ابزارها و امکانات نرم افزار

برای ایجاد یک مدل پیمودن اکثر مراحل موجود در منوهای مربوط به مدل سازی الزامی است. این مراحل به ترتیب شامل ایجاد Part، اختصاص دادن Property، سرهم بندی یا Assembly قطعات مدل، سبک و گام های بارگذاری یا Step، ایجاد تماس یا Interaction (در صورت وجود)، بارگذاری و شرایط مرزی یا Load، Meshing، بهینه یابی یا Optimization، انجام تحلیل یا Job، مشاهده نتایج یا Visualization و ذخیره طرح های قبلی یا Sketch می شوند. منوهای Optimization و Sketch معمولاً کمتر مورد استفاده قرار می گیرند. اولی به جهت تازه تر بودن و عدم آشنایی مهندسان با آن و دومی به علت کارایی کم آن در مجموعه نرم افزار. بنابراین در ادامه به بررسی این مراحل به جز دو مورد اخیر می پردازیم.

۶-۱۷-۵-۱-۱-Part - مرحله اول



شکل (۶-۱۸): قسمت Create Part

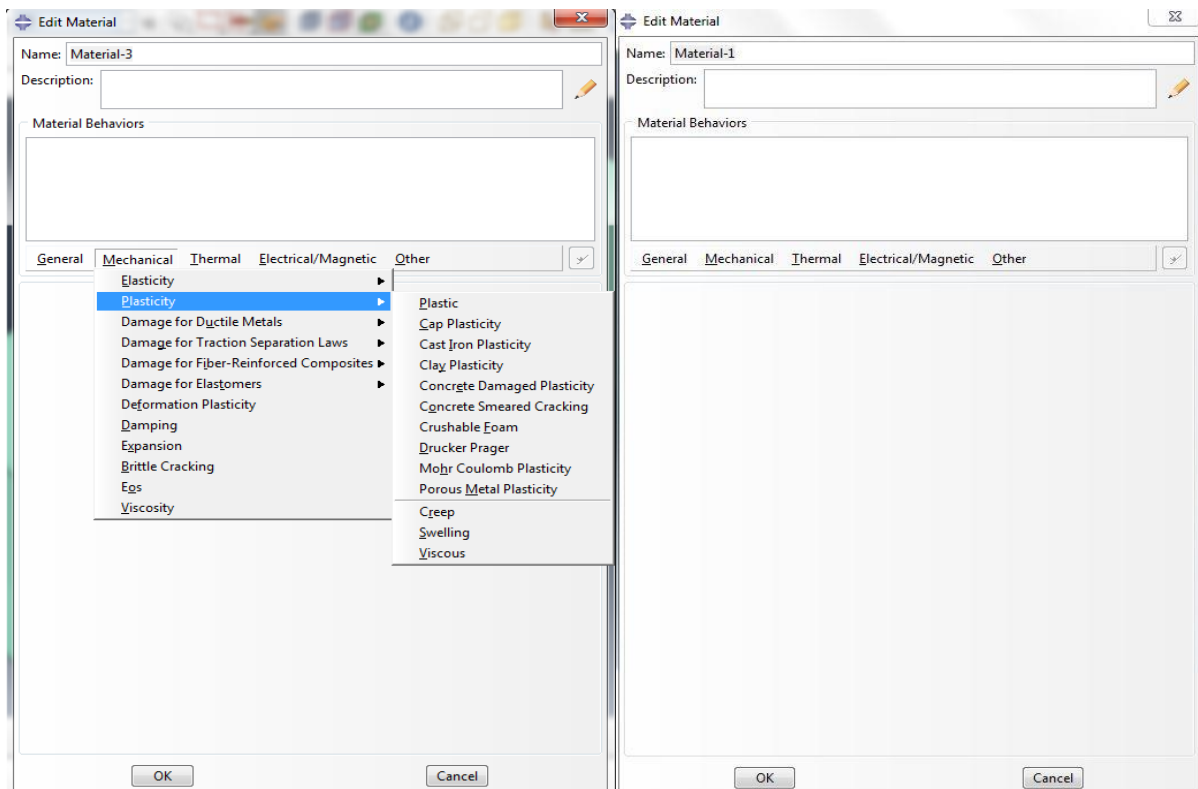
در Abaqus/CAE برای ایجاد مدل هندسی قطعات از ماژول Part استفاده می شود. با استفاده از

امکانات این ماژول هر یک از قطعات سازنده یک مدل جداگانه ترسیم و نامگذاری می‌شود و امکان اصلاح و ویرایش دارند [۱۰۸]. برای ایجاد یک قطعه از دکمه Create Part موجود در جعبه ابزار سمت چپ این ماژول بهره می‌بریم. انواع قطعات Wire، Shell، Solid در حالات دو و سه بعدی به فرم تغییر شکل پذیر یا صلب با روش‌های گوناگون همچون Extrusion، Revolution و Sweep می‌توانند در این ماژول ایجاد شوند (شکل ۶-۱۱۸).

۶-۱۷-۵-۱-۲-Property - مرحله دوم

در Abaqus/CAE از ماژول Property برای انجام عملیات زیر استفاده می‌شود:

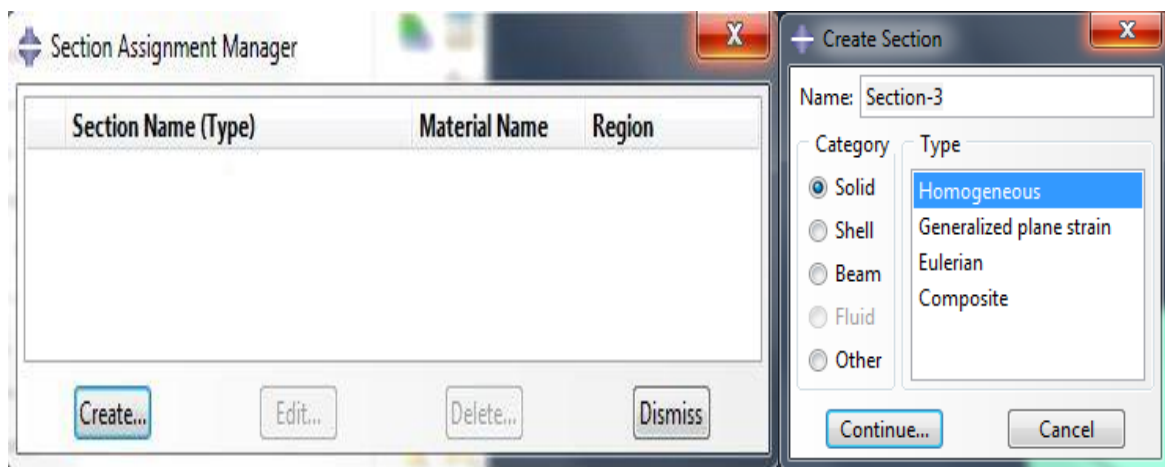
تعریف ماده، تعریف سطح مقطع یک تیر، تعریف ویژگی‌های یک ناحیه از مدل، نسبت دادن ویژگی‌های یک ناحیه، تعیین جهت‌های کاربردی در یک قطعه، تعریف پوسته‌های تقویت شده، تعریف اینرسی مانند یک جرم متمرکز، تعریف فنر و دمپر بین دو نقطه یا یک نقطه و زمین [۱۰۸].



شکل (۶-۱۲۰): مدل‌های بتن در بخش Mechanical

شکل (۶-۱۱۹): بخش Edit Material

با استفاده از پنجره Edit Material می‌توان هر نوع خواص دلخواه برای ماده مورد نظر را ایجاد و به هندسه مدل نسبت داد (شکل ۶-۱۱۹). خواص الاستیک، پلاستیک و هیپرالاستیک از آن جمله‌اند [۱۰۸]. برای مثال دو نمونه از ویژگی‌های پلاستیک بتن توسط مدل‌های بتن CDP و DP در زیر منوی Plasticity قابل تعریف هستند (شکل ۶-۱۲۰). پس از ایجاد خواص مدل Section هر خصوصیت ساخته و از طریق ابزار Assign Section به هندسه مورد نظر اختصاص می‌یابد (شکل‌های ۶-۱۲۱ و ۶-۱۲۲).



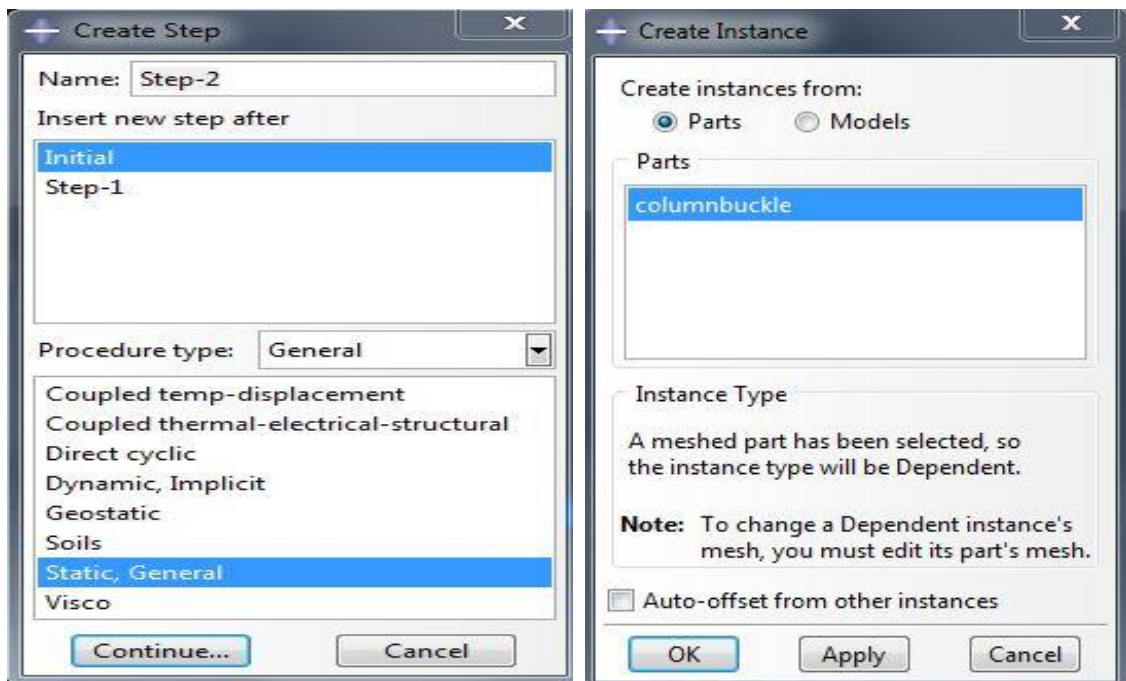
شکل (۶-۱۲۲): ابزار Section Assign Manager

شکل (۶-۱۲۱): منو Create Section

۶-۱۷-۱-۵-۳-Assembly - مرحله سوم

در این مرحله قطعات ایجاد شده در منوی Part از طرق منوی Create Instance به تعداد دلخواه وارد فضای کار نرم افزار می‌شوند (شکل ۶-۱۲۳). سپس با بهره‌گیری از سایر ابزار آلات موجود در این منو، در محل مورد نظر خود قرار داده می‌شوند. از جمله پرکاربردترین این ابزارها می‌توان به Rotate Instance و Translate Instance اشاره کرد. کار در این فضا بسیار ساده است. به این ترتیب مجموعه نهایی برای تحلیل آماده می‌گردد. یکی از سوالاتی که کاربران اغلب از خود می‌پرسند، نوع مش‌بندی در هنگام ورود قطعه مورد نظر به این مرحله است که در همین پنجره مورد سوال قرار می‌گیرد. در پاسخ بایستی گفت اگر مدل ما شامل قطعات فراوانی باشد که نسبت به همدیگر دارای ارتباط نیستند، ایجاد نمونه‌های وابسته از آنان در این ماژول نسبت به نمونه مستقل دارای مزایای بیشتری است. زیرا زمانی

که ما به مش بندی یک قطعه اصلی در ماژول Mesh می پردازیم، مش بندی بلافاصله به تمام نمونه های مورد نظر انتقال داده می شود [۱۰۸]. در حالی که در حالت مستقل تک تک قطعات بایستی انتخاب و مش بندی شوند. همچنین در صورت تغییر الگوی مش بندی عملیات بیشتری جهت اصلاح مش بندی باید صورت گیرد. البته اگر هدف ما مش بندی ناهمسان برای قطعات مشابه باشد، تنها راه همان مش بندی مستقل است. علاوه بر این، نمونه های وابسته، حافظه کمتری را نسبت به نمونه مستقل اشغال می کنند [۱۰۸].



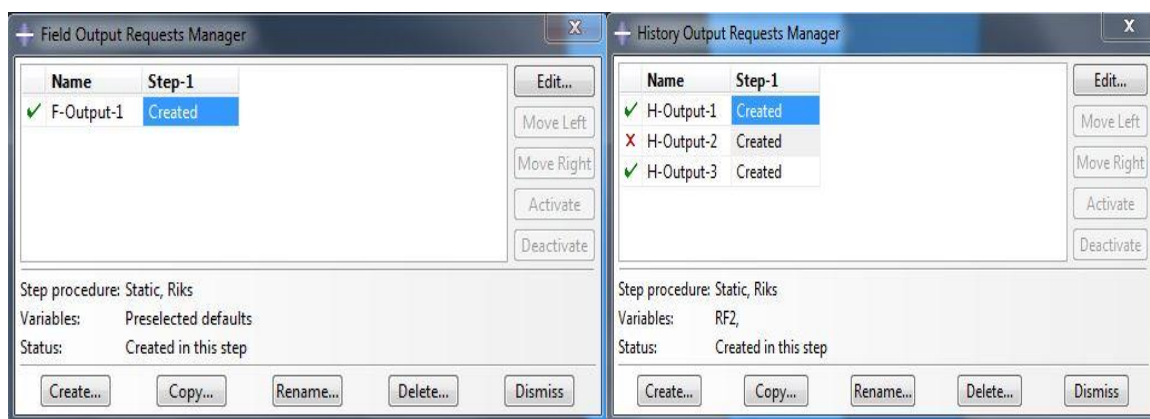
شکل (۶-۱۲۴): روش های تحلیل متفاوت در بخش Create Step

شکل (۶-۱۲۳): Create Instance کادر

۶-۱۷-۵-۱-۴-Step - مرحله چهارم

با استفاده از ماژول Step می توان نوع تحلیل را مشخص کرد. همچنین در صورتی که در یک مسئله چندین نوع بارگذاری به ترتیب انجام شود، می توان برای هر بارگذاری یک Step در نظر گرفت. هر Step می تواند دارای تحلیل های متفاوت باشد. با تعیین Step مورد نظر نحوه بارگذاری و اعمال شرایط مرزی و گسسته سازی، با توجه به نوع تحلیل محدود می شود. به طور خلاصه در این ماژول

می‌توان گام‌های آنالیز، خروجی‌های مورد نیاز، مش‌های سازگار و تنظیم‌های تحلیل مورد نظر را معین کرد [۱۰۸]. با استفاده از منوی Create Step می‌توان انواع سبک‌های بارگذاری از جمله General Static Riks، Dynamic-Explicit، Dynamic-Implicit و ... را با توجه به نوع مدل‌سازی مورد نیاز انتخاب کرد (شکل ۶-۱۲۴). پس از ایجاد سبک بارگذاری، اندازه گام‌ها برای حل مسئله و سایر مشخصات قابل تنظیم هستند. برای گرفتن خروجی‌های مورد نظر از نرم افزار می‌توان از Create Field Output و Create History Output بهره برد (شکل‌های ۶-۱۲۵ و ۶-۱۲۶).



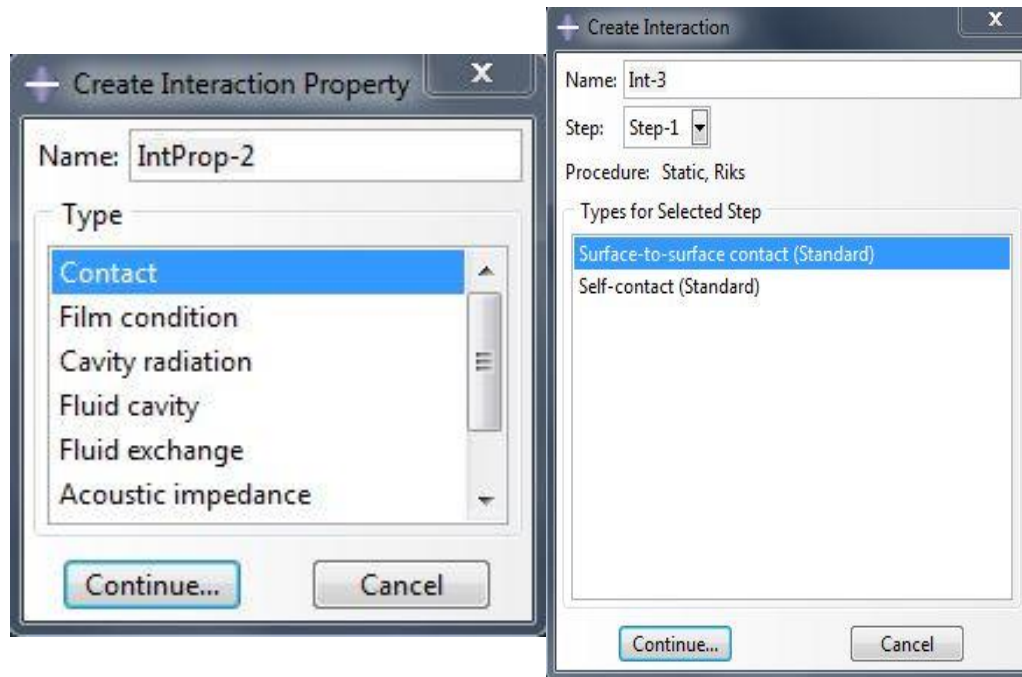
شکل (۶-۱۲۶): استفاده از Field Output برای گرفتن خروجی

شکل (۶-۱۲۵): استفاده از History Output برای گرفتن خروجی

۶-۱۷-۵-۱-۵-Interaction - مرحله پنجم

از این ماژول برای تعریف برهمکنش‌ها، مقید کردن درجه‌های آزادی و رابط‌ها استفاده می‌شود. می‌توان از این ماژول برای تعریف Interaction می‌توان استفاده کرد. Surface to Surface Contact: این نوع تماس، برخورد مابین دو سطح تغییر شکل‌پذیر و مابین یک سطح تغییر شکل‌پذیر و یک سطح صلب را توضیح می‌دهد. General Contact Interaction: این نوع تماس به شما اجازه می‌دهد تا تماس مابین چند ناحیه یا کل نواحی یک مدل را تنها با یک Interaction تعریف کنید. Surface to Surface Contact و General Contact: در آنالیزهای مشابه می‌توانند با همدیگر استفاده شوند. برای مثال در برخوردهای تماسی سطوح صلب (که با General Contact مجاز نیستند) می‌توانند

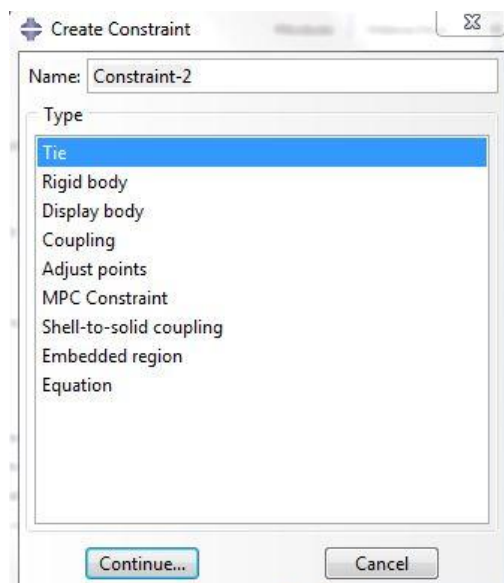
با استفاده از Surface to Surface مدل شوند و بقیه تماس‌ها می‌توانند با General Contact مدل شوند [۱۰۸]. با استفاده از ابزار Create Interaction می‌توان این تماس‌ها را ایجاد کرد (شکل ۶-۱۲۷). پس از ایجاد این تماس‌ها، در پنجره Create Interaction Property خصوصیات آنها را معین می‌کنیم (شکل ۶-۱۲۸).



شکل (۶-۱۲۸): کادر ورود خصوصیات تماس

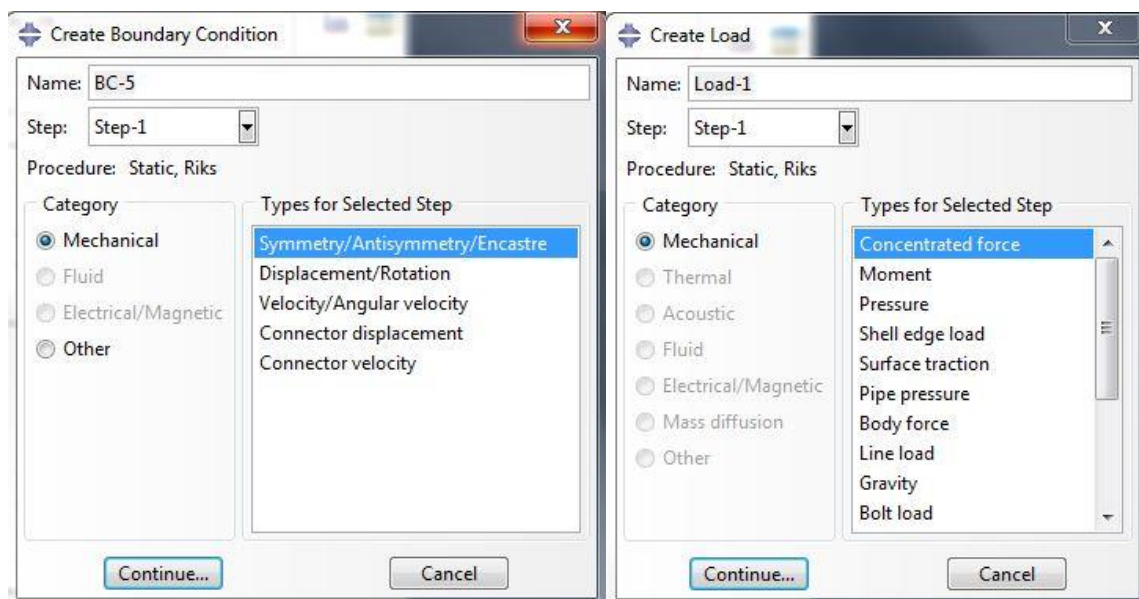
شکل (۶-۱۲۷): بخش Create Interaction

از دیگر امکانات این قسمت می‌توان به کار گذاشتن قیود اشاره کرد (شکل ۶-۱۲۹). قیود Tie، Rigid و Equation، Embedded Region، Shell to Solid Coupling، Coupling، Display Body از این جمله هستند. برای مثال Rigid Body به ما اجازه می‌دهد تا حرکت نواحی یک مدل نسبت به حرکت یک نقطه مقید شود. Embedded Region یک ناحیه از مدل را در داخل یک ناحیه سوراخ از مدل یا داخل یک مدل سوراخ مانند، محاط می‌کند. همچنین قید Tie موجب ایجاد کشش در دو سطح فنری با یکدیگر به طوری که هیچ گونه رابطه حرکتی با هم ندارند، خواهد شد. رابط‌ها هم نحوه اتصال بین دو نقطه از یک مدل را مشخص می‌کنند. Cartesian، Beam، Axial، Align، Constant Velocity و ... برخی از این رابط‌ها هستند [۱۰۸].



شکل (۶-۱۲۹): منوی کار گذاشتن قيود در نرم افزار

۶-۱۷-۵-۱-۶ Load - مرحله ششم

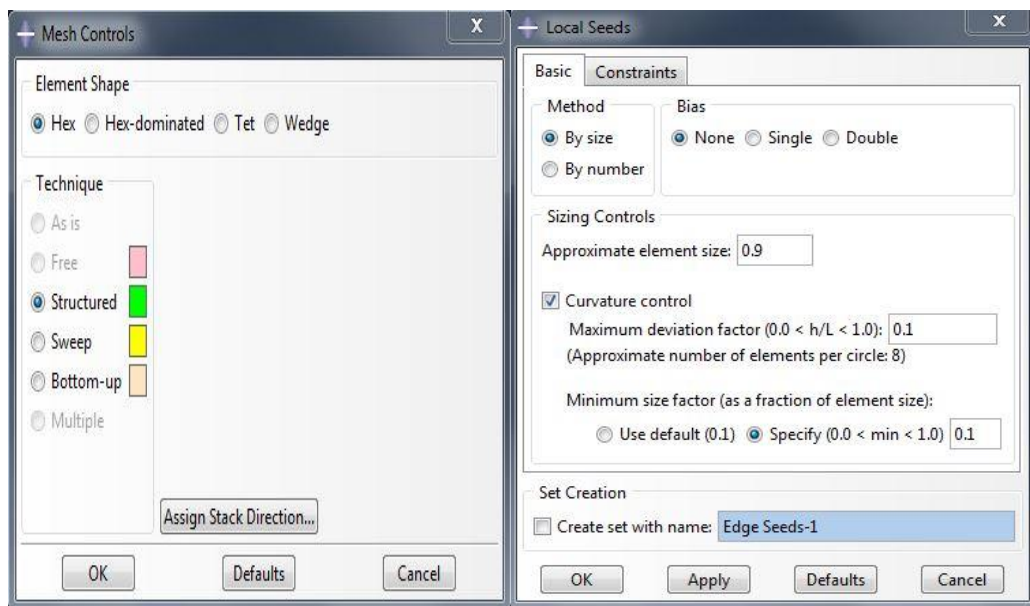


شکل (۶-۱۳۰): نحوه ایجاد بارگذاری دلخواه در مدل
شکل (۶-۱۳۱): منوی ایجاد شرایط مرزی یا تکیه‌گاهی در مدل

برای اعمال بارهای خارجی، مکانیکی، حرارتی، صوتی، الکتریکی و ... همچنین تعیین شرایط مرزی مسئله می‌توان از این ماژول استفاده کرد [۱۰۸]. با بهره‌گیری از ابزار Create Load قادریم که این حالات را در شبیه‌سازی اعمال نماییم (شکل ۶-۱۳۰). انواع بارهای متمرکز و سطحی در این قسمت

می‌توانند ایجاد شوند. برای تعیین یک شرط مرزی، ابتدا هندسه مدنظر (نقطه، خط، صفحه یا حجم) انتخاب و سپس درجه آزادی مورد نظر مقید می‌شود [۱۰۸]. این مهم با ابزار Create Boundry Condition ایجاد می‌گردد (شکل ۶-۱۳۱).

۶-۱۷-۵-۱-۷-Mesh- مرحله هفتم

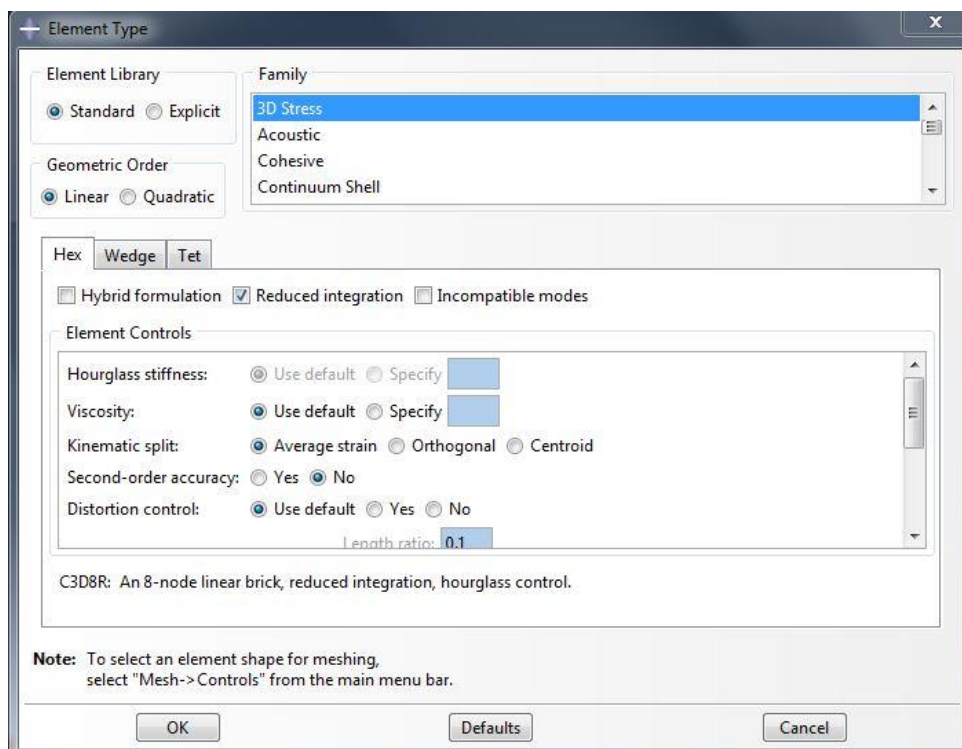


شکل (۶-۱۳۳): ابزار تعیین نوع‌های متفاوت مش‌ریزی

شکل (۶-۱۳۲): ابزار تنظیم Seed Edge برای تعداد المان‌ها

ماژول مش برای گسسته‌سازی مدل هندسی قطعات مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این ماژول متناسب با مسئله مورد نظر برای هر Section یک عنصر انتخاب شده و کل مدل هندسی با استفاده از عناصر مناسب گسسته‌سازی می‌شود. عملیات گسسته‌سازی در ماژول مش، اصطلاحاً مش‌بندی نامیده می‌شود. نحوه اختصاص دادن خواص مش، مانند دانه‌بندی، تکنیک‌های مش‌بندی و نوع عناصر در عملیات مش‌بندی، بسیار مهم هستند [۱۰۸]. در این قسمت با توجه به نوع مش‌بندی انتخابی در منوی Assembly، مش‌بندی به صورت Assembly یا به صورت Part خواهد بود. نوع Independent مربوط به حالت اول و نوع Dependent مربوط به حالت دوم می‌باشد. پس از ورود به این مرحله، قطعات به صورت خودکار با ابزار Mesh Part Instance قابل مش‌ریزی هستند. همچنین می‌توان با ابزار Seed

Edge تعداد المان‌های هر قطعه را تنظیم کرد (شکل ۶-۱۳۲). نوع‌های متفاوت مش‌بندی در قسمت Assign Mesh Controls قابل دسترسی است (شکل ۶-۱۳۳). نوع هر المان نیز از طریق ابزار Assign Element Type قابل تغییر است (شکل ۶-۱۳۴). اگر می‌خواهیم مش‌بندی قسمت‌های متفاوت از یک قطعه با هم فرق داشته باشند، از منوهای بالایی نرم افزار در منو Tools، زیر منوی Partition می‌تواند بسیار مفید باشد. با بهره‌گیری از این ابزار خطوط، سطوح و حجم‌ها قسمت‌بندی شده و برای مش‌بندی جداگانه آمده می‌شوند. ابزار Datum در زیر منوی Tools برای قسمت‌بندی مدل توسط ابزار Partition سودمند خواهد بود.

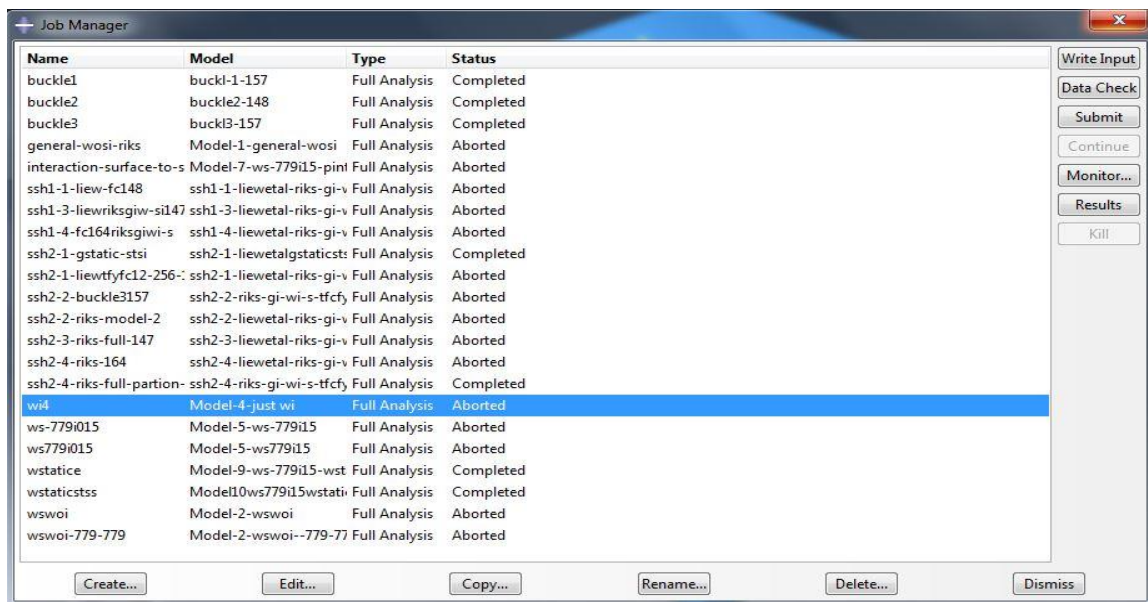


شکل (۶-۱۳۴): منوی Element Type

۶-۱۷-۵-۱-۸-Job- مرحله هشتم

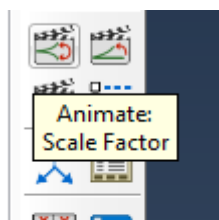
زمانی که تمامی اقدام‌های لازم جهت تعریف مدل را انجام دادید، باید وارد این ماژول شده و به تحلیل مدل خود بپردازید. در این ماژول می‌توانید به طور همزمان به تحلیل مدل‌های چندگانه‌ای که ایجاد شده‌اند، پرداخت و روند حل آنها را مشاهده کرد. هم‌چنین در این ماژول می‌توان یک Input File

از ماژول ایجاد و بعداً می‌توان در آن تغییراتی را به وجود آورد و به ویرایش آن پرداخت. این کار می‌تواند بسیار مفید باشد، زیرا بسیاری از دستورها در Abaqus در تحلیل‌های پیشرفته دارای منوی تصویری نبوده و باید مستقیماً آنها را در Input File ایجاد کرد [۱۰۸]. در این قسمت با ابزار Create Job فایل ورودی برای تحلیل نامگذاری و آماده اجرا می‌گردد. جهت اجرا مدل بایستی روی دکمه Submit کلیک کرد (شکل ۶-۱۳۵).

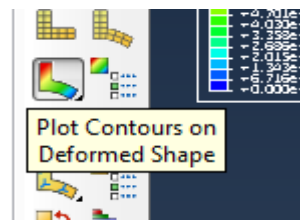


شکل (۶-۱۳۵): منوی Job Manager و ابزارهای آن

۶-۱۷-۵-۱-۹ Visualization - مرحله نهم



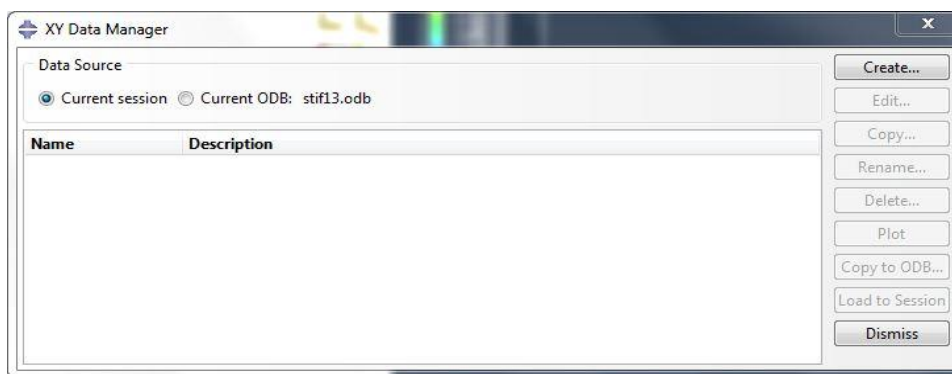
شکل (۶-۱۳۷): دکمه اجرای انیمیشن



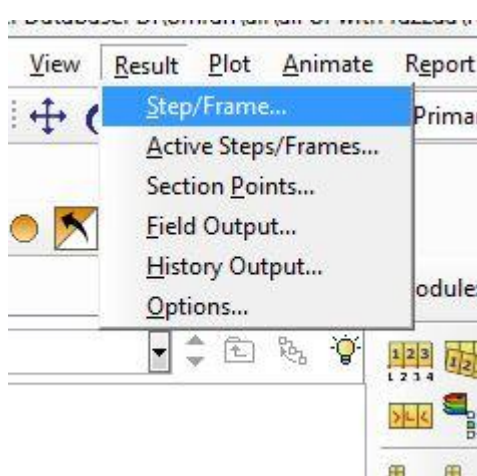
شکل (۶-۱۳۶): ابزار Plot Contours on Deformed Shape

پس از دریافت Successful سوم برای مدل‌های استاتیک و Successful چهارم برای مدل‌های دینامیک برای ورود به این منو باید روی دکمه Result در قسمت Job Manager کلیک کنید. پس از ورود به این منو جهت اجرای انیمیشن تحلیل‌ها ابتدا ابزار Plot Contours On Deformed Shape را

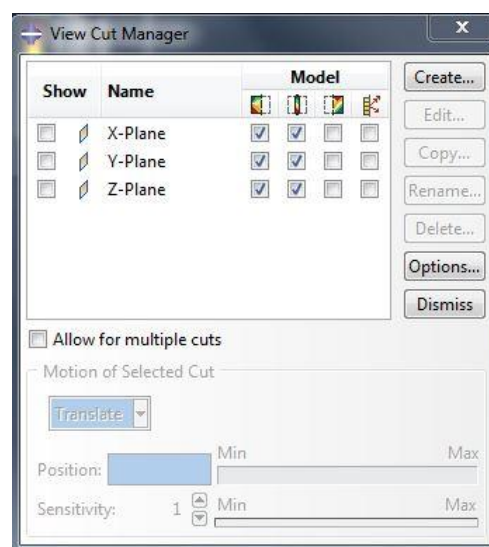
فعال کرده و سپس از ابزار Animate:Scale Factor بهره می‌بریم (شکل‌های ۶-۱۳۶ و ۶-۱۳۷). جهت ایجاد نمودار در این منو از ابزار Create Xy Data موجود در نوار ابزارهای سمت چپ صفحه نمایش استفاده می‌نماییم (شکل ۶-۱۳۸). اگر بخواهیم از وضعیت المان‌های درونی باخبر شویم توصیه می‌کنیم که ابزار View Cut را به خاطر داشته باشید (شکل ۶-۱۳۹). جهت مشاهده تک تک فریم‌های حل مسئله ابزار به قسمت Result در منوهای بالا و زیر منو Step/Fram مراجعه نمایید (شکل ۶-۱۴۰). در پایان جهت مشاهده تغییر شکل‌های مدل تحلیل شده در مقیاس‌های مختلف (واقعی تا اغراق آمیز) می‌توان به منو Option، زیر منوی Common، بخش Deformed Scale Factor بروید (شکل ۶-۱۴۱). همچنین از طریق منو بالا گزینه Tools، زیر منو Display Group، قسمت Create می‌توان در بخش Part Instance به مخفی کردن قطعات یا ظاهر کردن آنها در صفحه نمایش دست زد (شکل ۶-۱۴۲).



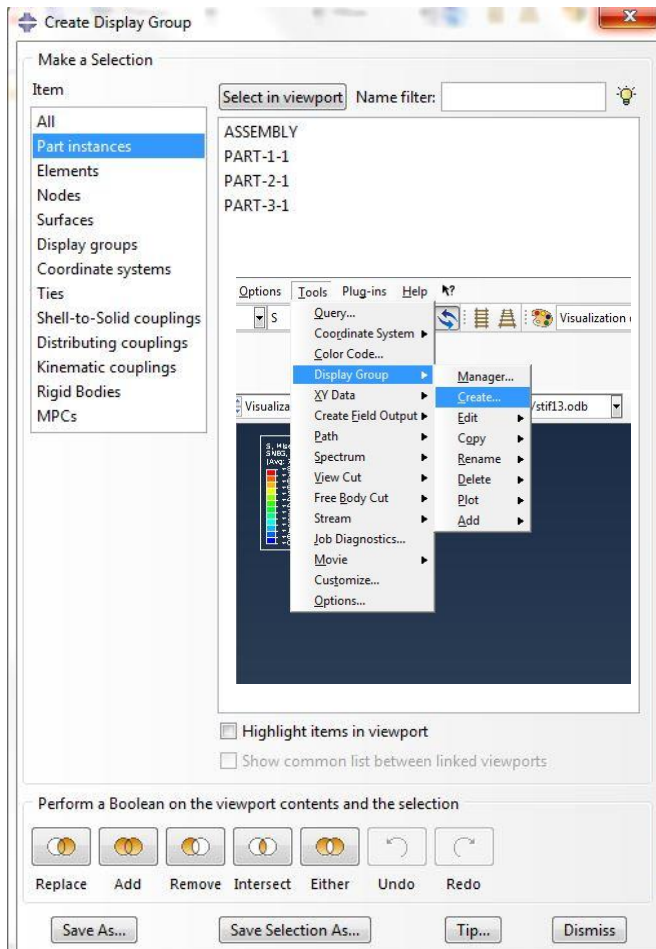
شکل (۶-۱۳۸): ایجاد خروجی به صورت نمودار با منوی XY Data Manager



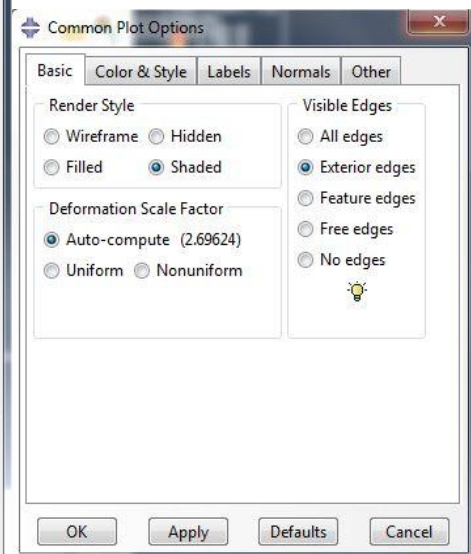
شکل (۶-۱۴۰): مشاهده فریم دلخواه نتایج



شکل (۶-۱۳۹): ابزار نمایش المان‌های درونی مدل



شکل (۶-۱۴۲): منو مشاهده قطعات به نحوه دلخواه و راه دسترسی به آن



شکل (۶-۱۴۱): منوی نمایش انیمیشن خروجی با مقیاس دلخواه

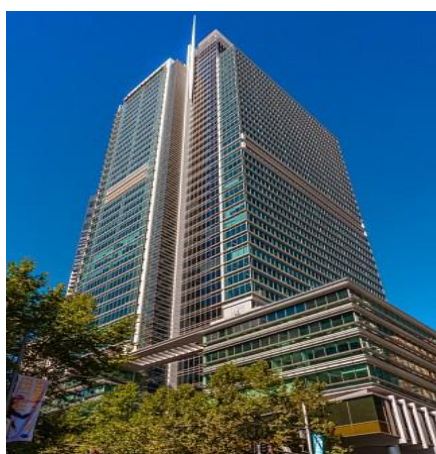
پیوست ۲ (در ادامه فصل ۲)

پیوست دوم: در ادامه فصل دوم

۲-۵ دیگر ساختمان‌های با ارتفاع متوسط تا نسبتاً بلند (۶۰ تا

۳۶۱ متر)

۲-۵-۱ سیستم باربر ثقیلی CFST (مربک)



شکل (۲-۵۰): برج Skyscraper-Latitude



شکل (۲-۴۹): ساختمان در حال ساخت Latitude [۹۷]

در سال‌های آخر دهه هشتاد در قرن بیستم صنعت ساختمان سازی استرالیا با ساخت تعداد زیادی از ساختمان‌های بالای ۴۰ طبقه در شهرهای ایالتی مرکزی مواجه شد. بین سال‌های ۱۹۹۰ تا ۱۹۹۴ نخستین بار از این ستون‌ها در استرالیا بهره گرفته شد [۳۲]. یکی از سازه‌هایی که این ستون‌ها در آن



شکل (۲-۵۱): برج Wuhan ISB ساخته شده با ستون CFST قوطی - Wikipedia

بکار رفته، برج Latitude است. این برج ۲۲۲ متری در سال ۲۰۰۵ با بهره‌گیری از ستون‌های CFST مربعی ساخته شده است و ۵۵ طبقه دارد (شکل ۲-۴۹ و ۲-۵۰) [۹۷]. در این گروه بلندترین سازه‌ها در کشور چین ایجاد شده‌اند. یکی از این سازه‌ها برج Wuhan ISB یا Minsheng bank است (شکل ۲-۵۱). این بنا از ستون‌های CFST مربعی و مستطیلی ساخته شده است. ارتفاع سازه اصلی آن ۲۴۹/۲ متر است [۲]. ارتفاع بلندترین نقطه آن به ۳۳۱ متر می‌رسد و دارای ۶۸ طبقه روی زمین است (Skyscraper).

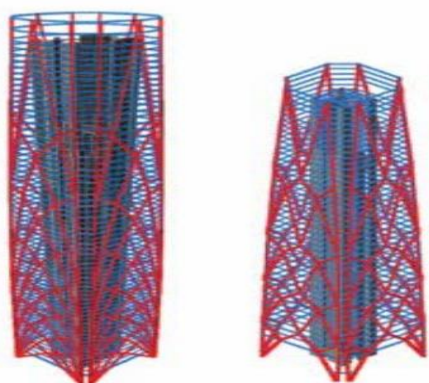


شکل (۲-۵۲): CFST دایره‌ای در برج Seg شکل (۲-۵۳): ساختمان تکمیل شده Seg
 [۳] Plaza
 Wikipedia-Plaza

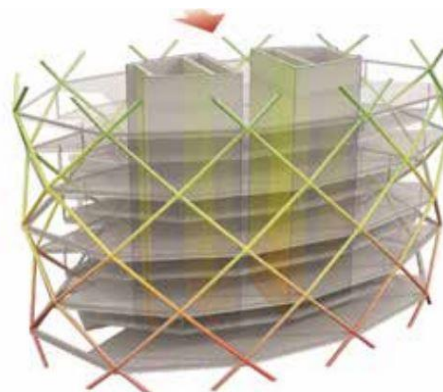
بلندترین سازه ساخته شده به این شیوه با توجه به محدوده تحقیقات انجام شده در این پژوهش ۳۶۱ متر بلندی دارد که در ادامه به معرفی آن می‌پردازیم. ساختمان Seg Plaza (شکل ۲-۵۲ و ۲-۵۳) در شهر Shenzhen چین با ارتفاع سازه اصلی ۲۹۱/۶ متر یکی از نخستین ساختمان‌های فوق بلند ساخته شده با ستون‌های مرکب است (اتمام بنا سال ۲۰۰۰). برج مذکور ۷۶ طبقه دارد. ارتفاع این سازه از کف پی تا بلندترین نقطه ۳۶۱ متر است. قطر لوله‌های دایره‌ای استفاده شده در این سازه ۱/۶ متر و ضخامت آنها ۰/۰۲۸ متر است. فولاد با مقاومت ۳۴۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و بتن C60 در این ستون‌ها استفاده شدند [۳].

در آمریکا نیز سازه‌هایی با این ستون‌ها که مربوط به این قسمت می‌شود، بنا شده است [۲]. تعدادی از آنها به همراه چند سازه دیگر در جدول (۲-۳) صفحه ۲۱۹ آورده شده است.

۲-۵-۲ ترکیب دیگر سیستم‌ها



شکل (۲-۵۵): CFST در سیستم مهاربند مایل محیطی
[۱۰۹]



شکل (۲-۵۴): CFST در قاب مایل محیطی
[۱۰۹]

برخی از برجها در این محدوده ارتفاعی با ترکیب سیستم‌های هسته بتنی و مهاربند پیرامونی ساخته می‌شوند. در این سازه‌ها هسته بتنی و سیستم مهاربندی با هم نیروی ثقلی و جانبی سازه را تحمل می‌نمایند. سیستم مهاربند پیرامونی می‌تواند قاب مایل محیطی یا مهاربند مایل محیطی باشد. فرق آنها این است که در سیستم قاب مایل محیطی هیچ ستون قائمی وجود ندارد. در حالی که در سیستم مهاربند مایل محیطی در هر گوشه از سازه دو ستون قابل مشاهده است (شکل‌های ۲-۵۴ و ۲-۵۵). این سیستم‌های پیرامونی در برخی از سازه‌ها با مقاطع و اتصالات CFST اجرا می‌شوند [۱۰۹].

۲-۵-۲-۱ سیستم پیرامونی قاب مایل محیطی



شکل (۲-۵۷): CFST در برج Sunline Skyscraper [۱۰۹]-



شکل (۲-۵۶): CFST در برج Poly Plaza Skyscraper

ساختمان برج Poly International Plaza در شهر Beijing چین با این سیستم در سال ۲۰۱۶ ساخته شده است. ارتفاع آن ۱۶۱/۲ متر است و ۳۱ طبقه دارد. در شکل (۲-۵۶) اعضای CFST به کار رفته در آن مشخص است [۱۰۹]. استفاده از بتن در لوله‌های فولادی این برج منجر به کاهش ضخامت لوله‌های فولادی از ۰/۰۶ به ۰/۰۳ متر شد [۲۱]. از دیگر سازه‌های ساخته شده با این روش می‌توان به برج Sunline Ningbo در شهر Ningbo چین اشاره کرد. این سازه ۲۰۸ متر ارتفاع و ۴۵ طبقه دارد (شکل ۲-۵۷) [۱۰۹]. همان طور که می‌بینید استفاده از این نوع سیستم باعث حذف کامل ستون‌های محیطی شده است.

۲-۲-۵-۲ سیستم مهاربند مایل محیطی

برج‌های دوگانه CITIC Finance Center در سال ۲۰۱۵ طراحی و قرار است در شهر Shenzhen چین با ارتفاع‌های ۲۱۲ و ۳۱۲ متر بنا شوند. سازه کوتاه‌تر دارای ۴۴ طبقه است و دیگری ۶۵ طبقه دارد. در هر دو برج از مقاطع CFST مربعی برای ایجاد مهاربندها استفاده خواهد شد. همچنین ستون‌های اطراف مهاربندها نیز ستون‌های CFST بزرگ خواهند بود (شکل ۲-۵۸) [۱۰۹].



شکل (۲-۵۸): ستون‌های CFST در برج‌های CITIC Finance Center [۱۰۹] و CITIC FC website

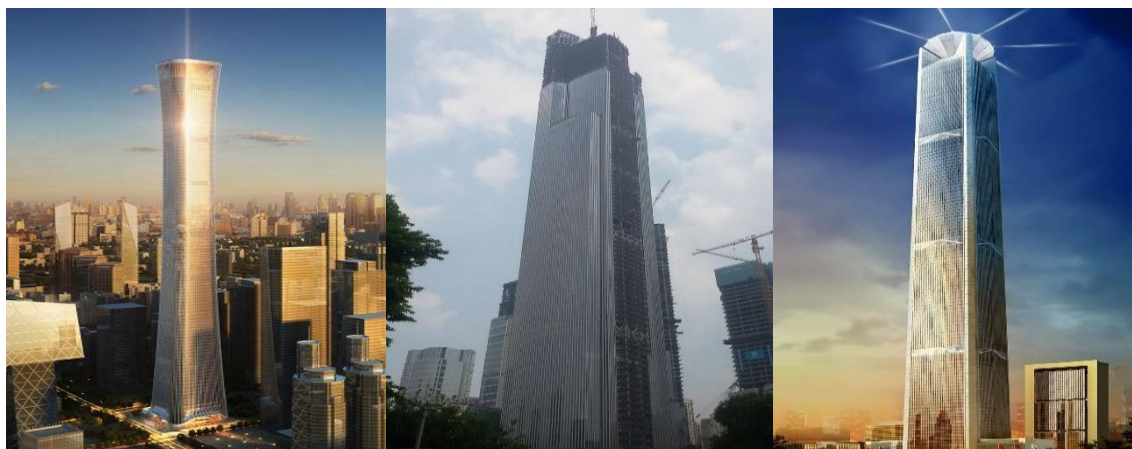
۲-۶ دیگر ساختمان‌های با ارتفاع فوق بلند (بیش از ۳۵۰ متر)

۲-۶-۱ سازه‌های دارای مقاطع Mega CFST منحصر به فرد



شکل (۲-۵۹): ساختمان در حال احداث و تکمیل شده برج KK100 [۱۱۰]-Skyscraper

با توجه به خاص بودن بعضی از پروژه‌ها، مقاطع آنها اکثراً تحت تأثیر الزامات طراحی از جمله تحمل بارهای ثقیلی و جانبی (زلزله و باد) یا نحوه معماری قرار می‌گیرند. بنابراین برای هر پروژه مقطع Mega CFST منحصر به فردی طراحی می‌شود. Kingkey 100 (KK100) یکی از نخستین ابر سازه‌های ساخته شده با این نوع مقطع است. این بنا در شهر Shenzhen چین قرار دارد. ارتفاع آن ۴۴۲ متر است. دومین سازه بلند این شهر در سال ۲۰۱۱ تکمیل شد (شکل ۲-۵۹) [۱۱۱]. چند ابر سازه دیگر نیز با این نوع ستون‌ها در چین در حال ساخت است.



شکل (۲-۶۲): برج Zun [۱۱۲]

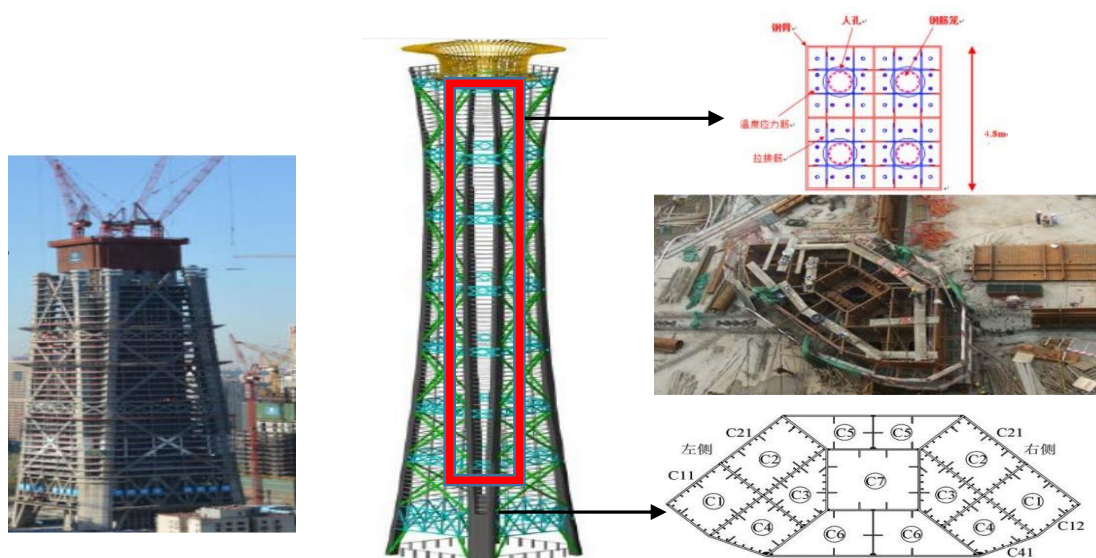
شکل (۲-۶۱): برج Guangzhou CTF Skyscraper-Finance Centre

شکل (۲-۶۰): برج Tianjin Skyscraper-Goldin 117



شکل (۲-۶۳): برج Tianjin Goldin 117 و Mega CFST به کار رفته در آن [۱۱۳]-Skyscraper

برج‌های Tianjin Goldin 117، Finance Centre Guangzhou CTF و Zun در حال ساخت هستند. ارتفاع نهایی آنها به ترتیب ۵۹۷، ۵۳۰ و ۵۲۸ متر خواهد بود (شکل‌های ۲-۶۰ تا ۲-۶۲). همان طور که دیده می‌شود برج Guangzhou CTF Finance Centre (بلندترین سازه اداری-تجاری-مسکونی شهر Guangzhou) چین در مراحل پایانی ساخت خود قرار دارد (شکل ۲-۶۱). در ساخت این آسمان خراش‌ها از ستون‌های Mega CFST منحصر به فرد استفاده شده است. شکل (۲-۶۳) برج در حال ساخت Goldin 117 (بلندترین برج شهر Tianjin و چهارمین برج اداری-تجاری-مسکونی کشور چین) به همراه Mega CFST به کار رفته در آن را نشان می‌دهد. جالب است بدانید سطح مقطع هر کدام از ۴ ستون Mega CFST مورد استفاده در برج Goldin 117، ۴۵ متر مربع است. هر یک از این ۴ ستون



شکل (۲-۶۴): ساختمان برج Zun و مقطع متغیر ستون Mega CFST آن [۱۱۰، ۱۱۴ و ۱۱۵]

در یک گوشه از چهار وجه سازه قرار دارند. این ابر ستون‌ها توسط مهاربندهای بسیار بزرگ به هم متصل شده‌اند. تمام این مجموعه به هسته مرکب سازه وصل شده‌اند. Mega CFST استفاده شده در پروژه Zun شهر Beijing چین و سازه در حال ساخت آن در شکل (۲-۶۴) نشان داده شده است. سطح مقطع ابر ستون انتهایی این پروژه ۶۰ متر مربع است (بزرگترین Mega CFST استفاده شده در پروژه‌های ساختمانی تا کنون). با دو شاخه شدن ستون در طبقات بالاتر سطح مقطع آن به ۲۰ متر مربع کاهش می‌یابد [۱۹ و ۱۱۲ و ۱۱۳]. در جدول (۲-۲) نیز تعدادی دیگر از سازه‌هایی که از ستون‌های CFST جدول (۲-۲): برخی از ساختمان‌های دیگر در ژاپن، چین و کره با استفاده از فناوری CFST [۳، ۱۰، ۲۷، ۳۷، ۴۱ و ۱۱۶ تا ۱۲۶]

نام پروژه	کشور	روش ساخت	ارتفاع (m)	سال ساخت	F _c (Mpa)	F _y (Mpa)
Obayashi Technical Research Institute	Japan	ستون CFST	۲ طبقه - دهانه بلند	۲۰۱۰	۱۶۰	۷۰۰
Ichigaya office	Japan -Tokyo	ستون CFST	۵۷/۵۵	۲۰۰۱	-	-
Waterfront	Japan -Tokyo	ستون CFST	۱۱۳/۷۵	قبل از ۱۹۹۱	-	-
Ginza Kabukiza	Japan -Tokyo	ستون CFST	۱۴۵/۵	در حال احداث	-	-
Toyosu center building annex	Japan -Tokyo	ستون CFST	۱۴۷	۲۰۰۶	-	-
W-Comfort	Japan	ستون CFST	۱۷۸	۲۰۰۴	۱۰۰	-
Otemachi	Japan -Tokyo	ستون CFST	۲۰۰	۲۰۱۴	۱۵۰	۷۸۰
Mode Gakuen Cocoon	Japan -Tokyo	ستون CFST	۲۰۴	۲۰۰۸	-	-
Zhongnan	China -Suzhou	دیوار برشی CFST	۷۲۹	در حال طراحی	-	-
Hanking center	China - Shenzhen	ستون CFST	۳۶۰	در حال طراحی	-	-
Greenland center	China - Suzhou-Wujiang	ستون Mega CFST	۳۵۸	در حال احداث	-	-
Xishan	China - Kunming	دیوار برشی CFST	۳۱۰	خاتمه یافته	۶۰	۳۴۵۰
Raffles city 1	China - Hangzhou	ستون Mega CFST	۲۵۰	در حال احداث	-	-
Raffles city 2	China - Hangzhou	ستون Mega CFST	۲۵۰	در حال احداث	-	-
Haihang international plaza	China - Hainan-Haikou	ستون Mega CFST	۲۲۳/۶	خاتمه یافته	۵۰-۶۰	۳۴۵۰
Ruifeng	China - Hangzhou	ستون CFST	۸۳/۴	۲۰۰۱	-	-
Center of Artificial Photosynthesis	Korea - Sogang University	ستون CFST	۱۱ طبقه ۹ طبقه بالا ۲ طبقه پایین	خاتمه یافته	-	-

بهره بردند، قابل مشاهده است. در ادامه هم جدول (۳-۲) ارائه می‌شود.

جدول (۳-۲): برخی از ساختمان‌های دیگر در آمریکا، اروپا و استرالیا با استفاده از فناوری CFST [۲، ۸، ۴۱، ۱۱۶ و ۱۲۷]

نام پروژه	کشور	روش ساخت	ارتفاع (m)	سال ساخت	F_c (Mpa)	F_y (Mpa)
The Husky Stadium	USA-Washington	ستون CFST	-	-	-	-
Pacific First centre	U.S.A	ستون CFST	۱۸۵	۱۹۸۹	۱۳۱	۳۵۰
Gateway tower	U.S.A	ستون CFST	۲۲۰	۱۹۹۰	۱۱۷/۲	۳۵۰
Two-Union building	U.S.A	ستون CFST	۲۲۶	۱۹۸۹	۱۳۱	۳۵۰
Wilshire Grand centre	U.S.A	ستون و مهاربند CFST	۳۵۵	۲۰۱۷	-	-
Darlington memorial hospital	England-London	ستون CFST	زیر ۶۰	-	-	-
Rochdale bus station	England-London	ستون CFST	زیر ۶۰	-	-	-
Riverside office	Australia	ستون CFST	۱۴۲	-	-	-

۷-۲ دیگر مزیت‌های ستون CFST (مرکب)

علاوه بر مزیت‌های ذکر شده چندین مورد دیگر در این بخش بیان می‌شود. ستون CFST در مقایسه با ستون‌های دیگر چندین مزیت در زمینه طراحی دارد. محل قرارگیری فولاد و بتن در مقطع عرضی، مقاومت و سختی مقطع را بهینه می‌نماید. فولاد در پیرامون بتن خارجی قرار دارد که موجب بیشترین اثر در کشش و ظرفیت لنگر خمشی خواهد شد. همچنین سختی ستون به مقدار زیادی افزایش پیدا می‌کند. زیرا فولاد که دارای مدول الاستیسیته بزرگتری نسبت به هسته بتنی است، در دورترین فاصله از مرکز جای می‌گیرد. این حالت بزرگترین سهم ممان اینرسی خمشی را فراهم می‌کند و به حداکثر ظرفیت پلاستیک خود در خمش می‌رسد [۲۲]. بتن داخلی یک هسته ایده‌آل را برای تحمل بارهای فشاری برای کاربردهای عمومی ایجاد می‌کند. این هسته اغلب می‌تواند جلوی کماتش موضعی لوله فولادی را بگیرد. در غیر این صورت آن را به تاخیر می‌اندازد [۳، ۴، ۲۲، ۲۹ و ۳۱]. این مسئله مخصوصاً در مورد ستون‌های CFST مستطیلی صادق است. به علاوه مشخص شده است که لوله فولادی

هسته بتنی را محصور می‌کند. در نتیجه مقاومت فشاری برای ستون‌های CFST دایره‌ای [۲۲] و شکل‌پذیری برای ستون‌های CFST قوطی زیاد می‌شود [۲۲ و ۳۱]. بنابراین استفاده از ستون‌های CFST برای تحمل بارهای فشاری بسیار بزرگ سودمند است [۱، ۳ و ۲۲]. بعد از حداکثر بار قابل تحمل در ستون‌های کوتاه CFST، منحنی خیز-بار با توجه به شکل مقطع عرضی عملکردی متفاوت از خود نشان می‌دهد. ستون‌های دایره‌ای CFST معمولاً منحنی‌های بار-خیز همراه با سخت‌شدگی کرنشی^۱ یا الاستیک-به‌طور کامل پلاستیک^۲ بروز می‌دهند. برای ستون‌های مستطیلی عموماً منحنی بار-خیزی همراه با کاهش یا نرم‌شدگی^۳ قابل مشاهده است. بعد از حداکثر بار قابل تحمل ستون، نحوه کاهش منحنی‌های بار-خیز برای ستون‌های کوتاه دارای بتن پر مقاومت نیز، مشابه آنچه ذکر شد، خواهد بود [۲۲]. در مقایسه با ستون‌های بتن مسلح دارای میلگردهای عرضی لوله فولادی از جداشدگی سطحی بتن جلوگیری می‌کند [۲۲ و ۳۵] و تراکم میلگرد در ناحیه اتصال مخصوصاً در طراحی لرزه‌ای به کمترین مقدار می‌رسد [۲۲]. علاوه بر این انقباض خشک^۴ و خزش بتن در این اعضا خیلی کمتر از اعضای بتن مسلح رایج است. مساحت ناحیه‌ای که این ستون‌ها تحت پوشش خود قرار می‌دهند، از ستون‌های بتن مسلح یا فولادی رایج بیشتر است. بنابراین می‌توانند در مکان‌هایی که نیاز به دهانه‌های بزرگ باشد مورد استفاده قرار گیرند. لذا فضای مفید ساختمان افزایش پیدا کرده [۴] و این روش برای طراحی ساختمان‌های اداری پیشنهاد و اجرا شده است [۲۷]. نسبت فولاد در این ستون‌ها بیشتر از ستون‌های بتن مسلح یا CES (SRC) است [۴]. اگر در این ستون‌ها از میلگرد استفاده نشود، مواد تشکیل‌دهنده آن به راحتی قابل برش خوردن و بازیافت هستند (بر خلاف مقاطع RC) [۲۹]. در سیستم CFST می‌توانیم سازه طبقات بالایی سازه را به نحو دلخواه با توجه به نیازهای سازه طراحی کنیم. به عبارت دیگر در سازه طبقات بالایی می‌توانیم از سه سیستم فولادی (فقط ادامه دادن لوله فولادی) یا بتن مسلح (فقط ادامه دادن قسمت بتنی) یا همان CFST بهره ببریم [۲]. در مقایسه با دیگر سیستم‌های

1- Strain hardening
2- Elastic-perfectly plastic hardening

3- Softening
4- Drying shrinkage

سازه‌ای مرکب همانند استفاده از ستون‌های CES (SRC) هزینه ابتدایی سیستم CFST بیشتر است [۳۷]. ستون‌های SRC نیاز به محافظ آتش ندارند و بتن می‌تواند از فولاد داخلی آن حفاظت نماید. مقاومت در برابر آتش آنها در شرایط برابر بیشتر از ستون‌های CFST است. نیاز به رنگ آمیزی برای جلوگیری از زنگ زدن نیز ندارند [۲۹ و ۴۱]. از دیگر مزیت‌های روش فوق استفاده از سیستم قالب‌بندی لغزشی و پرش هیدرولیکی^۱ است (Graham-۱۹۹۶). در این روش قالب بتن به هسته فولادی ستون SRC که از قبل نصب شده است وصل می‌شود. همزمان با بالا رفتن هسته پیش‌ساخته^۲ فولادی، در قسمت پایین ستون، بتن در قالب پیش‌رونده ستون SRC ریخته می‌شود [۴۱]. در این مورد نیز مانند ستون CFST باید محدودیت‌های نسبت پیش‌بارگذاری برای قسمت فولادی رعایت شود [۳]. اما هرچه شمار طبقات سازه بیشتر می‌شود، سرعت ساخت در روش CFST نسبت به سیستم SRC بیشتر می‌شود. لذا برای ساختمان‌های بلند سیستم CFST مقرون به صرفه‌تر است (Xu-۲۰۱۲ و Jiang) [۳۷]. در ستون‌های SRC معمولاً (برای افزایش کارایی) دور تا دور هسته فولادی آرماتورگذاری می‌شود. بنابراین دوباره مانند سازه‌های بتن مسلح فرآیند آرماتورگذاری، قالب‌بندی و ... وجود دارد. همچنین شکل‌پذیری، مقاومت فشاری و پیچشی مقاطع CFST بیشتر از مقاطع SRC است [۲۹، ۳۰، ۱۲۸ و ۱۲۹]. در قسمت بتنی ستون‌های SRC محصورشدگی‌های با تأثیرگذاری بالا، جزئی^۳ و همچنین نواحی محصورنشده وجود دارد. در حالی که در مقاطع CFST تمام هسته بتنی با تأثیرگذاری بالا محصورشده است [۱۳۰]. پیشرفت در تکنولوژی بتن این امر را ممکن ساخته است که از بتن‌های دارای مقاومت‌های بالای ۱۰۳/۴۲۵ مگاپاسکال (Ksi ۱۵) نیز در تیر-ستون‌های مرکب مثل CFST و بتن مسلح سازه‌های بلند استفاده شود [۲۲ و ۳۲]. Webb و Peyton در سال ۱۹۹۰ اعلام کردند که استفاده از ستون CFST پر شده با بتن پر مقاومت بدون میلگرد داخلی یک پیشرفت و اقدامی مؤثر در جهت قیمت ستون‌هاست. آنها با مطالعه موردی یک ساختمان بلند نتیجه گرفتند که این نوع ستون به نحو قابل قبولی در مقایسه

1- Hydraulic slip and jump
2- Prefabricated

3- Partially

با دیگر ستون‌ها ارزان‌ترین شیوه ساخت ستون را ارائه می‌دهد [۱۳۱]. اخیراً استفاده از بتن پر مقاومت دارای لوله‌های نازک فولادی با مقاومت بالا با موفقیت زیادی همراه بوده است. زمانی که این دو با هم بکار روند رفتار ترد بتن پر مقاومت تا اندازه‌ای توسط محصورکنندگی لوله فولادی بهبود می‌یابد. کمانش موضعی لوله فولادی نیز با حمایت بتن داخلی به تاخیر می‌افتد [۲۲ و ۲۷].

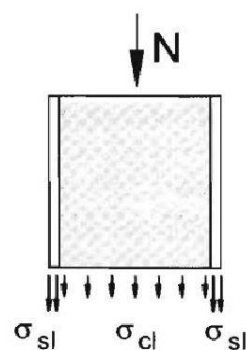
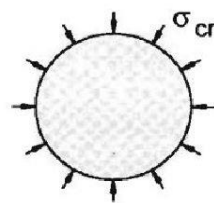
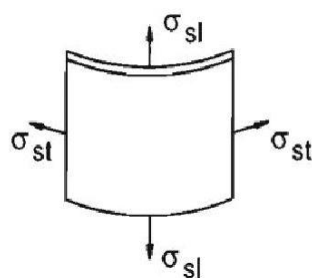
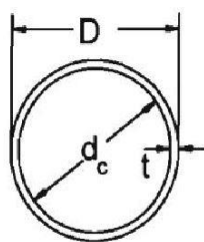
پیوست ۳ (در ادامه فصل ۴)

پیوست سوم: در ادامه فصل چهارم

۸-۴ بررسی بیشتر رفتار عمومی ستون‌های کوتاه CFST طبق

آزمایشات

زمانی که یک بار محوری به یک ستون کوتاه وارد می‌شود (با فرض وارد شدن یکنواخت بار به هر دو ماده)، فولاد و بتن هر دو شروع به تغییر شکل طولی می‌کنند. در کرنش‌های ابتدایی، نسبت پواسون فولاد از نسبت پواسون بتن تجاوز می‌کند (۰/۲۸ برای فولاد و ۰/۱۵ تا ۰/۲۵ برای بتن) [۱۳۲]. در نتیجه با گسترش جانبی بیشتر فولاد، تماس کمتری بین بتن و فولاد ایجاد می‌شود. در این مرحله از بارگذاری بتن و فولاد مستقل از یکدیگر بار تحمل می‌کنند. بنابراین تنش طولی در امتداد لوله فولادی ثابت باقی می‌ماند. در کرنش تقریبی ۰/۰۰۱ ترک‌های ریز در بتن رشد می‌کنند. در پی آن انبساط جانبی بتن زیاد و رفته رفته به انبساط جانبی فولاد نزدیک می‌شود. با ادامه این روند تماس بین دو ماده و تنش پیوستگی دوباره پدید خواهد آمد. با این شرایط، در فولاد تنش دو محوری و در بتن تنش سه



شکل (۴-۶): ایجاد تنش دو محوری در فولاد ستون

[v] CFST

شکل (۴-۵): ایجاد تنش سه محوری در بتن ستون

[v] CFST

محوری بوجود می‌آید (شکل‌های ۴-۵ و ۴-۶). در واقع با انتقال بار بین فولاد و بتن از طریق صفحه اتصال، تنش‌های طولی در لوله فولادی تغییر می‌کند. کرنشی که در آن تماس بتن و فولاد برقرار و بتن محصور می‌گردد، بین ۰/۰۰۱ تا ۰/۰۰۲ متغیر است. Knowles and Park [۱۳۳] بیان کردند که

محصورشدگی به صورت ناگهانی در کرنش $0/002$ ($0/95f_c$)، پس از اینکه بتن سریعاً شروع به تغییر حجم می‌کند، اتفاق می‌افتد. دیگر پژوهشگران افزایش تدریجی محصورشدگی از $0/001$ (موقع ایجاد ترک‌های ریز) تا $0/002$ (مقدار نهایی محصورشدگی) را گزارش کردند [۱۳۴، ۱۳۵ و ۱۳۶]. هنگامی که محصورشدگی اتفاق می‌افتد فولاد علاوه بر تنش‌های طولی، تنش جانبی ناشی از انبساط بتن را هم تجربه می‌کند. ایجاد حالت تنش دو محوری باعث می‌شود تا قبل از جاری شدن فولاد، مقدار بار محوری اضافی قابل تحمل توسط فولاد کاسته شود. به عبارت دیگر از زمانی که حالت دو محوری شروع می‌شود، فولاد دیگر نمی‌تواند تنش تسلیم طولی نهایی خود را داشته باشد. در این صورت سختی الاستیک مؤثر لوله فولادی کاهش می‌یابد و لوله بخشی از بار محوری خود را به بتن واگذار می‌کند. در نتیجه انبساط سریع بتن اثر زیان آوری روی ظرفیت طولی فولاد دارد. در همین حال ظرفیت تحمل بتن ستون CFST افزایش می‌یابد. محصورکنندگی لوله فولادی مقاومت محوری هسته بتنی را می‌افزاید. مخصوصاً در مقاطع دایره‌ای این افزایش مقاومت محوری بتن بیشتر از کاهش مقاومت فولاد است و مقاومت مقطع CFST بالا خواهد رفت. همچنین مقاطع دایره‌ای می‌توانند به خوبی از کشش‌های حلقه‌ای برای اعمال فشار جانبی روی بتن بهره ببرند. در صورتی که وجوه صاف مقاطع مستطیلی فشار عمودی کمی برای محدود کردن انبساط بتن فراهم می‌کنند [۱۳۷]. تنها گوشه‌های لوله‌های مستطیلی می‌توانند محصوریت اعمال نمایند و اثر آنها نیز قابل چشم پوشی است. بنابراین بیشتر بودن ظرفیت باربری محوری این مقاطع نسبت به مقاومت محوری اسمی‌شان، عمدتاً به سخت‌شدگی کرنشی لوله‌های فولادی مربوط می‌شود. به هر حال محاط شدن بتن در مقاطع مستطیلی فوایدی از جمله افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی را در بردارد. با استفاده از بتن‌های پر مقاومت، به علت انبساط کم این گونه از بتن‌ها، اثر گذاری محصوریت روی بتن قابل توجه نیست. به همین خاطر در بیشتر مطالعات آزمایشگاهی ظرفیت باربری محوری ستون‌های کوتاه دارای بتن پر مقاومت کمتر از ظرفیت مقاطع اسمی آنها است. مگر اینکه نسبت D/t ستون کوچک باشد [۲۲].

۴-۸-۱ ستون‌های CFST دارای جداره لوله ضخیم

ستون‌های کوتاه می‌توانند به دو زیر گروه بر پایه نسبت D/t (نسبت قطر لوله به ضخامت آن) تقسیم شوند. گروه اول ستون‌هایی هستند که نسبت D/t آنها کم است. CFST دارای جداره لوله ضخیم اغلب مود گسیختگی استاندارد را نشان می‌دهند. بتن در کرنشی در حدود $0/002$ محصور می‌شود و در بیشتر موارد مقاومت محوری اضافی بدست می‌آید. هرچند اگر مقاومت فولاد از $379/55$ مگاپاسکال (55 ksi) عبور کند (تنش متناظر با کرنش طولی تقریبی $0/002$)، بتن احتمالاً مقاومت فشاری نهایی خودش را به دست خواهد آورد و ممکن است قبل از اینکه فولاد جاری شود، خراب شود. این یک مود گسیختگی نامطلوب است [۱۳۷]. به علاوه ممکن است سبب کمانش موضعی الاستیک لوله فولادی گردد. به همین دلیل آیین‌نامه‌ها حداکثر مقاومت تسلیم فولاد در این ستون‌ها را محدود می‌کنند. به عنوان مثال SSRC [۱۳۸] مقاومت تسلیم فولاد را برای ستون‌های مرکب $379/55$ مگاپاسکال (55 ksi) تعیین می‌کند. برای ستون‌های با جداره ضخیم گسیختگی مقطع با جاری شدن فولاد آغاز می‌شود. با تسلیم شدن لوله فولادی در مقطع عرضی، بتن شروع به خراب شدن می‌کند. بتن می‌تواند تا لحظه‌ای که لوله فولادی خراب می‌شود (معمولاً با گسترش کمانش موضعی یا پلاستیک شدن کامل مقطع عرضی) بار اضافی تحمل نماید. علت این امر محصورشدگی هسته بتنی توسط فولاد پیرامونی است. برای مقاطع قوطی CFST محل گسیختگی معمولاً در وسط ارتفاع نمونه‌ها است. برای ستون‌های CFST مربعی کمانش موضعی معمولاً در چهار طرف اتفاق می‌افتد. اما برای ستون‌های CFST مستطیلی وجوه بلندتر بیشتر مستعد کمانش موضعی هستند. این پدیده موجب تسلیم شدن فولاد در جهت عرضی در امتداد وجوه کوتاهتر خواهد شد [۱۳۹]. گسیختگی ستون‌های CFST دایره‌ای ممکن است در ارتفاع میانی همراه با گسترش کمانش موضعی اتفاق بیفتد و سپس کمانش موضعی تا دو انتها گسترش می‌یابد [۶۷].

۴-۸-۲ ستون‌های CFST کوتاه با جداره نازک

گروه دوم ستون‌هایی هستند که نسبت D/t آنها زیاد است. این ستون‌های جدار نازک یا با کمانش موضعی الاستیک یا غیرالاستیک لوله فولادی یا با گسیختگی برشی در بتن (در کرنش تقریبی $0/0.05$) همراه با کمانش موضعی لوله فولادی که در حالت جاری شده قرار دارد، خراب می‌شوند. در هر دو مورد کرنش‌های طولی در عضو به اندازه کافی بزرگ نیستند تا اجازه بدهند که محصوریت عمده‌ای روی هسته بتنی اتفاق بیفتد. اگرچه کمانش موضعی لوله فولادی به دلیل وجود هسته بتنی به تأخیر می‌افتد. هسته بتنی فولاد را مجبور می‌کند تا به سمت بیرون کمانش کند. این عمل سه مزیت دارد. نخست، زمانی که کمانش حادث می‌شود فاصله بین دو وجه مقابل هم به جای اینکه کاهش پیدا کند (اگر هسته بتنی وجود نداشت)، افزایش پیدا می‌کند که از کاهش چشمگیر مدول مقطع جلوگیری می‌کند. دوم اینکه بتن تمایل دارد تا کمانش موضعی در سطحی وسیع گسترش یابد. این باعث کمتر شدن تمرکزهای کرنش شدید خواهد شد که تمایل دارند تا ترک خوردگی ایجاد کنند. سوم اینکه این هسته بتنی با به تأخیر انداختن کمانش موضعی، به شیوه‌ای تأثیرگذار دیواره لوله را در محدوده الاستیک پایدار می‌کند و در بیشتر حالات موجب می‌شود تا تنش تسلیم به صورت کامل قبل از کمانش موضعی رخ دهد. O'Shea and Bridge [۱۴۰ و ۱۴۱] در آزمایشات خود روی ستون‌های CFST جدار نازک دو نوع مود گسیختگی مشاهده کردند. ستون‌ها یا با کمانش موضعی در ترکیب با خراب شدن بتن یا با خراب شدن ناگهانی بدون هیچ کمانش موضعی گسیخته می‌شوند. خراب شدن بتن بعد از کرنش محوری $0/0.03$ اتفاق می‌افتد. Prion and Boehme [۱۴۲] در آزمایشات شان روی ستون‌های CFST با جدار نازک پر شده با بتن پر مقاومت فهمیدند که ابتدا فولاد جاری می‌شود، سپس بتن با برش خراب می‌شود. پس از آن ظرفیت مقطع به نحو قابل توجهی افت کرده و کمانش موضعی در لوله فولادی در محل گسیختگی برشی در بتن نمایان می‌شود. Luksha and Nesterovich [۱۴۳] نیز در آزمایش‌های خود روی لوله‌های با قطر بزرگ نوع گسیختگی مشابه را گزارش کردند. شیوه گسیختگی برشی همراه

با کماتش موضعی نامناسب است. زیرا اغلب ناگهانی حادث می‌شود و می‌تواند مصیبت بار باشد [۵۴]. بنابراین برای نسبت D/t بایستی یک کران بالا در نظر گرفته شود تا از این حالت جلوگیری کند. همچنین طبق استاندارد DBJ/T13-51 [۱۴۴] وجود کران پایین و بالا برای نسبت D/t به ترتیب تضمینی برای سهولت عملیات بتن‌ریزی و عدم کماتش سراسری عضو مرکب است. استاندارد SSRC [۱۳۸] برای مقاطع قوطی حد $D/t \leq \sqrt{\frac{3E}{f_y}}$ و برای مقاطع دایره‌ای حد $D/t \leq \sqrt{\frac{3E}{f_y}}$ را تعیین کرده است. حدود استاندارد DBJ/T13-51 [۱۴۴] نیز برای مقاطع دایره‌ای $D/t \leq 150 \left(\frac{235}{f_y} \right)$ و برای مقاطع مستطیلی $D/t \leq 60 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ است.

۴-۹ رفتار عمومی و مختصر ستون‌های CFST متوسط و بلند

طبق آزمایشات

اگر ستون CFST نسبتاً لاغر باشد، به جای معیار مقاومت، معیار پایداری عضو ظرفیت باربری نهایی را کنترل می‌کند و اثرات مرتبه دوم نیز بحرانی‌تر می‌شوند. کماتش ستون سرتاسری پیش از رسیدن بتن به کرنش‌های بالا و افزایش حجم آن اتفاق می‌افتد. بنابراین برای گسیختگی‌های کماتشی سرتاسری محصوریت بتن کم است و مقاومت اضافی کمی بدست می‌آید. در این دسته هر دو کماتش خمشی الاستیک (ستون CFST بلند) و غیرالاستیک (ستون CFST متوسط) می‌تواند در ستون‌های CFST رخ دهند [۲۲].

۴-۹-۱ ستون‌های CFST متوسط

ستون‌های متوسط قبل از کماتش، تا حدودی فولادشان تسلیم و (یا) بتن آنها خراب می‌گردد. هر مقدار که فولاد جاری شود، بتن نیز خراب خواهد شد. در نتیجه سختی عضو کاهش پیدا می‌کند و

ظرفیت آن برای تحمل کمانش کاهش می‌یابد. لوله‌های مستطیلی در خمش دو محوری توسط Shakir Khalil and Mouli [۱۴۵] آزمایش شدند. این نمونه‌ها نخست در گوشه‌های فشاری لوله در تقریباً ۹۰ درصد بار گسیختگی تسلیم شدند و در پی آن تسلیم شدگی کششی در گوشه مخالف حادث می‌شود و به سمت گسیختگی سرتاسری کمانشی خواهد رفت. با افزایش اندازه لوله یا مقاومت بتن، امکان دارد مقاومت اضافی بدست آید. برعکس افزایش تنش تسلیم لوله فولادی یا افزایش طول اثرات زیان آوری خواهد داشت. هر دو این عوامل سهم نسبی فولاد را افزایش و سهم بتن را کاهش می‌دهند. همچنین فواید پر کردن لوله با بتن را خنثی می‌کنند.

۴-۹-۲ ستون‌های CFST بلند

مود گسیختگی ستون‌های CFST بلند با کمانش الاستیک سرتاسری عضو مشخص می‌شود [۱۴۶]. این نوع ستون‌ها نسبت L/D بزرگی دارند. این موجب می‌شود که کمانش سراسری عضو قبل از هر گونه تسلیم شدگی قابل توجه اتفاق بیفتد. Tsuda و همکاران [۱۴۷] نیز همین نوع گسیختگی را در آزمایش‌های مربوط به نمونه‌هایشان روی ستون‌های بارگذاری شده محوری لاغر مشاهده کردند. همچنین آنها بیان کردند که ستون‌های دارای نسبت L/D بزرگتر از ۱۸ مقاومت محوری پلاستیک شان را بدست نیاوردند و با کمانش خمشی خراب شدند.

۴-۱۰ سختی ستون‌های CFST بارگذاری شده محوری طبق

آزمایشات

سختی ستون‌های CFST با وجود هسته بتنی و صفحه اتصال بین بتن و فولاد پیچیده می‌شود. مدول الاستیسیته، مقدار ممان اینرسی و مساحت مؤثر در بارگذاری کششی برای فولاد شناخته شده است اما پیش‌بینی این خصوصیات برای بتن مشکل است، زیرا ناهمگن است. این ویژگی‌ها به مقاومت بتن، وجود ترک‌های کششی و اثرات بارگذاری طولانی مدت در میان دیگر عوامل وابسته هستند. SSRC

[۱۳۸] یک مدول الاستیسیته اصلاح شده که حاصل جمع مدول الاستیسیته بتن و فولاد است را پیشنهاد کرد. در این حاصل جمع یک ضریب کاهش $0/4$ برای در نظر گرفتن اثرات خزش و ترک‌های کششی روی سختی ابتدایی بتن اعمال شده است. پژوهشگران دیگر حاصل جمع صلبیت‌های انفرادی هر جزء را پیشنهاد کردند [۱۴۸]. با این حال سختی سراسری CFST تا حد زیادی به فولاد وابسته است. زیرا فولاد مدول الاستیسیته بیشتری نسبت به بتن دارد.

۴-۱۱ رفتار سیکلی^۱ CFST در بار محوری طبق آزمایشات

آزمایش‌های نسبتاً کمی انجام شده است تا رفتار سیکلی ستون‌های CFST تحت بار محوری را ارزیابی کند. بیشتر آزمایش‌های قابل توجه در این رابطه در ژاپن و آمریکا روی عضوهای مهاربند CFST در معرض دوره‌های متغیر بارهای کششی و فشاری انجام شده است [۲۲]. Liu and Goel مهاربندهای خالی و CFST مستطیلی را مقایسه کردند. آنها نشان دادند که اضافه کردن بتن تعداد چرخه‌های گسیختگی و مقدار اتلاف انرژی را افزایش می‌دهد. البته فقط فولاد در کشش به نحو مؤثری با بار محوری مقابله می‌کند. بتن عموماً در مدت زمان اعمال بار فشاری در چرخه‌ها، مقاومت کمانشی لوله فولادی را از طریق به تأخیر انداختن آن و کاهش شدت کمانش موضعی افزایش می‌دهد. با اعمال بارهای تناوبی روی عضوهای مهاربندی مستطیلی، عضو در نخستین کمانش، آشفتگی^۲ نشان می‌دهد. این باعث می‌شود که وجه فشاری به صورت موضعی به سمت بیرون کمانش کند. در پی این حالت یک فرورفتگی^۳ در جان‌ها مشاهده می‌شود. این فرورفتگی ترک‌های طولی را در گوشه‌ها شکل می‌دهد. این ترک‌ها در امتداد عضو گسترش می‌یابند تا گسیختگی اتفاق بیفتد. گسیختگی تا زمانی که بتن در محل مفصل خراب گردد، به تأخیر می‌افتد و تنها بعد از تعداد زیادی چرخه بارگذاری اتفاق می‌افتد [۱۴۹].

1- Cyclic
2- Perturb

3- Pinching

۴-۱۲ رفتار عمومی و مختصر تیر-ستون‌های CFST طبق

آزمایشات

سه پارامتر D/t ، P/P_0 و L/D روی رفتار تیر-ستون‌های CFST مؤثرند [۲۲]. نسبت D/t نقطه کمانش موضعی را نشان می‌دهد و روی شکل‌پذیری مقطع اثر می‌گذارد. مقادیر کوچک D/t نمایانگر جذب انرژی بالا و تأخیر در کمانش موضعی و D/t بزرگ، نشانگر جذب انرژی کمتر و ایجاد کمانش موضعی حتی پیش از جاری شدن فولاد است [۱۵۰]. مقادیر P/P_0 بزرگ کاهش سریع ظرفیت لنگر و رفتار ترد را نشان می‌دهد. اگر هر دو مقدار P/P_0 و D/t بزرگ باشند عضو به سمت گسیختگی نامطلوب پیش می‌رود. همچنین در نسبت‌های P/P_0 پایین CFST لنگری بیشتر از ظرفیت اسمی مقطع (M_0) تحمل خواهد کرد. در نهایت عامل L/D اثر قابل توجهی روی عملکرد عضو دارد و تعدادی از محققان (Tomii و Tsuda, Bridge, Chen and Chen) منحنی‌های لنگر-بار محوری را برای نسبت‌های L/D مختلف ارائه دادند [۲۲].

۴-۱۳ بررسی برخی اثرات فرعی روی ستون CFST (مرکب)

۴-۱۳-۱ اثر خوردگی

ستون‌ها و تیرهای CFST در معرض خوردگی کلریدی تحت بارگذاری‌های طولانی مدت مورد مطالعه قرار گرفتند. در سازه‌های دریایی ستون‌های CFST می‌توانند در اثر خوردگی کلریدی خسارت ببینند. زمانی که عضوهای CFST در معرض همزمان بارگذاری ثابت طولانی مدت و خوردگی کلریدی قرار بگیرند، کاهش سختی و مقاومت نهایی اتفاق می‌افتد. در نتیجه ضخامت لوله فولادی کاهش می‌یابد. باری که توسط لوله فولادی تحمل می‌شود، پس از دست رفتن بخشی از دیواره لوله فولادی تا حدی به هسته بتنی انتقال پیدا می‌کند. کاهش مقاومت و سختی ستون CFST کمتر از ستون فولادی مشابه خالی است [۳].

۴-۱۳-۲ نوع بارگذاری^۱

CFST به سه شیوه می‌تواند بارگذاری شود. بارگذاری فقط روی فولاد، بارگذاری فقط روی بتن و بارگذاری روی هر دو به صورت یکنواخت. آزمایش‌های Gardner and Jacobson [۱۳۲] نشان داد که بارگذاری تنها روی لوله فولادی بار گسیختگی نهایی را نسبت به لوله خالی افزایش نمی‌دهد. به صورت ایده آل بارگذاری روی بتن به تنهایی مؤثرترین روش خواهد بود. در غیاب پیوستگی میان فولاد و بتن، فولاد فقط برای محصورکردن بتن استفاده می‌شود و تنش طولی در آن وجود نخواهد داشت. فولادی که این گونه مورد استفاده قرار می‌گیرد، تقریباً دو برابر مؤثرتر از فولادی است که تحت بار محوری خالص قرار می‌گیرد. Orito و همکاران [۱۵۱] عضوی پیشنهاد کردند که به همین شیوه عمل می‌کرد. آنها نشان دادند که یک CFST دارای مواد بدون اصطکاک در سطح داخلی، مقاومت فشاری بزرگتر به همراه تأخیر در تسلیم شدگی فولاد را نتیجه می‌دهد. در این وضعیت فولاد تنها در معرض تنش‌های محیطی قرار دارد. O'Shea and Bridge [۱۴۰ و ۱۴۱] آزمایش‌های مشابه را روی ستون‌های CFST با جداره نازک انجام دادند. آنها دریافتند که لوله‌های فولادی به صورت عمده تحت تنش‌های محیطی قرار دارند تا زمانی که بتن شروع به خراب شدن می‌کند. هرچند هر مقدار که بتن به لوله فولادی فشار وارد کند، تنش‌های طولی در لوله فولادی گسترش می‌یابند. بنابراین در بیشتر موارد مقداری پیوستگی بین دو ماده وجود خواهد داشت که موجب ایجاد تنش محوری در لوله فولادی می‌شود. در این صورت در فولاد تنش دو محوری ایجاد و از مقدار محصورشدگی که توسط لوله فولادی ایجاد می‌شود، کم خواهد کرد. در حقیقت Gardner and Jacobson [۱۳۲] معلوم کردند که مقاومت نهایی مقطع در صورت بارگذاری بتن به تنهایی یا بارگذاری همزمان و متوازن بتن به همراه فولاد، افزایش نخواهد یافت. آزمایش‌های Prion and Boehme این مطالب را تأیید کردند. به هر حال احتمالاً بارگذاری همزمان هر دو ماده در ساخت و سازها اتفاق می‌افتد [۲۲].

1- Type of loading

۴-۱۳-۳ خزش و انقباض

نخستین آزمایش‌هایی که توسط Furlong [۱۳۷] انجام شد، معلوم کرد که خزش یک اثر قابل توجه روی رفتار طولانی مدت CFST دارد. هرچند این اثر تا حدی با محصوریت ناشی از لوله فولادی خنثی می‌شود. Furlong [۱۳۷] پی برد که نرخ بارگذاری آرام می‌تواند مقاومت ستون را تا ۱۵ درصد کاهش دهد. Nakai و همکاران [۱۵۲] نمونه‌های بتن ساده و CFST را در یک مدت ۶ ماهه برای مشخص کردن اثرات خزش و انقباض مقایسه کردند. آنها متوجه شدند که مقدار انقباض ناشی از خشک شدن در قیاس با بتن ساده قابل چشم پوشی است. اگرچه خزش در کرنش‌های طولی مقداری افزایش پس از مدتی ایجاد کرد. این پژوهشگران ضرایب خزش (نسبت کرنش نهایی به کرنش الاستیک ابتدایی) را ۱/۴۴ تا ۱/۶۱ بیان کردند که این مقادیر تقریباً نصف مقادیر بدست آمده برای بتن‌های ساده است. Terrey و همکاران [۱۵۳] نیز اثر خزش و انقباض را با آزمایش کردن ستون‌های بتنی ساده و CFST مورد بررسی قرار دادند. آنها فهمیدند که کرنش‌های ناشی از انقباض در مورد ستون‌های CFST قابل صرف نظر کردن است. نتایج آزمایش‌ها نمایان ساختند که ضریب خزش ستون‌های CFST تقریباً ۵۰ تا ۶۰ درصد بتن‌های ساده است. به علاوه ضریب خزش نهایی (پس از یک مدت طولانی) برای ستون‌های CFST ۱/۲ اعلام شد. به هر صورت لوله‌های با قطر بزرگتر ممکن است بیشتر مستعد اثر انقباض باشند که روی پیوستگی صفحه اتصال بتن و فولاد هم اثر دارد [۱۵۴].

۴-۱۳-۴ پیوستگی

دو مدل پیوستگی ریز یا درشت‌ساختار، در ستون‌های CFST بین فولاد و بتن می‌توانند وجود داشته باشند [۱۵۵]. نوع نخست به پیوستگی بین بتن با سطح‌های بی‌قاعده (زبر^۲) در سطح داخلی لوله مربوط می‌شود. ساختارهای ریز سختی اولیه منحنی بار-جابجایی صفحه اتصال را ایجاد می‌نمایند و مقاومت پیوستگی را مشخص می‌کنند. در مقاومت پیوستگی نهایی بتن در صفحه اتصال خراب می‌شود

1- Microlocking and Macrolocking

2- Roughness

و سختی به شدت کاهش می‌یابد. نوع دوم پیوستگی، ساختارهای درشت، حاصل اثر متقابل مکانیکی داخلی^۱ بین بتن و فولاد ناشی از غیر یکنواختی لوله هستند و ربطی به ناراست بودن^۲ و زبری لوله ندارند. ساختارهای درشت مقاومت اصطکاکی بیشتری فراهم می‌کنند. این اصطکاک پیوستگی بیشتری ایجاد می‌نماید. لذا پس از خراب شدن موضعی بتن در صفحه اتصال، مقاومت پیوستگی نهایی بیشتری اعمال خواهد شد. Viridi and Dowling مقاومت پیوستگی مشخصه ۱۰۳۴/۲۵ تا ۱۱۰۳/۲ کیلوپاسکال (۱۵۰ تا ۱۶۰ psi) را ایجاد کردند و نتیجه گرفتند که آماده بودن سطح و مقدار تراکم تنها پارامترهای مهمی هستند که مقدار پیوستگی را افزایش خواهند داد. پارامترهایی مثل مقاومت بتن، طول صفحه اتصال بتن-فولاد، ضخامت لوله و قطر لوله اثرات کمی روی مقدار پیوستگی دارند. Shaker-Khalil and Zeghiche [۱۴۶] آزمایش‌هایی پیوستگی بیرون کشیدگی^۳ روی لوله‌های فولادی مستطیلی پر شده با بتن انجام دادند و فهمیدند که پیوستگی کمتری نسبت به میلگردهای تقویتی یا لوله‌های فولادی دایره‌ای در آنها وجود دارد. همچنین بیان شد که مقاطع مستطیلی غیر یکنواخت تر انقباض بتن بزرگتری را تجربه می‌کنند. اثرات انقباض و انعطاف پذیری نسبی جدارهای قوطی فولادی مستطیلی، مقاومت پیوستگی را کاهش می‌دهند. Roeder و همکاران [۱۵۴] معلوم کردند که پیوستگی بین فولاد و بتن به سه عامل بستگی دارد. این عامل‌ها شامل بزرگی شعاعی بتن تر^۴ ناشی از فشار روی لوله فولادی، زبری لوله فولادی و انقباض بتن می‌شوند. آنها سه حالت پیوستگی وابسته به مقدار نسبی عامل‌های نامبرده را معین کردند. در حالت اول مقدار توسعه شعاعی ناشی از فشار بتن بزرگتر از انقباض بتن است. حالت دوم شرایطی را دارد که انقباض بتن بزرگتر از جمع جابه‌جایی شعاعی و دامنه زبری سطحی است. این حالت از دست رفتن تماس بین فولاد و بتن را نشان می‌دهد. در حالت سوم انقباض بتن بزرگتر از جابه‌جایی شعاعی است در حالی که اختلاف بین آن دو کوچکتر از دامنه زبری سطح است. در کارهای عملی این وضعیت متداول است. Roeder و همکاران همچنین نشان داد که چسبندگی شیمیایی،

1- Interlocking
2- out-of-Straightness

3- Push out
4- Wet

پیوستگی ابتدایی بین فولاد و بتن را زیاد می‌کند. علاوه بر این آنها فهمیدند که ساختارهای ریز بین بتن و فولاد از درگیری داخلی مکانیکی بتن با بی‌قاعدگی‌های سطح بوجود می‌آید. این پژوهشگران اعلام کردند که اصطکاک بین فولاد و بتن ناشی از فشار جانبی بتن است. آنها در آزمایشات بیرون کشیدگی خود یک توزیع تنش پیوستگی نمایی در امتداد طول ستون تحت بارهای محوری کم بدست آوردند. همچنین بیان کردند هر موقع که بتن و فولاد شروع به لغزیدن روی یکدیگر می‌کنند، توزیع تنش پیوستگی یکنواختی بیشتری را بدست می‌آورد. Roeder و همکارانش چندین نمونه بیرون کشیدگی تحت بارهای خروج از مرکز را امتحان نمودند. آنها مشخص کردند که بارگذاری خروج از مرکز مقاومت پیوستگی را تقریباً تا ۲/۵ برابر آزمایش‌های مربوط به بارگذاری محوری بهبود می‌دهد. Roeder و همکارانش یک معادله هم برای مقاومت پیوستگی ستون‌های CFST دایره‌ای ارائه کردند که تابع نسبت D/t است. Morishita به همراه همکاران [۱۵۶ و ۱۵۷] و Tomii با همکارانش [۱۵۸ و ۱۵۹] روی ستون‌های CFST دایره‌ای و مربعی با بارگذاری انحصاری روی فولاد آزمایش‌های بیرون کشیدگی انجام دادند. آنها متوجه شدند که مقاومت بتن هیچ اثری روی مقاومت پیوستگی میان بتن و فولاد در مقاطع قوطی مربعی ندارد. در حالی که در مقاطع دایره‌ای مقاومت پیوستگی هنگام بهره‌گیری از بتن پر مقاومت کاهش می‌یابد. به علاوه آنها مشخص کردند که تنش پیوستگی متوسط ثابت باقی می‌ماند، حتی اگر لغزش‌های^۱ بزرگی بین فولاد و لوله بتنی اتفاق بیفتد. Morishita و همکاران به ترتیب مقادیر ۱۹۶/۲۳ تا ۳۶۴/۸۸ کیلوپاسکال (۲۸/۴۶ تا ۵۶/۹۲ Psi) و ۱۴۸/۱۳ تا ۲۹۴/۳۴ کیلوپاسکال (۲۱/۳۴ تا ۴۲/۶۹ Psi) را برای ستون‌های CFST دایره‌ای و قوطی مربعی معین کردند. Morishita و همکاران [۱۶۰] آزمایش‌های بیرون کشیدگی روی ستون‌های CFST مربعی تحت بار محوری ثابت و نیروی برشی دوره‌ای انجام داد. این محققان متوجه شدند زمانی که نیروهای برشی عمل‌کننده روی ستون‌ها افزایش می‌یابد، مقدار تنش پیوستگی متوسط بهبود می‌یابد. همچنین با افزایش مقدار لغزش، تنش‌های پیوستگی مقدار یکنواختی پیدا می‌کنند. در این آزمایش مجدداً مشخص گردید که مقاومت بتن اثر

1- Slips

کمی روی تنش متوسط پیوستگی دارد. علی رغم تعداد بالای آزمایش‌های بیرون کشیدگی قابل دسترس، این آزمایشات اطلاعات محدودی را در مورد مقاومت و سختی پیوستگی فراهم می‌کنند. پراکندگی مقادیر این دو ویژگی طبق آزمایش‌های انجام شده، زیاد است [۱۶۱ و ۱۶۲]. به هر حال این آزمایش‌ها یک دیدگاه کلی از رفتار بار-لغزش شکل می‌دهند. علاوه بر این آزمایش‌های بیرون کشیدگی همیشه شرایط بارگذاری را به خوبی یک قاب CFST ایجاد نمی‌کنند. در ساختمان‌ها، معمولاً بارگذاری روی ستون‌های CFST در محل اتصال از طریق شاهرهای فولادی اعمال می‌شود. این نواحی مکان‌هایی هستند که بیشترین تقاضای پیوستگی در یک قاب وجود دارد. بار ممکن است به لوله فولادی به تنهایی یا لوله فولادی و هسته بتنی به صورت همزمان بسته به نوع اتصال اعمال شود. بنابراین آزمایش‌های اتصال اغلب برای بررسی انتقال پیوستگی بین بتن و فولاد مناسب‌تر هستند. Dunberry و همکاران [۱۶۳] ستون‌های CFST قاب بندی شده با تیرهای فولادی در وسط ارتفاع را آزمایش کردند. آزمایش‌های آنها معین کرد که چرخش شاهرها در قسمت پایینی اتصال باعث یک فرورفتگی می‌شود که مقاومت پیوستگی و نرخ انتقال بار از فولاد به بتن را می‌افزاید. Dunberry و همکاران تعیین کردند که کلاه گذاری و دوغاب ریزی انتهای CFST موجب می‌گردد تا به جای اینکه مکانیزم انتقال بار به ناحیه اتصال محدود شود، مقداری از انتقال بار در قسمت بالایی ستون اتفاق بیفتد. این باعث انتقال بار بهتری از فولاد به بتن می‌شود. Shaker-Khalil and Mahmoud [۱۶۴] آزمایش‌های اتصال تیر به ستون ساده‌ای مشابه Dunberry و همکاران انجام دادند. معین شد که انتقال بار بین فولاد و بتن در فاصله D از بالای اتصال تکمیل می‌شود.

(لازم به ذکر است که مرجع [۱۶۵] نیز در تهیه و ترغیب برای نوشتن برخی بخش‌های ذکر شده تا این قسمت در این پیوست تأثیر داشته است. هرچند تا این قسمت پیوست ۳ مرجع اصلی تهیه این بخش مرجع [۲۲] بوده، ولی ترجیح داده شد تا مراجع اصلی قسمت‌های بالا از همان مرجع [۲۲] ذکر شوند.)

۴-۱۳-۵ اثر پیش بارگذاری

پیش بارها می‌توانند تغییر شکل و تنش ابتدایی برای لوله فولادی ایجاد کنند که باعث کاهش ظرفیت باربری ستون‌های CFST می‌شوند. آزمایش‌هایی برای در نظر گرفتن اثر پیش بارها روی سازه‌های CFST انجام شده است. پیش بارها شامل مواردی از جمله وزن فولاد (لوله‌ها، تیرهای فولادی یا تیرهای بتنی) و بتن تر می‌شوند. نسبت پیش بار به صورت تقسیم پیش بار اعمال شده بر مقاومت نهایی لوله فولادی خالی تعریف می‌شود. طبق انتظار پیش بار اعمال شده روی لوله‌های فولادی خیز را افزایش می‌دهد. همچنین تنش اولیه به لوله فولادی اعمال می‌شود. بنابراین مقاومت ستون کاهش می‌یابد. اگر نسبت پیش باری ۰/۷ باشد، بیشترین مقدار کاهش مقاومت بیست درصد و اگر این نسبت ۰/۳ باشد، بیشترین مقدار کاهش مقاومت پنج درصد خواهد بود. با استفاده از یک مدل اجزاء محدود برای مقاطع قوطی و دایره‌ای و با در نظر گرفتن تأثیرات نسبت پیش‌بارگذاری، نسبت لاغری، نسبت خالی بودن و مقاومت مواد، معلوم شد زمانی که نسبت پیش باری کمتر از ۰/۲ باشد، کاهش مقاومت ستون کمتر از پنج درصد خواهد بود [۳].

۴-۱۴ برخی دیگر از پژوهش‌های گذشته

۴-۱۴-۱ پژوهش‌های آزمایشگاهی

۴-۱۴-۱-۱ رفتار ستون‌های CFST متوسط و لاغر

Campione و همکاران [۱۰۱، ۱۶۶ و ۱۶۷] (1999، 2000 و 2002) روی مقاومت ستون‌های متوسط و بلند مرکب دایره‌ای پر شده با انواعی از بتن الیافی (الیاف فولادی قلابدار، موجدار و پلی‌پروپیلن با ۲ درصد حجمی) و بتن ساه کم مقاومت بحث نمودند. آنها روی تمامی نمونه‌ها بار فشاری محوری گذاشتند. با توجه به یافته‌های آنها استفاده از الیاف تقریباً تمامی شاخص‌های ستون را بهبود می‌دهد. در این پژوهش از الیاف فولادی با شکل‌های مختلف استفاده شد. با توجه به نتایج آزمایش‌ها مشخص

شد که الیاف موجدار فولادی و پس از آن الیاف قلابدار فولادی نسبت به سایر الیاف‌ها بهترین منحنی‌های اندرکنش ستون را درست کرده‌اند. آنها دریافتند که حضور الیاف می‌تواند سبب افزایش انعطاف پذیری ستون شود. همچنین تغییر شکل ستون نسبت به ستون‌های بتنی به تاخیر می‌افتد. در قسمت تحت تنش‌های کششی حضور الیاف سبب بهبود کارایی ستون خواهد شد. در پایان آن‌ها برای ظرفیت باربری این نوع ستون یک فرمول ارائه دادند. Gopal و همکارش [۱۶۸] (2006) تعدادی آزمایش روی ستون‌های مرکب دایره‌ای لاغر دارای بتن با و بدون الیاف کم مقاومت (الیاف فولادی موجدار با ۱ درصد حجمی) انجام دادند. آنها روی این نوع ستون بار با خروج از محوریت اعمال کردند. طبق گزارش‌های آنها افزودن بتن الیافی به ستون اثر قابل توجهی بر ظرفیت باربری ستون‌های لاغر خواهد داشت. همچنین فهمیدند که هرچه لاغری ستون افزایش پیدا کند استفاده از الیاف فولادی مؤثرتر خواهد بود. در گزارش‌های آنها ذکر شده است که افزودن الیاف، سختی ستون، ظرفیت باربری ستون و قابلیت جذب انرژی ستون را بالا برده و در عین حال موجب کاهش جابه‌جایی ستون می‌شود. Dundar و Tokgoz [۱۶۹] (2010) یک مدل نظری برای پیش‌بینی ظرفیت نهایی ستون‌های مرکب لاغر با مقاطع قوطی دارای بتن با و بدون الیاف (الیاف فولادی قلابدار با ۰/۷۵ درصد حجمی) ارائه کردند. Tokgoz و همکارش با انجام آزمایش روی ۱۶ نمونه و بارگذاری خروج از محور دو طرفه این ستون‌ها، این فرمول را پیشنهاد دادند. در پایان آن‌ها بیان کردند که وجود الیاف بر رفتار و ظرفیت باربری نهایی ستون تاثیر مثبت خواهد داشت.

۴-۱۴-۲ پژوهش‌های مدل‌سازی

۴-۱۴-۲-۱ رفتار CFST لاغر

Neogi و همکاران [۵۳] (1969) یک مدل عددی برای پیش‌بینی رفتار الاستو پلاستیک تیر-ستون‌های لاغر CFST دایره‌ای با انتهای مفصلی تحت بارگذاری خروج از محور ارائه کرد. در این مدل عددی از روش مدول تانژانتی استفاده شد تا ستون‌های بارگذاری شده محوری تحلیل شوند. در حالی

که تیر-ستون‌های بارگذاری شده غیر محوری با فرض یک تابع جابه‌جایی ارزیابی شدند. هرچند اثرات مقاومت کششی و محصورشدگی بتن در مدل عددی آنها اعمال نشده بود. مدل پیشنهادی آنها می‌تواند مقاومت نهایی تیر-ستون‌های لاغر CFST دایره‌ای را تخمین بزند. روش تحلیل بار-خیز ارائه شده توسط Neogi و همکاران [۵۳] می‌تواند با تغییر خروج از مرکزیت بارگذاری، برای بدست آوردن پوش‌های مقاومت استفاده شود. اگرچه وقتی که خروج از محوریت بار بزرگ باشد، کارآمد نخواهد بود. Vrcelj و Uy [۱۷۰] (2002) یک مدل عددی برای شبیه‌سازی پاسخ‌های خیز-بار تیر-ستون‌های لاغر CFST قوطی با مقاومت بالا تحت بار محوری و خمش تک محوری ارائه دادند. آنها اثرات مقاومت فشاری بتن، تنش تسلیم فولاد و نسبت‌های لاغری روی مقاومت محوری نهایی تیر-ستون‌های لاغر CFST قوطی با مقاومت بالا را بررسی کردند. البته مدل آنها اثرات محصوریت قوطی فولادی روی هسته بتنی از جمله شکل‌پذیری و کمانش موضعی پیش‌رونده صفحه‌های فولادی نازک، تحت گرادیان‌های تنش را محاسبه نمی‌کند. Portoles و همکاران [۱۷۱] (2011) روش‌های عددی برای پیش‌بینی پاسخ‌های خیز بار محوری تیر-ستون‌های لاغر CFST دایره‌ای تحت بار خروج از محوریت ارائه کرد. اثرات عیب هندسی ابتدایی روی عملکرد تیر-ستون‌های لاغر CFST دایره‌ای در مدل عددی اعمال شد. محصوریت فراهم شده توسط لوله فولادی دایره‌ای نیز در نظر گرفته شد. مقاومت‌های محوری نهایی و منحنی‌های بار محوری خیز بدست آورده شده از مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شدند تا دقت مدل عددی مشخص شود. این دریافت شد که مدل عددی به خوبی رفتار تیر-ستون‌های لاغر CFST دایره‌ای با مقاومت بالا و عادی را پیش‌بینی می‌کند. یک مطالعه عددی انجام شد تا اثرات مشخص محصوریت نسبت لاغری ستون و مقاومت‌های فشاری بتن روی مقاومت‌های محوری نهایی نسبت همبستگی بتن و شاخص مقاومت تیر-ستون‌های CFST بررسی شوند. توصیه‌هایی برای طراحی تیر-ستون‌های لاغر بر پایه مطالعه پارامتری داده شدند.

۴-۱۴-۳ برخی رفتارهای خاص در ستون CFST (مرکب)

Tang و همکاران [۱۷۲] (1996) برای برآورد فشار محصوریت ناشی از فولاد، اعمالی روی بتن ستون‌های CFST، مدلی را ارائه نمودند. این مدل می‌تواند اثرات و خصوصیات مواد ستون را با افزایش مقاومت و رفتار پس از مقاومت حداکثر آن به خوبی پیوند دهد. مشخص شد که مدل آنها فشار محصورکنندگی جانبی در ستون‌های CFST دایره‌ای را عموماً دسته بالا تخمین می‌زند (Liang و Fragomeni [۱۷۳] (2009)). Susatha و همکاران [۱۷۴] (2001) برای پیش‌بینی منحنی تنش- کرنش تک محوری بتن‌های محصورشده با لوله‌های فولادی دارای شکل‌های هندسی متنوع روابطی را ارائه کردند. Susatha و همکاران از مدل فشار محصورکنندگی ارائه شده توسط Tang و همکاران [۱۷۲] برای ستون‌های دایره‌ای CFST استفاده کردند. Liang و همکاران [۱۷۵] (2007) رفتار کمانشی و پس کمانشی صفحه‌های فولادی نازک در تیر-ستون‌های CFST را با استفاده از روش المان محدود غیرخطی بررسی کردند. صفحه‌های فولادی درگیر با هسته بتنی دارای نسبت‌های عرض به ضخامت متفاوت و محدود شده بررسی شدند. اثرات غیرخطی مواد و هندسه در مطالعه آنها در نظر گرفته شدند. پلاستیسیته مواد با معیار تسلیم Von Mises تعریف گردید. آنها متوجه شدند که افزایش نسبت عرض به ضخامت صفحه فولادی تحت گرادیان‌های تنش از پیش تعریف شده، سختی جانبی، تنش کمانش موضعی ابتدایی و مقاومت نهایی را کاهش می‌دهد. آنها فرمول‌هایی برای پیش‌بینی تنش‌های کمانش موضعی ابتدایی صفحه‌های فولادی نازک در تیر-ستون‌های CFST دارای عیوب هندسی ابتدایی و تنش‌های باقی مانده ارائه دادند. آنها همچنین فرمول‌های عرض و ضخامت مؤثر برای تعیین مقاومت‌های پس کمانشی صفحه‌های فولادی در تیر-ستون‌های CFST با جداره نازک را پیشنهاد کردند. فرمول‌های ارائه شده توسط Liang و همکاران [۱۷۵] می‌تواند به صورت مستقیم در طراحی تیر-ستون‌های CFST با جداره نازک استفاده شود. به علاوه این فرمول‌ها می‌توانند در مدل‌های عددی وارد شوند تا اثرات کمانش موضعی روی رفتار تیر-ستون‌های CFST تحت شرایط بارگذاری متفاوت محاسبه شوند.

مراجع:

- [1] Nishiyama I., Morino S., Sakino K., Nakahara H., Fujimoto T., Mukai A., Inai E., Kai M., Tokinoya H., Fukumoto T., Mori K., Yoshioka K., Mori O., Yonezawa K., Uchikoshi M. and Hayashi Y. (2002) "Summary of research on concrete-filled structural steel tube column system carried out under the us-japan cooperative research program on composite and hybrid structures" **Building Research Institute (BRI) of Japan paper.**, No 147.
- [2] Espinose Capilla A., (2012), **PHD. thesis** "Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical slender concrete filled tubular columns", Department of Construction Engineering and Civil Engineering Projects. Valencia Engineering University of Spain.
- [3] Han. L. h., Li. W. and Bjorhovde. R. (2014) "Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members" **J. of. Constructional Steel Research.**, 100, pp 211-228.
- [4] Morino S. and Tsuda K. (2002) "Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan" **J. of. Earthquake Engineering and Engineering Seismology**, 4, 1, pp 51-73.
- [5] Nakai W. (2015) "Advanced Structural Technologies for High-Rise" **J. of. CTBUH Journal. (Structural Engineering).**, Issue 2, pp 22-29.
- [6] Mizutani K., Hirakawa K. and Nakashima M. (2015) "Construction of a 300-meter Vertical City: Abeno Harukas" **International Journal of High-Rise Building.**, 4, 3, pp 199-207.
- [7] Okada K. and Yoshida S. (2014) "Structural Design of Nakanoshima Festival Tower" **International Journal of High-Rise Building.**, 3, 3, pp 173-183.
- [8] Lianjin B., Jianxing C., Peng Q., Yongqinag H., Jun T. and Dasui W. (2015) "The New Structural Design Process of Supertall Building in China" **International Journal of High-Rise Building.**, 4, 3, pp 219-226.
- [9] Kim G. D. and Lee J. H. (2016) "Key Technologies for Super Tall Building Construction: Lotte World Tower" **International Journal of High-Rise Building.**, 5, 3, pp 205-211.
- [10] Shen D. (2014) "Suzhou Zhongnan Center: Rising above Engineering Challenges", Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), pp 150-157, Shanghai of China.
- [11] Kats P. and Robertson L. (2008) "Case Study: Shanghai World Financial Center" **J. of. CTBUH Journal.**, Issue 2, pp 10-14.
- [12] Zhang J. (2012) "Context to China's Legacy of Tall Building Development" **J. of. CTBUH Journal.**, Issue 3, pp 34-38.
- [13] So S., Dowall C. and George M. (2016) "Mixed Use Tall Buildings-The Challenges and Benefits of Vertical Urbanization", Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), pp 552-559, Shenzhen, Guangzhou and Hong Kong of China.
- [14] Sarkisian M., Wang D., Lee S. and Mathias N. J. (2011) "World's Tallest Steel Shear Walled Building" **J. of. CTBUH Journal.**, Issue 1, pp 28-33.
- [15] Poon D., Shieh S. S., Joseph L. and Chang C. C. (2004) "Structural Design of Taipei 101-The world's tallest building", Conference Proceedings of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), pp 271-278, Seoul of Korea.

- [16] Lee B. (2016) “Next-Generation Supertall Tower From Determinants: A Study of the Tianjin CTF Finance Centre”, Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), Shenzhen, Guangzhou and Hong Kong of China.
- [17] Tse K. C., Lam H., Li K. and Sung M. (2016) “Overcoming MEP and VT System Design Challenges in Three of the Tallest Building in China”, Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), pp 899-906, Shenzhen, Guangzhou and Hong Kong of China.
- [18] King C., Chen a. and Yawu S. (2016) “Utilization of BIM and Façade Optimization Via Computer Technology in a Super High-Rise”, Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), Shenzhen, Guangzhou and Hong Kong of China.
- [19] Ho W. I., Fai C. Y., Lo H. and Yu M. (2014) “A New Skyline Vision: CTF Towers in Guangzhou and Tianjin”, conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), pp 170-177, Shanghai of China.
- [20] Wilkinson C. (2016) “Exploring Geometry and Form in Tall Building”, Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), pp 149-156, Shenzhen, Guangzhou and Hong Kong of China.
- [21] Boake T. M. (2016) “The Emergence of the Diagrid-It is All About the Node” **International Journal of High-Rise Building.**, 5, 4, pp 293-304.
- [22] Gourley B. C., Tort C., Denavit M. D., Schiller P. H. and Hajjar J. F. (2008) “A Synopsis of Studies of the Monotonic and Cyclic Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Members-Connections and Frames”, **Newmark Structural Engineering Laboratory (NSEL) Report Number NSEL-008**, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign, USA.
- [23] Chang X., Luo X., Zhu C. and Tang C. (2014) “Analysis of circular concrete-filled steel tube (CFT) support in high ground stress codition” **J. of. Tunneling and Underground Space Technology.**, 43, pp 41-48.
- [24] Han L. H., He S. H. and Liao F. Y. (2011) “Performance and calculations of concrete filled steel tubes (CFST) under axial tension” **J. of. Constructional Steel Research.**, 67, pp 1699-1709.
- [25] Lu Y. and Kennedy D. (1994) “Flexural Behavior of Concrete-Filled Hollow Structural Sections” **Canadian Journal of Civil Engineering.**, 21, 1, pp 11-130.
- [26] Huang S., Huang X and Zhong S. (1991) “Experimental Research on Behavior of CFST Member Resisting Lateral Load” Proceedings of the Third International Conference on Steel Concrete Composite Structures: Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, pp 107-112, Wakabayashi, Fukuoka, Japan.
- [27] Liew R., Xiang M. and Xiang D. X. (2014) “Design of High Strength Concrete Filled Tubular Columns for Tall Building” **International Journal of High-Rise Building.**, 3, 3, pp 215-221.
- [28] Liew J. Y. R. (2012) “Concrete Filled Steel Tube with High Strength Materials for High-Rise Construction”, Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) 9th World Congress, Shanghai of China.
- [29] Abdalla S. H., (2012), **Master. thesis** “Behavior of concrete filled steel tube (CFST) under different loading conditions”, College of Engineering. Faculty of American University of Sharjah. Sharjah. United Arab Emirates.
- [30] Afonso Dos Santos R., (2013), **Master. thesis** “Structural behavior of short concrete filled steel tube columns”, Department of Civil Engineering and Architecture. Instituto Superior Técnico. Technical University of Lisbon. Portugal.

- [31] Patel V. L., (2013), **PHD. thesis** “Nonlinear Inelastic Analysis of Concrete-Filled Steel Tubular Slender Beam-Columns”, college of Engineering and Science. Victoria University. Melbourne. Australia.
- [32] Clark W. S., (1994), **Master. thesis** “Axial load capacity of circular steel tube columns filled with high strength concrete”, Department of Civil and building Engineering. Victoria University of Technology. Australia.
- [33] Zhao X. L., Han L. H. and Lu. H. (2010) “Concrete-filled tubular members and connections” **Abingdon, Oxon, Spon Press.**
- [34] Twilt L., Hass R., Klingsch W., Edwards M. and Dutta D. (1996) “Design guide for structural hollow section columns exposed to fire”, **Comité International pour le Développement et l'Etude de la construction tubulaire (CIDECT)**, Cologne, Germany.
- [35] Kodur V. K. R. and Mackinnon. D. H. (2000) “Design of concrete-filled hollow structural steel columns for fire endurance” **Engineering J. of. AISC.**, 1, 37, pp 776-782.
- [36] Ikeda K. and Ohmiya Y. (2009) “Fire safty engineering of concrete-filled steel tubular column without fire protection” **J. of. Fire Science and Technology**, 28, 3, pp 106-131.
- [37] Xu F. and Jiang P. (2012) “Haihang International Plaza -Tower A- Main Building's Supertall Structural Design”, Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) 9th World Congress, pp 795-800, Shanghai of China.
- [38] Webb J. (1993) “High-Strength Concrete: Economics-Design and Ductility” **J. of. Concrete International.**, 1, 15, pp 27-32.
- [39] Vermaas G., (1995), **Master. thesis** “Seismic Performance of Concrete Filled Steel Tube to Wide Flange Beam Moment Connections With Diaphragms”, department of Civil and Environmental Engineering. Lehigh University. Bethlehem. New Jersey of USA.
- [40] Zhang. H. and Ricles J. M. (1996) “an analytical study of seismic resistant cft moment resisting frame systems” Research Report-CE 481-Special Problems Department of Civil and Environmental Engineering. Lehigh University. Bethlehem. New Jersey of USA.
- [41] Graham Jr W. W., (1996), **Master. thesis** “An Experimental Evaluation of Welded and Bolted Moment Connection for Concrete Filled Steel Tube Column Moment Resisting Frames in Seismic Zones”, Department of Civil and Environmental Engineering. Lehigh University. Bethlehem. New Jersey of USA.
- [42] Morino S., Sakino K., Mukai A. and Yoshioka K. (1996) “US-Japan Cooperative Earthquake Research Program on CFT Column Systems”, Proceeding of the Fifth International Colloquium on Stability of Metal Structures (North American Session)-Future Directions in Stability: Research and Design-Structural Stability Research Council, pp 83-92, Lehigh Univercity, Bethlehem, Pennsylvania.
- [43] Morino S., Sakino K., Mukai A. and Yoshioka K. (1996) “Experimental Studies on CFT Column Systems-US-Japan Cooperative Earthquake Research Program”, Proceedings of the Third Joint Technical Coordinating Committee Meeting-US-Japan Cooperative Research Program-Phase 5: Composite and Hybrid Structures, Hong Kong-National Science Foundation, Arlington-Virginia.
- [44] ACI Committee 544. (1993) Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete, ACI 544.3R.
- [45] ACI Committee 544. (1996) State-of-The-Art Report on Fiber Reinforced Concrete, ACI 544.1R.

[۴۶] رمضانی، ا. (۱۳۹۵)، پایان‌نامه ارشد: "خصوصیات مکانیکی بتن با الیاف ترکیبی" دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد.

[47] Bentur A. and Mindess S. (1990), "Fiber Reinforced Cementitious Composites" Elsevier Applied Science, London.

[48] Hannant D. J. (1978), "Fibre Cements and Fibre Concrete" Wiley, Chichester.

[49] Yurtseven A. R., (2004), **Master. thesis** "Determination of mechanical properties of hybrid fiber reinforced concrete", Department of Civil and building Engineering.

[50] Dinh H. H., Parra-Montesinos G. J. and Wight J. K. (2010) "Shear Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement" **J. of. ACI Structural Journal.**, 107, 5, pp 597-606.

[51] Okamura H. and Ouchi M. (2003) "Self-compacting concrete", **J. of. Advance Concrete Tecchnology**, 1, 1, pp 5-15.

[52] Han L. H., Yao G. H. and Zhao X. L. (2005) "Tests and calculations of hollow structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC)" **J. of. Constructional Steel Research.**, 61, 9, pp 1241-1269.

[53] Neogi P. K., Sen H. K. and Chapman J. C. (1969) "Concrete-Filled Tubular Steel Columns Under Eccentric Loading" **J. of. The Structural Engineer.**, 47, 5, pp 187-195.

[54] Knowles R. B. and Park R. (1969) "Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns" **J. of. the Structural Division. ASCE.**, 95, ST12, pp 2565-2587.

[55] Architectural Institute of Japan (AIJ). (2001) Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures, 5th Ed. (in Japanese).

[56] Wang R., Han L. h., Nie J. G. and Zhao X. L. (2014) "Flexural performance of rectangular CFST members" **J. of. Thin-Walled Structures.**, 79, pp 154-165.

[57] Sherman D. R. (1992). Tubular Members, In "**Constructional Steel Design. An International Guide**", Dowling. P. J., Harding J. E. and Bjorhovde R., Elsevier Science Publishers Ltd. New York. USA.

[58] Furlong R. W. (1968) "Design of Steel-Encased Concrete Beam Columns" **J. of. the Structural Division. ASCE.**, 94, ST1, pp 267-281.

[59] Gardner N. J. (1968) "Use of Spiral Welded Steel Tubes in Pipe Columns" **J. of. the American Concrete Institute**, 65, 11, pp 937-942.

[60] Tao Z., Han L. H. and Wang D. Y. (2008) "Strength and ductility of stiffened thin-walled hollow steel structural stub columns filled with concrete" **J. of. Thin-Walled Structures.**, 46, 10, pp 1113-1128.

[61] Tao Z., Han L. H. and Wang D. Y. (2007) "Experimental behavior of concrete-filled stiffened thin-walled steel tubular columns" **J. of. Thin-Walled Structures.**, 45, 5, pp 517-527.

[62] Tao Z., Uy B., Han L. H. and Wang Z. B. (2009) "Analysis and design of concrete-filled stiffened thin-walled steel tubular columns under axial compression" **J. of. Thin-Walled Structures.**, 47, 12, pp 1544-1556.

[63] Liew J. Y. R. and Xiong D. X. (2010) "Experimental investigation on tubular columns infilled with ultra-high strength concrete", Proceedings of the 13th International Symposium on Tubular Structures, pp 637-645, Hong Kong, China.

[64] Ellobody. E. (2012) "Experimental investigation of eccentrically loaded fibre reinforced

concrete-filled stainless steel tubular columns” **J. of. Constructional Steel Research**, 76, 9, pp 167-176.

[65] Lai M. H. and Ho J. C. M. (2014) “Confinement effect of ring-confined concrete-filled-steel-tube columns under uni-axial load” **J. of. Engineering Structures**, 67, pp 123-141.

[66] Lu Y., Li N., Li S. and Liang H. (2015) “Behavior of steel fiber reinforced concrete-filled steel tube columns under axial compression” **J of. Construction and Building Materials**, 95, pp 75-85.

[67] Schneider S. P. (1998) “Axially loaded concrete-filled steel tubes” **J. of. Structural Engineering. ASCE.**, 124, 10, pp 1125–1138.

[68] Hu H. T., Huang C. S., Wu M. H. and Wu Y. M. (2003) “Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect” **J. of. Structural Engineering. ASCE.**, 129, 10, pp 1322-1329.

[69] Ellobody. E. and Young B. (2006) “Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns” **J. of. Thin-Walled Structures.**, 44, 8, pp 919-930.

[70] Choi K. K. and Xiao Y. (2010) “Analytical studies of concrete-filled circular steel tubes under axial compression” **J. of. Structural Engineering. ASCE.**, 136, 5, pp 565-573.

[71] El-Heweity M. M. (2012) “On the performance of circular concrete-filled high strength steel columns under axial loading.” **J. of. Alexandria Engineering Journal.**, 51, 2, pp 109-119.

[72] Ellobody E. (2013) “Numerical modelling of fibre reinforced concrete-filled stainless steel tubular columns” **J. of. Thin-Walled Structures.**, 63, 2, pp 1-12.

[73] Ellobody. E. (2013) “Nonlinear behaviour of eccentrically loaded FR concrete-filled stainless steel tubular columns” **J. of. Constructional Steel Research.**, 90, pp 1-12.

[74] Tao Z., Wang Z. B. and Yu Q. (2013) “Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression” **J. of. Constructional Steel Research.**, 89, pp 121-131.

[75] Thai H. T., Uy B., Khan M., Tao Z. and Mashiri F. (2014) “Numerical modelling of concrete-filled steel box columns incorporating high strength materials” **J. of. Constructional Steel Research.**, 102, pp 256-265.

[76] Providence RI (USA): Dassault Systemes Corporation. (2014) “**Abaqus standard user's manual.**” version 6.14.2, Dassault System, USA.

[77] Guo L., Zhang S., Kim W. J. and Ranzi G. (2007) “Behavior of square hollow steel tubes and steel tubes filled with concrete” **J. of. Thin-Walled Structures.**, 45, 12, pp 961-973.

[78] Tasdemir M. A., Tasdemir C., Akyuz S., Jefferson A. D., Lydon F. D. and Bar B. I. G. (1998) “Evaluation of strains at peak stresses in concrete: A three-phase composite model approach” **J. of. Cement and concrete composite.**, 20, 4, pp 301-318.

[79] Xiao Q., Teng J. and Yu T. (2010) “Behavior and modeling of confined high strength concrete” **J. of. Composite construction.**, 14, 3, pp 249-259.

[80] Popovics S. (1973) “A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete” **J. of. Cement and Construction Research.**, 3, 5, pp 583-599.

[81] Mander J., Priestley M. and Fellow R. (1988) “Theoretical stress strain model for confined concrete” **J. of. Structural Engineering.**, 114, pp 1804-1829.

[82] American Concrete Institute. (2011) “**Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11).**” Version 2011, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA.

- [83] Binici B. (2014) "An analytical model for stress-strain behavior of confined concrete" **J. of Engineering Structures.**, 27, 7, pp 1040-1051.
- [84] Ellobody E., Young B. and Lam D. (2006) "Behaviour of normal and high strength concrete filled compact steel tube circular stub columns" **J. of. Constructional Steel Research.**, 62, 7, pp 706-715.
- [85] Giakoumelis G. and Lam D. (2004) "Axial capacity of circular concrete-filled tube columns" **J. of. Constructional Steel Research.**, 60, 7, pp 1049-1068.
- [86] Saenz L. P. (1964) "Discussion of Equation for the stress-strain curve of concrete" **American Concrete Institute Journal. ACI.**, 61, pp 1229-1235.
- [87] Hu H. T. and Schnobrich W. C. (1989) "Constitutive modeling of concrete by using non associated plasticity" **Journal of Materials in Civil Engineering.**, 1, 4, pp 199-216.
- [88] Nataraja M., Dhang N. and Gupta A. (1999) "Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression" **Journal of Cement and Concrete Composites.**, 21, pp 383-390.
- [89] Aslani F. (2013) "Effects of specimen size and shape on compressive and tensile strengths of self-compacting concrete with or without fibres" **Magazine of Concrete Research.**, 65, 15, pp 914-929.
- [90] Padmarajaiah S. K., (1999), **PhD. thesis**, "Influence of fibers on the behavior of high strength concrete in fully/partially prestressed beams: An experimental and analytical study", Indian Institute of Science, Bangalore, India.
- [91] Richart F. E., Brandzaeg A. and Brown R. L. (1928) "A study of the failure of concrete under combined compressive stresses.", University of Illinois Engineering Experimental Station, Champaign, Illinois, USA.
- [92] Koen J. A., (2015), **Master. thesis**, "an investigation into axial capacity of essentially loaded concrete filled double skin tube columns", Department of Civil Engineering. Stellenbosch University. South Africa.
- [93] Thomas Telford. (1990) "**CEB FIB model code**", 1991, London.
- [94] Logan A., Choi W., Mirmiran A., Rizkalla S. and Zia P. (2009) "Short-term mechanical properties of high-strength concrete" **J. of. ACI Mater Journal**, 106, 5.
- [95] Chen C. C., Ko J. W., Huang G. L. and Chang Y. M. (2012) "Local buckling and concrete confinement of concrete-filled box columns under axial load" **J. of. Constructional Steel Research.**, 78, pp 8-21.
- [96] Ge H. B. and Usami T. (1994) "Strength analysis of concrete-filled thin-walled steel box columns" **J. of. Constructional Steel Research.**, 30, 3, pp 259-281.
- [97] Uy B., Khan M., Tao Z. and Mashiri F. (2013) "Behavior and design of high strength steel-concrete filled columns", Proceedings of 2013 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM13), pp 150-167, Jeju of Korea.
- [98] Uy B. (1998) "Local and post-local buckling of concrete filled steel welded box columns" **J. of. Constructional Steel Research.**, 47, 1-2, pp 47-72.

[۹۹] مشایخی م. و هدایتی ه. (۱۳۹۰) " بررسی تأثیر ترتیب جوشکاری و فرآیند هیدروتست بر تنش‌های پسماند جوشی در لوله‌های فولادی زنگ نزن SUS304 " **مجله علوم کاربردی و محاسباتی در مکانیک**، شماره ۲، دوره ۲۲، ص ۱۷-۳۴.

[100] Liew J. Y. R. and Xiong D. X. (2011) "Experimental studies on concrete filled tubes with ultra-high strength materials", Proceedings of the 6th International Symposium on steel Structures, pp 377-384, Seoul, Korea.

[101] Campione G., Mindess S., Scibilia N. and Zingone G. (2000) "Strength of hollow circular steel sections filled with fibre-reinforced concrete" **Canadian Journal of Civil Engineering.**, 27, pp 364-372.

[102] Hsu L. S. and Hsu C. T. (1994) "Stress-strain behavior of steel-fiber high-strength concrete under compression". **J. of. ACI Structural Journal**, 91, 4, pp 448-457.

[103] Australian Standard. (2009) "**Concrete Structures (AS3600-2009)**" Version 2009, Australian Standard, Sydney, Australia.

[104] American Institute of Steel Construction. (2010) "**Specification for structural steel buildings (AISC 360-10)**." Version 2010, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA.

[105] Eurocode 4. (2005) "**Design of composite steel and concrete structures, Part1-1: General rules and rules for buildings (EC4-EN.1994-1-1)**." Version 2005, British Standards Institution, BS EN 1994-1-1, London, UK.

[106] Yi S. T., Yang E. I. and Choi J. C. (2006) "Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete" **J. of. Nuclear Engineering and Design.**, 236, pp 115-127.

[۱۰۷] سروش نیا س ، نجفی ه ، ممقانی م ، مهروند م ، کلانتری ع و فنائی ن، (۱۳۹۲) " کاملترین مرجع کاربردی **Abaqus** سطح پیشرفته-ویژه مهندسی عمران " جلد ۱، چاپ چهارم، انتشارات نگارنده دانش، تهران، ص ۲۹۶-۲۹۲.

[۱۰۸] باقری ب ، عباسی م و کتابچی م، (۱۳۹۱) "مرجع کاربردی نرم افزار **Abaqus**" جلد ۱، چاپ اول، انتشارات کیان رایانه سبز، تهران، ص ۲۳-۲۹۴.

[109] Garai R., Sarkisian M., Mathias N. and Krebs A. (2015) "Three-dimensional Exterior Bracing Systems for Tall Building", Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), pp 555-560, New York of USA.

[110] Chuanyao L. (2016) "Technology of Dismantling Tower Crane for Super High-Rise Building", Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), Shenzhen, Guangzhou and Hong Kong of China.

[111] Peng L. (2014) "Form Follows Function-The Composite Construction and Mixed Structures in Modern Tall Building" **International Journal of High-Rise Building.**, 3, 3, pp 191-198.

[112] Peng L., Luo N., Whitlock R. and Lei L. (2014) "Case Study: Chain Zun Tower-Beijing" **J. of. CTBUH Journal.**, Issue 3, pp 14-20.

[113] Liu P., Ho G., Lee A., Yin C., Lee K., Liu G. L. and Huang X. Y. (2012) "The Structural Design of Tianjin Goldin Finance 117 Tower" **International Journal of High-Rise Building.**, 1, 4, pp 271-281.

[114] Peng L., Yu C. and Yan Song Z. (2016) " The Structural Design of China Zun Tower-Beijing" **International Journal of High-Rise Building.**, 5, 3, pp 213-220.

[115] Peng L. (2016) "Integrated Smart Tools for Structural Design of Tall Building", Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), Shenzhen, Guangzhou and Hong Kong of China.

- [116] Liew. J. Y. R. (2015) "Design of Concrete Filled Tubular Members with High Strength Materials: An extension of Eurocode 4 Method to C90/105 Concrete and S550 Steel" Department of Civil and Environmental Engineering., National University of Singapore.
- [117] Matsumoto S., Hosozawa O., Narihara H., Komuro T. and Kawamoto. S. I. (2014) "Structural Design of Ultra High-Rise Building Using Concrete Filled Tubular Column with 780 N/mm² Class High-Strength Steel and Fc 150 N/mm² High-Strength Concrete" **International Journal of High-Rise Building.**, 3, 1, pp 73-79.
- [118] Mikami T. and Nishizawa T. (2015) "Health Monitoring of High-Rise Building with Fiber Optic Sensor (SOFO)" **International Journal of High-Rise Building.**, 4, 1, pp 27-37.
- [119] Tange P. N. and Minami M. (2009) "Case Study: Mode Gakuen Cocoon Tower" **J. of CTBUH Journal.**, Issue 1, pp 16-19.
- [120] Wimer R., Baker W., Nagis M. and Mazeika A. (2012) "Case Study: Greenlands Suzhou Center-Wujiang" **J. of CTBUH Journal.**, Issue 3, pp 11-19.
- [121] Li H. and Zhang Y. (2014) "Seismic Action Reduction in Supertall Building Design", Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), pp 594-601, Shanghai of China.
- [122] Xu Z., Ren C and Xiao C. (2015) "The A Seismic Design and Nonlinear Dynamice Analysis of A 350m High Braced Steel Frame", Conference Proceeding of Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), pp 561-568, New York of USA.
- [123] Kawamura H., Ishibashi Y., Morofushi T., Saragai Y., Inubushi A., Yasutomi A., Fuse N., Yoshifuku M. and Saitoh K. (2016) "Design and Construction of GINZA KABUKIZA" **International Journal of High-Rise Building.**, 5, 3, pp 233-241.
- [124] Kim D. H., Lee S. E. and Kim J. H. (2012) "Material Projecties and Cost-Effectiveness of the HSA800" Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) 9th World Congress, pp 817-822, Shanghai of China.
- [125] Yoshida A. and Tamura Y. (2015) "Field Measurement and Modal Identification of Various Structures for Structural Health Monitoring" **International Journal of High-Rise Building.**, 4, 1, pp 9-25.
- [126] Wang A. (2016) "The Evolution of Seismic Engineering and Design of Ultra Tall Buildings in China Innovations and Sustainability" **International Journal of High-Rise Building.**, 5, 3, pp 221-232.
- [127] Joseph L., Gulec C. K. and Schwaiger J. (2016) "Wilshire Grand: Outrigger Designs and Details for a Highly Seismic Site" **International Journal of High-Rise Building.**, 5, 1, pp 1-12.
- [128] Yan F., Xiao C. Z., Xu P. F., Liu P. and Ho. G. (2010) "Experimental study on the irregular shaped steel reinforced concrete columns of the China World Trade Center Phase 3 in Beijing" **J. of. China Civil Engineering Journal.**, 8, pp 11-20.
- [129] Rong B. S. (2007) "Progress of high-rise building's structural design in China" **J. of. Building Structure.**, 38, 6, pp 1-5.
- [130] Ellobody E. (2013) "A consistent nonlinear approach for analyzing steel-cold formed steel-stainless steel and composite columns at ambient and fire conditions" **J. of Thin-Walled Structures**, 68, pp 1-17.
- [131] Webb J. and Peyton J. J. (1990) "Composite Concrete Filled Steel Tube Columns", Proceeding of the Second National Structures Conference, pp 181-185, The Institution of Engineering, Australia, Adelaide.

- [132] Gardner N. J. and Jacobson E. R. (1967) “Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tubes” **J. of. the American Concrete Institute**, 64, 11, pp 404-413.
- [133] Knowles R. B. and Park R. (1970) “Axial Load Design for Concrete Filled Steel Tubes” **J. of. the Structural Division. ASCE.**, 96, ST10, pp 2125-2153.
- [134] Tsuji B., Nakashima M., and Morita S. (1991) “Axial Compression Behavior of Concrete Filled Circular Steel Tubes”, Proceedings of the Third International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Association for International Cooperation and Research in Steel Concrete Composite Structures, pp 19-24, Wakabayashi, Fukuoka, Japan.
- [135] Zhang S., Zhong S. and Huang S. (1991) “Concrete-Filled Steel Tubular Stub Series Under Axial Compression”, Proceedings of the Third International Conference on Steel Concrete Composite Structures, Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, pp 31-36, Wakabayashi, Fukuoka, Japan.
- [136] Zhang X., Jiang W. and Wang D. (1991) “The Carrying Capacity of Concrete Filled Steel Tube Short Columns”, Proceedings of the Third International Conference on Steel Concrete Composite Structures, Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, pp 85-94, Wakabayashi, Fukuoka, Japan.
- [137] Furlong R. W. (1967) “Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns” **J. of. the Structural Division. ASCE.**, 93, ST5, pp 113-124.
- [138] Structural Stability Research Council (SSRC). Task Group 20. (1979) “A Specification for the Design of Steel-Concrete Composite Columns” **J. of. Engineering Journal. AISC.**, 16, 4, pp 101-115.
- [139] Shakir-Khalil H. (1991) “Tests on Concrete-Filled Hollow Section Columns”, Proceedings of the Third International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, pp 89-94, Wakabayashi, Fukuoka, Japan.
- [140] O'Shea M. D. and Bridge R. Q. (1997) “Tests on Circular Thin-Walled Steel Tubes Filled with Very High Strength Concrete” **Research Report No. R754**, School of Civil Engineering. University of Sydney. Sydney. Australia.
- [141] O'Shea M. D. and Bridge R. Q. (1997) “Tests on Circular Thin-Walled Steel Tubes Filled with Medium and High Strength Concrete” **Research Report No. R755**, School of Civil Engineering. University of Sydney. Sydney. Australia.
- [142] Prion H. G. L. and Boehme J. (1989) “Beam-Column Behavior of Steel Tubes Filled With High Strength Concrete”, Proceedings of the Fourth International Colloquium, Structural Stability Research Council, pp 439-450, New York, USA.
- [143] Luksha L. K. and Nesterovich A. P. (1991) “Strength Testing of Large-Diameter Concrete Filled Steel Tubular Members”, Proceedings of the Third International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, pp 67-72, Wakabayashi, Fukuoka, Japan.
- [144] DBJ/T13-51. (2010) Technical Specifications for Concrete-Filled Steel Tubular Structures (Revised Version. Fuzhou. China. The Housing and Urban-Rural Development Department of Fujian Province. (in Chinese).
- [145] Shakir-Khalil H. and Mouli M. (1990) “Further Tests on Concrete-Filled Rectangular Hollow-Section Columns” **J. of. The Structural Engineer**, 68, 20, pp 405-413.
- [146] Shakir-Khalil H. and Zeghiche, Z. (1989) “Experimental Behavior of Concrete-Filled Rolled Rectangular Hollow-Section Columns” **J. of. The Structural Engineer**, 67, 19, pp 345-

353.

- [147] Tsuda K., Matsui C. and Mino E. (1996) "Strength and Behavior of Slender Concrete Filled Steel Tubular Columns", Proceedings of the Fifth International Colloquium on Structural Stability Stability Problems in Designing, Construction and Rehabilitation of Metal Structures, pp 489-500, SSRC IC/Brasil, Rio de Janeiro, Brasil, Structural Stability Research Council, Bethlehem, Pennsylvania, USA.
- [148] Hajjar J. F. and Gourley B. C. (1997) "A Cyclic Nonlinear Model for Concrete-Filled Tubes. I. Formulation" **J. of. Structural Engineering. ASCE.**, 123, 6, pp 736-744.
- [149] Liu Z. and Goel S. C. (1988) "Cyclic Load Behavior of Concrete-Filled Tubular Braces" **J. of. Structural Engineering. ASCE.**, 114, 7, pp 1488-1506.
- [150] Tomii M. and Sakino K. (1979) "Experimental Studies on the Ultimate Moment of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns" **J. of. Transactions of the Architectural Institute of Japan**, 275, pp 55-63.
- [151] Orito Y., Sato T., Tanaka N. and Watanabe Y. (1988). Study on the Unbonded Steel Tube Concrete Structure, pp 728-737, In "**Composite Construction in Steel and Concrete**", Proceedings of the Engineering Foundation Conference, Buckner C. D. and Viest I. M., Henniker. New Hampshire. American Society of Civil Engineers. New York. USA.
- [152] Nakai H., Kurita A. and Ichinose L. H. (1991) "An Experimental Study on Creep of Concrete Filled Steel Pipes", Proceedings of the Third International Conference on Steel Concrete Composite Structures, Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, pp 55-60, Wakabayashi, Fukuoka, Japan.
- [153] Terrey P. J., Bradford M. A. and Gilbert R. I. (1994). Creep and Shrinkage in Concrete-Filled Tubes, pp 293-298, In "**Tubular Structures VI**", Proceedings of the Sixth International Symposium on Tubular Structures, Grundy P., Holgate A. and Wong W., Melbourne, Australia, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- [154] Roeder C. W., Chmielowski R. and Brown C. B. (1999) "Composite Action in Concrete Filled Tubes" **J. of. Structural Engineering. ASCE.**, 125, 5, pp 477-484.
- [155] Virdi P. J. and Dowling K. S. (1980) "Bond Strength in Concrete Filled Steel Tubes" **J. of. IABSE Periodica.**, pp 125-139.
- [156] Morishita Y., Tomii M. and Yoshimura K. (1979) "Experimental Studies on Bond Strength in Concrete Filled Circular Steel Tubular Columns Subjected to Axial Loads" **J. of. Transactions of the Japan Concrete Institute.**, 1, pp 351-358.
- [157] Morishita Y., Tomii M. and Yoshimura K. (1979) "Experimental Studies on Bond Strength in Concrete Filled Square and Octagonal Steel Tubular Columns Subjected to Axial Loads" **J. of. Transactions of the Japan Concrete Institute.**, 1, pp 359-366.
- [158] Tomii M., Yoshimura K. and Morishita Y. (1980) "A Method of Improving Bond Strength Between Steel Tube and Concrete Core Cast in Circular Steel Tubular Columns" **J. of. Transactions of the Japan Concrete Institute.**, 2, pp 319-326.
- [159] Tomii M., Yoshimura K. and Morishita Y. (1980) "A Method of Improving Bond Strength Between Steel Tube and Concrete Core Cast in Square and Octagonal Steel Tubular Columns" **J. of. Transactions of the Japan Concrete Institute.**, 2, pp 327- 334.
- [160] Morishita Y. and Tomii M. (1982) "Experimental Studies on Bond Strength Between Square Steel Tube and Encased Concrete Core under Cyclic Shearing Force and Constant Axial Force" **J. of. Transactions of the Japan Concrete Institute.**, 4, pp 363-370.

- [161] Hajjar J. F., Schiller P. H. and Molodan A. (1998) "A Distributed Plasticity Model for Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns with Interlayer Slip" **J. of Engineering Structures.**, 20, 8, pp 663-676.
- [162] Hajjar J. F., Molodan A. and Schiller P. H. (1998) "A Distributed Plasticity Model for Cyclic Analysis of Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns and Composite Frames" **J. of Engineering Structures.**, 20, 4-6, pp 398-412.
- [163] Dunberry E., LeBlanc D. and Redwood R. G. (1987) "Cross-Section Strength of Concrete-Filled HSS Columns at Simple Beam Connections" **Canadian Journal of Civil Engineering**, 14, pp 408-417.
- [164] Shakir-Khalil H. and Mahmoud M. A. (1995) "Steel Beam Connections to Concrete Filled Tubular Columns", Nordic Steel Construction Conference, Sweden.
- [۱۶۵] ناطقی الهی ف و عراقی ح، (۱۳۹۳) "طرح و محاسبه ستون‌های مختلط فولادی پر شده با بتن (CFT)" جلد ۱، چاپ اول، انتشارات اندیشه عصر، تهران، ص ۵-۳۷.
- [166] Campione G., Scibilia N. and Zingone G. (1999) "Strength and ductility of hollow circular steel columns filled with fibre reinforced concrete", Proceedings of the Second International Conference on Advances in Steel Structures, pp 413-420, Hong Kong, China.
- [167] Campione G. (2002) "The effects of fibers on the confinement models for concrete columns" **Canadian Journal of Civil Engineering.**, 29, pp 742-750.
- [168] Gopal S. R. and Manoharan P. D. (2006) "Experimental behaviour of eccentrically loaded slender circular hollow steel columns in-filled with fibre reinforced concrete" **J. of Constructional Steel Research.**, 62, 5, pp 513-520.
- [169] Tokgoz S. and Dundar C. (2010) "Experimental study on steel tubular columns in-filled with plain and steel fiber reinforced concrete" **J. of Thin-Walled Structures.**, 48, 6, pp 414-422.
- [170] Vrcelj Z. and Uy B. (2002) "Strength of slender concrete-filled steel box columns incorporating local buckling" **J. of Constructional Steel Research.**, 58, 2, pp 275- 300.
- [171] Portolés J. M., Romero M. L., Filippou F. C. and Bonet J. L. (2011). "Simulation and design recommendations of eccentrically loaded slender concrete-filled tubular columns" **J. of Engineering Structures**, 33, 5, pp 1576-1593.
- [172] Tang J., Hino S., Kuroda I. and Ohta T. (1996) "Modeling of stress strain relationships for steel and concrete in concrete filled circular steel tubular columns" **J. of Steel Construction Engineering, JSSC.**, 3, 11, pp 35-46.
- [173] Liang Q. Q. and Fragomeni S. (2009) "Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under axial loading" **J. of Constructional Steel Research**, 65, 12, pp 2186-2196.
- [174] Susantha K. A. S., Ge H. and Usami T. (2001) "Uniaxial stress-strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes" **J. of Engineering Structures**, 23, 10, pp 1331-1347.
- [175] Liang Q. Q., Uy B. and Liew J. Y .R. (2007) "Local buckling of steel plates in concrete-filled thin-walled steel tubular beam-columns" **J. of Constructional Steel Research**, 63, 3, pp 396-405.

Abstract

Every moment new materials are introduced to the world. In developed countries composites are extensively used as the main materials for tall buildings, bridges and so on. Concrete Filled Steel Tube (CFST) columns are utilized as one of the most important composites. Therefore, understanding the behavior of these columns is essential for civil engineers. In the present study, the behavior of CFST columns under compression loading is investigated. A CFST column consists of 2 parts: a concrete core and a steel tube. The concrete core is confined by the steel tube.

In the first stage, experimental equations acquired by various researchers were gathered for modelling of concrete core. Afterwards, the most accurate experimental equation which was compatible with 13 different types of confined concrete was defined by comparing the experimental and analytical curves. Furthermore, equations of steel curve were collected and simplified to be used in the parametric studies. Then, concrete, steel tubes and their interface were simulated by Concrete Damage Plasticity (CDP) or Drucker-Prager (DP), elastic–plastic and surface to surface or general contact models in ABAQUS, respectively. One of the most prominent models investigated in the current study was related to Fiber Reinforced Self-Consolidating CFST (FRSCCFST). Other investigations were also conducted in this study including parametric studies on mechanical and geometrical variables, proposing eight procedures for strengthening of square CFST and circular FRSCCFST columns, considering eccentric load, geometrical imperfection and residual stress of steel tube.

Based on the results of this research, it was concluded that all 13 models can predict the ultimate strength of CFST columns with 90% of accuracy. Moreover, the behavior of curves before and after the peak load was predicted with reasonable accuracy for all columns. It was also concluded that the model proposed for FRSCCFST columns can predict their behavior by changing the fiber volume content. Failure modes of all models were almost the same as those acquired base on experimental specimens. It was also shown that the effects of geometrical imperfections and residual stress are negligible. Investigations on the strengthening methods for CFST columns showed that utilizing steel circular stirrups in circular CFST columns as well as using the oblique rib stiffeners in square columns CFST is the best method for improving their axial compressive strength.

Key words: Confined concrete, CFST column, FRSCCFST column, Axial compression load, Fiber.



Shahrood University of Technology
Faculty of Civil Engineering

MSc Thesis in Structural Engineering

**Behaviour of Fiber Reinforced Concrete Filled Steel Tube
(under axial compression)**

By: Mohammad Hossein Maleki Sarolang

**Supervisor:
Dr. Farshid Jandaghi Alae**

September 2017