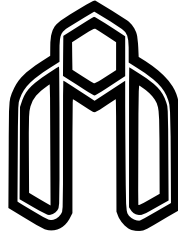


سلا الاضلا



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

رشته عمران، گرایش سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

مدل سازی کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده جهت مقاوم سازی سازه ها

نگارنده: وحید شکوری

استادان راهنما

دکتر فرشید جندقی علائی
دکتر پویان برومند

شهریور ۱۳۹۷

شماره ثبت: ۹۷/۳۷۲
تاریخ: ۹۷/۸/۱۵

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 آقای وحید شکوری با شماره دانشجویی ۹۴۱۰۴۵۴ رشته مهندسی عمران گرایش سازه تحت عنوان مدل سازی کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده جهت مقاوم سازی سازه ها که در تاریخ ۱۳۹۷/۰۶/۲۰ 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 درجه: حسن.....)			
<input type="checkbox"/> عملی <input type="checkbox"/> نظری: نوع تحقیق:			
امضاء	مرتبه علمی	نام و نام خانوادگی	عضو هیأت داوران
	دانشیار	دکتر فرشید جندقی علانی	۱- استاد راهنمای اول
	استادیار	دکتر پویان برومند	۲- استاد راهنمای دوم
		-	۳- استاد مشاور
	استادیار	دکتر محسن کرامتی	۴- نماینده تحصیلات تکمیلی
	استادیار	دکتر جلیل شفائی	۵- استاد ممتحن اول
	استادیار	دکتر محمد شامخی امیری	۶- استاد ممتحن دوم

نام و نام خانوادگی دانشجو:
نام و نام خانوادگی استاد راهنما:
تاریخ و امضاء:

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 به

آنان که وجودم برایشان همه رنج بود و وجودشان برایم همه مهر، توانشان رفت تا به توانایی برسم و موهایشان سپید گشت تا رویم سپید بماند. آنان که فروغ نگاهشان، گرمی کلامشان و روشنی رویشان سرمایه‌های جاودانی زندگی من است. آنان که راستی قامت در شکستگی قامتشان تجلی یافت. در برابر وجود گرامیشان زانوی ادب بر زمین می‌نهم و با دلی مملو از عشق و محبت و خضوع بر دستانشان بوسه می‌زنم.

سر و وجودشان همیشه سبز و استوار

تقدیر و تشکر

خدا را بسی شاکرم که از روی کرم، پدر و مادری فداکار نصیبم ساخته تا در سایه درخت وجودشان بیاسایم و از ریشه آنها شاخ و برگ گیرم و از سایه وجودشان در راه کسب علم و دانش تلاش نمایم. والدینی که بودنشان تاج افتخاری است بر سرم و نامشان دلیلی است بر بودنم، چرا که این دو وجود، پس از پروردگار، مایه هستی‌ام بوده‌اند، دستم را گرفتند و راه رفتن را در این وادی زندگی پر فراز و نشیب آموختند. آموزگارانی که برایم زندگی، بودن و انسان بودن را معنا کردند. از استاد با کمالات و شایسته جناب آقایان دکتر فرشید جندقی‌علائی و دکتر پویان برومند که در کمال سعی صدر، با حسن خلق و فروتنی از هیچ کمکی در این عرصه به اینجانب دریغ ننمودند و زحمت راهنمایی این پایان نامه را بر عهده گرفتند؛ با تمام وجود تشکر می‌کنم. همچنین بر خود لازم می‌دانم از جناب آقای دکتر جلیل شفائی و جناب آقای دکتر محمد شامخی‌امیری که داوری این پایان نامه را قبول فرمودند، تشکر و قدردانی نمایم.

وحید شکوری

شهریور ۱۳۹۷

تعهد نامه

اینجانب وحید شکوری دانشجوی کارشناسی ارشد رشته عمران مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود، نویسنده پایان نامه با عنوان مدل سازی کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده جهت مقاوم سازی سازه ها ، تحت راهنمایی فرشید جندقی علایی 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 دیگر پژوهش گران، به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب این پایان نامه، تا کنون توسط خود، یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارایه نشده است.
- حقوق معنوی این اثر، به دانشگاه صنعتی شاهرود تعلق دارد، و مقالات مستخرج با نام “ دانشگاه صنعتی شاهرود “ یا “ Shahrood University of Technology “ به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه تاثیرگذار بوده اند، در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در تمام مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت های آنها) استفاده شده است، ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در تمام مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته (یا استفاده شده است)، اصل رازداری و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

وحید شکوری

شهریور ۱۳۹۷

مالکیت نتایج و حق نشر

- تمام حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده) 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 این پایان نامه بدون ذکر منبع مجاز نمی باشد.

چکیده

امروزه تعداد زیادی از سازه‌های بتنی در دنیا وجود دارند که ساخت آن‌ها به چند دهه قبل بر می‌گردد، این سازه‌ها در طول عمر خود دچار آسیب شده‌اند. یکی از راه‌حل‌ها تخریب سازه‌های موجود است که با توجه به هزینه‌های فراوان اقتصادی و تخریب‌های زیست محیطی، توجیه منطقی ندارد. راه‌حل دیگر استفاده از روش‌های مختلف برای تقویت و مقاوم‌سازی سازه‌های موجود است. یکی از این روش‌ها استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده در مقاوم‌سازی سازه‌ها است. کامپوزیت سیمانی مهندسی شده نوع پیشرفته‌ای از کامپوزیت‌های سیمانی مسلح به الیاف با ظرفیت کرنشی کششی بالا ناشی از رفتار سخت‌شوندگی و ترک‌خوردگی مویی متعدد است. مزیت استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده در سازه‌ها این است که از خود شکل‌پذیری قابل توجهی نشان می‌دهد. هر چند تاکنون مطالعات آزمایشگاهی زیادی بر روی کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده انجام گرفته است، اما در خصوص مدل‌سازی عددی کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده مطالعات کمی انجام گرفته است. هدف از این تحقیق مطالعه و بررسی مزیت‌های احتمالی استفاده از کامپوزیت سیمانی مهندسی شده در مقاوم‌سازی تیر با استفاده از روش اجزاء محدود است. بنابراین یک تیر مقاوم‌سازی شده با کامپوزیت سیمانی سخت‌شونده مورد بررسی قرار گرفت. استفاده از کامپوزیت سیمانی سخت‌شونده در ضخامت‌های مختلف جهت مقاوم‌سازی تیرها مورد ارزیابی واقع شد. برای این منظور و برای شبیه‌سازی تیر قرار گرفته تحت آزمایش خمش چهار نقطه‌ای، یک مدل عددی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس ایجاد شد و برای صحت‌سنجی از نتایج آزمایشگاهی موجود استفاده گردید. در انتها یک مطالعه پارامتری بر روی عوامل تأثیرگذار بر مقاومت تیر انجام شد. نتایج نشان داد که با افزایش ضخامت لایه مقاوم‌سازی به ازای درصد تسلیح‌های مختلف، حداکثر نیروی قابل تحمل تیر افزایش می‌یابد.

کلمات کلیدی: کامپوزیت سیمانی سخت‌شونده، اجزاء محدود غیرخطی، مقاوم‌سازی تیر، آباکوس

فهرست مطالب

ف	فهرست تصاویر	
ش	فهرست جداول	
۱	مقدمه و تعریف	۱
۱	مقدمه	۱.۱
۲	کامپوزیت سیمانی مهندسی شده	۲.۱
۲	اهداف پایان نامه	۳.۱
۳	ساختار کلی پایان نامه	۴.۱
۵	مروری بر ادبیات موضوع	۲
۵	مقدمه	۱.۲
۶	تاریخچه کامپوزیت سیمانی مهندسی شده	۲.۲
۷	مشخصات کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده	۳.۲
۷	مشخصات کلی	۱.۳.۲
۸	مشخصات کششی	۲.۳.۲
۹	مشخصات فشاری	۳.۳.۲
۱۰	مشخصات خمشی	۴.۳.۲
۱۰	تاریخچه مقاوم‌سازی تیرها	۴.۲
۲۹	مبانی مدل‌سازی اجزاء محدود	۳
۲۹	مقدمه	۱.۳
۳۰	رفتار مصالح بتنی (مدل‌های بتن موجود در نرم‌افزار)	۲.۳
۳۰	مدل ترک پخشی	۱.۲.۳
۳۰	مدل ترک خردگی ترد	۲.۲.۳
۳۰	مدل ترکیبی پلاستیک-خسارت بتن	۳.۲.۳
۳۱	سطح تسلیم	۱.۳.۲.۳

۳۳ قانون سخت‌شدگی	۲.۳.۲.۳	
۳۳ رفتار بتن در کشش و فشار تک محوره	۳.۳.۲.۳	
۳۶ رفتار چرخه‌ای تک محوره بتن	۴.۳.۲.۳	
۳۷ الگوی ترک‌خوردگی	۵.۳.۲.۳	
۳۷ منحنی رفتاری بتن در فشار تک محوره	۴.۲.۳	
۳۸ منحنی پایه پوپوویچ	۱.۴.۲.۳	
۳۹ هذلولی اصلاح شده هاگنستاد	۲.۴.۲.۳	
۳۹ مدل فشاری تورنفیلد	۳.۴.۲.۳	
۴۰ منحنی رفتاری بتن تحت کشش تک محوره	۳.۳	
۴۱ مدل‌سازی فولاد	۴.۳	
۴۱ تنش چسبندگی بین میلگرد و بتن	۵.۳	
۴۲ مدل‌سازی میکرومکانیک	۱.۵.۳	
۴۳ مدل‌سازی ریزمقیاس	۲.۵.۳	
۴۳ مدل‌سازی متوسط‌مقیاس	۳.۵.۳	
۴۴ مدل‌سازی درشت‌مقیاس	۴.۵.۳	
۴۴ مدل رفتاری میلگرد	۶.۳	
۴۶ روش‌های حل مسائل غیرخطی	۷.۳	
۴۷ انتخاب روش آنالیز اجزاء محدود	۱.۷.۳	
۴۷ روش ضمنی در حل مسائل غیرخطی	۲.۷.۳	
۴۸ روش صریح در حل مسائل غیرخطی	۳.۷.۳	
۴۸ وضعیت پایداری و نمو زمانی	۱.۳.۷.۳	
۴۹ تحلیل شبه‌استاتیک با استفاده از روش صریح	۲.۳.۷.۳	
۵۰ منحنی دامنه آرام	۳.۳.۷.۳	
۵۰ سرعت بارگذاری	۴.۳.۷.۳	
۵۰ مقیاس کردن جرم	۵.۳.۷.۳	
۵۱ تعادل انرژی	۶.۳.۷.۳	
۵۱ المان‌های مورد استفاده در نرم‌افزار آباکوس	۸.۳	
۵۵	صحت‌سنجی مدل عددی		۴
۵۵ مقدمه	۱.۴	
۵۵ صحت‌سنجی و مدل‌سازی تیر	۲.۴	
۵۵ مدل‌سازی عددی آزمایش خمش چهار نقطه‌ای	۱.۲.۴	
۵۶ مشخصات هندسی و مکانیکی نمونه آزمایشگاهی	۲.۲.۴	
۵۸ مدل‌سازی و مش‌بندی نمونه آزمایشگاهی	۳.۲.۴	

۵۸	اندرکنش، شرایط مرزی و بارگذاری	۴.۲.۴
۵۸	تحلیل حساسیت	۵.۲.۴
۵۹	حساسیت به زاویه اتساع	۱.۵.۲.۴
۶۱	متغیر سطح تسلیم	۲.۵.۲.۴
۶۱	متغیر خروج از مرکزیت (ε)	۳.۵.۲.۴
		متغیر نسبت مقاومت فشاری دو محوره به تک محوره	۴.۵.۲.۴
۶۱	(f_{b0}/f_{c0})	
۶۲	اندازه شبکه اجزاء محدود	۵.۵.۲.۴
۶۲	اعتبارسنجی	۶.۲.۴
۶۳	جمع بندی	۷.۲.۴
۶۹		مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری	۵
۶۹	مقدمه	۱.۵
۶۹	تأثیر ضخامت لایه SHCC	۲.۵
۷۰	تأثیر درصد تسلیح تیر	۳.۵
۷۲	تأثیر نسبت ارتفاع به دهانه	۴.۵
۷۴	جذب انرژی	۵.۵
۷۴	شکل پذیری	۶.۵
۷۷	میلگرد معادل با ضخامت لایه مقاوم سازی	۷.۵
۸۱		نتیجه گیری و پیشنهادات	۶
۸۱	مقدمه	۱.۶
۸۲	نتیجه گیری	۲.۶
۸۲	پیشنهادات	۳.۶
۸۳		پیوست	۷
۸۳	مقدمه	۱.۷
۸۳	تاریخچه استفاده از ECC در دیوار برشی	۲.۷
۸۳	معرفی	۱.۲.۷
۸۴	دیوار برشی با استفاده از ورق فولادی	۲.۲.۷
۹۲	دیوار برشی با ورق فولادی نورد شده	۳.۲.۷
۹۶	دیوار برشی کامپوزیت	۴.۲.۷
۹۹	دیوار برشی کامپوزیت با دو ورق نورد شده پوسته ای	۵.۲.۷
۱۰۱	استفاده از ECC به عنوان هسته دیوار برشی کامپوزیت	۶.۲.۷
۱۰۱	کامپوزیت سیمانی مهندسی شده	۱.۶.۲.۷

۱۰۲ جمع بندی	۷.۲.۷
۱۰۳ صحت سنجی و مدل سازی دیوار برشی کامپوزیت	۳.۷
۱۰۳ مدل سازی آزمایش پوش اور	۱.۳.۷
۱۰۳ مشخصات ہندسی و مکانیکی نمونہ آزمایشگاہی	۲.۳.۷
۱۰۴ مدل سازی و مش بندی نمونہ آزمایشگاہی	۳.۳.۷
۱۰۷ اندر کنش، شرایط مرزی و بارگذاری	۴.۳.۷
۱۱۰ اعتبارسنجی	۵.۳.۷

فهرست تصاویر

۶	منحنی تنش- کرنش کششی برای بتن معمولی، FRC و HPFRCC	۱.۲
۸	نمودار تنش- کرنش ECC در چهار مرحله	۲.۲
۹	نمودار تنش- کرنش فشاری FRC و ECC	۳.۲
۱۰	نمودار تنش خمشی- تغییر مکان FRC و ECC	۴.۲
۱۱	جزئیات آزمایش شاهوی و همکاران	۵.۲
۱۲	جزئیات آزمایش دیاب	۶.۲
۱۳	جزئیات آزمایش مالج و همکاران	۷.۲
۱۳	جزئیات آزمایش رفائی و همکاران	۸.۲
۱۴	جزئیات آزمایش قباراه و همکاران	۹.۲
۱۵	جزئیات آزمایش قباراه و همکاران	۱۰.۲
۱۵	جزئیات آزمایش ادهیکاری و همکاران	۱۱.۲
۱۶	شبکه‌بندی تیرها در آزمایش ادهیکاری و همکاران	۱۲.۲
۱۶	جزئیات مقاوم‌سازی در آزمایش رابینوویچ و همکارش	۱۳.۲
۱۷	گوشه مقاوم‌سازی شده با دورپیچ در آزمایش رابینوویچ و همکارش	۱۴.۲
۱۸	جزئیات گیره‌ها در آزمایش آلتین و همکاران	۱۵.۲
۱۸	تیر مقاوم‌سازی شده در آزمایش آلتین و همکاران	۱۶.۲
۱۹	الیاف به هم بافته شده طراحی شده توسط نابیل و همکاران	۱۷.۲
۱۹	جزئیات آزمایش نابیل و همکاران	۱۸.۲
۲۰	اعمال SFRP به تیرها در آزمایش هاووسمن و همکارش	۱۹.۲
۲۰	جزئیات آزمایش هاووسمن و همکارش	۲۰.۲
۲۱	جزئیات آزمایش مالج و همکارش	۲۱.۲
۲۲	جزئیات نمونه ساخته شده توسط لئونگ	۲۲.۲
۲۲	جزئیات آزمایش قورقیو و همکاران	۲۳.۲
۲۳	طرح‌های مقاوم‌سازی در آزمایش حسنی و همکاران	۲۴.۲
۲۴	جزئیات آزمایش زیونگ و همکاران	۲۵.۲
۲۵	جزئیات آزمایش مقاوم‌سازی گیووانی و همکاران	۲۶.۲

۲۵	الگوهای ترک نمونه‌ها در آزمایش گیووانی و همکاران	۲۷.۲
۲۶	مراحل مقاوم‌سازی در آزمایش لی و همکارش	۲۸.۲
۲۷	جزئیات آزمایش لی و همکارش	۲۹.۲
۲۷	جزئیات مقاوم‌سازی در آزمایش هانگ و همکارش	۳۰.۲
۲۸	جزئیات آزمایش هانگ و همکارش	۳۱.۲
۳۲	سطح تسلیم در حالت تنش دو محوری در صفحه تنش‌های اصلی	۱.۳
۳۴	سطح تسلیم در صفحه دویاتوریک متناظر با مقادیر مختلف K_c	۲.۳
۳۵	منحنی تنش- کرنش بتن تحت کشش	۳.۳
۳۵	منحنی تنش- کرنش بتن تحت فشار	۴.۳
۳۷	رفتار چرخه‌ای بتن در مدل خسارت- پلاستیک بتن	۵.۳
۳۸	مدل فشاری پوپوویچ	۶.۳
۳۹	مدل فشاری هاگنستاد اصلاح شده	۷.۳
۴۲	تنش‌های چسبندگی ناشی از اتصال مکانیکی بتن و آج آرماتور	۸.۳
۴۲	ترک‌های اصلی و شکافتی	۹.۳
۴۳	تنش‌های موضعی در بتن و آرماتور	۱۰.۳
۴۵	مدل میلگرد اصلاح شده اچ سو	۱۱.۳
۴۶	مدل میلگرد پارک و پائولی	۱۲.۳
۴۸	هزینه زمانی بر حسب اندازه مدل برای روش‌های صریح و ضمنی	۱۳.۳
۵۱	تاریخچه انرژی برای شبیه‌سازی شبه‌استاتیکی	۱۴.۳
۵۲	خانواده المان‌های موجود در آباکوس	۱۵.۳
۵۲	المان مرتبه اول و مرتبه دوم	۱۶.۳
۵۶	جزئیات تیر مورد مطالعه	۱.۴
۵۷	منحنی تنش- کرنش معمول SHCC	۲.۴
۵۹	مدل ساخته شده در نرم‌افزار آباکوس	۳.۴
۶۰	محل قرارگیری LVDT	۴.۴
۶۰	حساسیت مدل نسبت به زاویه اتساع	۵.۴
۶۱	حساسیت مدل نسبت متغیر سطح تسلیم	۶.۴
۶۴	انواع شبکه‌بندی استفاده شده در مدل	۷.۴
۶۵	حساسیت مدل نسبت اندازه شبکه استفاده شده	۸.۴
۶۵	نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه تیر	۹.۴
۶۶	تنش‌های ایجاد شده در میلگردها در لحظه تسلیم	۱۰.۴
۶۶	تنش‌های ایجاد شده در میلگردها در لحظه نهایی بارگذاری	۱۱.۴
۶۷	آسیب‌های پلاستیک حداکثر اصلی ایجاد شده در تیر در انتهای بارگذاری	۱۲.۴

۶۷	ترک‌های ایجاد شده در نمونه پس از انجام آزمایش	۱۳.۴
۷۰	تأثیر ضخامت لایه مقاوم‌سازی بر حداکثر نیروی قابل تحمل تیر	۱.۵
۷۱	تأثیر درصد تسلیح بر حداکثر نیروی قابل تحمل تیر	۲.۵
۷۱	نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه برای تیر بتنی معمولی و SHCC	۳.۵
۷۲	نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه برای درصد تسلیح ۰.۰۰۵۵	۴.۵
۷۲	نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه برای درصد تسلیح ۰.۰۰۷۷	۵.۵
۷۳	نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه برای درصد تسلیح ۰.۰۱۰۵	۶.۵
۷۳	نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه برای درصد تسلیح ۰.۰۱۳۸	۷.۵
	نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه برای نسبت ارتفاع به دهانه‌های مختلف	۸.۵
۷۴		
۷۵	مقایسه جذب انرژی نمونه‌ها با استفاده از نمودار میله‌ای	۹.۵
۷۶	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان	۱۰.۵
۷۶	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه NC-F	۱۱.۵
۷۷	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H60-D16-F	۱۲.۵
۷۷	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H120-D16-F	۱۳.۵
۷۸	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H60-D19-F	۱۴.۵
۷۸	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H120-D19-F	۱۵.۵
۷۸	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H60-D22-F	۱۶.۵
۷۹	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H120-D22-F	۱۷.۵
۷۹	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H60-D25-F	۱۸.۵
۷۹	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H120-D25-F	۱۹.۵
۸۵	مدل نواری برای دیوار برشی	۱.۷
۸۶	جزئیات دیوار برشی تیمپر و کولک	۲.۷
۸۷	جزئیات نمونه: (a) پیل برشی ساخته شده (b) اتصال مفصلی	۳.۷
۸۸	جزئیات آزمایش دیوار برشی درایور و همکاران	۴.۷
۸۹	جزئیات آزمایش دیوار برشی چهار طبقه رضایی	۵.۷
۹۰	جزئیات آزمایش دیوار برشی سه طبقه بهبهانی‌فرد	۶.۷
۹۱	جزئیات آزمایش دیوار برشی ویان و همکاران	۷.۷
۹۳	جزئیات آزمایش رایت و همکاران بر روی دیوار برشی	۸.۷
۹۴	جزئیات آزمایش دیوار برشی برمن و برونو	۹.۷
۹۵	جزئیات آزمایش دیوار برشی برمن و برونو	۱۰.۷
۹۵	منحنی هیستریزیس و پوش اور دیوار برشی موج‌دار برمن	۱۱.۷
۹۷	دیوار برشی مورد مطالعه توسط آستانه	۱۲.۷

۹۸	جزئیات آزمایش دیوار برشی ژائو و آستانه	۱۳.۷
۹۸	جزئیات بارگذاری آزمایش دیوار برشی ژائو و آستانه	۱۴.۷
۱۰۰	جزئیات آزمایش دیوار برشی رایت و همکارش	۱۵.۷
۱۰۱	الگوهای ترک تحت بار مونوتونیک	۱۶.۷
۱۰۲	الگوهای ترک تحت بار چرخه‌ای	۱۷.۷
۱۰۴	نمای دیوار برشی و قاب فولادی از بالا	۱۸.۷
۱۰۴	نمای دیوار برشی و قاب فولادی از کنار	۱۹.۷
۱۰۵	جزئیات آزمایش انجام گرفته بر روی دیوار برشی	۲۰.۷
۱۰۶	مقایسه تنش‌ها و کرنش‌های مهندسی و اصلاح شده	۲۱.۷
۱۰۷	تیر فولادی شبکه‌بندی شده با استفاده از المان C3D8R	۲۲.۷
۱۰۷	ستون فولادی شبکه‌بندی شده با استفاده از المان C3D8R	۲۳.۷
۱۰۷	هسته ECC شبکه‌بندی شده با استفاده از المان C3D8R	۲۴.۷
۱۰۸	ورق فولادی شبکه‌بندی شده با استفاده از المان S4R	۲۵.۷
۱۰۹	شرایط مرزی مدل عددی دیوار برشی	۲۶.۷
۱۱۰	محل اعمال جابه‌جایی به دیوار برشی	۲۷.۷
۱۱۰	نمودار نیرو-تغییر مکان دیوار برشی	۲۸.۷
۱۱۱	مدل ساده‌سازی شده دیوار برشی	۲۹.۷

فهرست جداول

۵۴	تفاوت روش ABAQUS/Explicit و ABAQUS/Standard	۱.۳
۵۷	طرح اختلاط بتن معمولی	۱.۴
۵۷	مشخصات الیاف پلی‌وینیل‌الکل	۲.۴
۶۲	مقایسه نتایج شبیه‌سازی عددی و نتایج آزمایشگاهی	۳.۴
۷۵	مقایسه تسلیم میلگرد، حداکثر نیرو و جذب انرژی نمونه‌ها	۱.۵
۸۰	مقایسه شکل‌پذیری نمونه‌ها	۲.۵
۸۰	معادل‌سازی لایه مقاوم‌سازی با میلگرد از جنبه ظرفیت خمشی	۳.۵
۱۰۳	طرح اختلاط ECC	۱.۷
۱۰۵	مشخصات مصالح مورد استفاده در دیوار برشی	۲.۷
۱۰۶	پارامترهای مربوط به پلاستیسیته، وارد شده در نرم‌افزار	۳.۷
۱۰۹	نحوه تعریف نوع تماس سطوح دیوار برشی در نرم‌افزار	۴.۷
۱۱۱	مقایسه نتایج شبیه‌سازی عددی و نتایج آزمایشگاهی دیوار برشی	۵.۷
۱۱۲	مقایسه سختی عددی، تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی	۶.۷

فصل ۱

مقدمه و تعریف

۱.۱ مقدمه

امروزه استفاده از بتن در سازه‌های عمرانی به عنوان یکی از مصالح اصلی در صنعت ساختمان رایج شده است. به همین جهت تحقیقات زیادی در راستای بهبود خواص و اصلاح ایرادهای آن انجام گرفته است. از مشهورترین ایرادهای بتن می‌توان به تردشکنی^۱ و عدم شکل‌پذیری^۲ ذاتی آن اشاره کرد. شکل‌پذیری در واقع توسط قابلیت تغییر شکل کششی یا همان ظرفیت کرنشی کششی سنجیده می‌شود، که مربوط به مصالح شکل‌پذیر مانند فولاد است نه مصالح بتنی. تلاش‌های نخستین در راستای دستیابی مصالح بتنی با شکل‌پذیری مناسب منجر به استفاده از میلگردهای فولادی در بتن شد. پس از آن تحقیقات نشان داد که استفاده از الیاف در بتن می‌تواند شکل‌پذیری کششی را صدها برابر بتن معمولی افزایش دهد. با توجه به تحقیقات انجام شده بر روی شکل‌پذیری امروزه در حالت کلی بتن‌های الیافی^۳ بر اساس نوع رفتار خود به دو دسته تقسیم می‌شوند: دسته اول شامل بتن‌های الیافی است که از خود رفتار نرم‌شوندگی کرنشی^۴ یا کاهش تنش تحمل شده با افزایش ظرفیت کرنشی را نشان

¹ Brittleness

² Ductility

³ Fiber Reinforced Concrete (FRC)

⁴ Strain Softening

می‌دهند و در مقابل دسته دوم شامل بتن‌های الیافی با شکل‌پذیری بالا^۱ است که از خود رفتار سخت‌شوندگی کرنشی^۲ یا افزایش تنش تحمل شده همراه با افزایش ظرفیت کرنشی را نشان می‌دهند.

۲.۱ کامپوزیت سیمانی مهندسی شده

در سال‌های اخیر نمونه جدیدی از بتن الیافی تحت نام کامپوزیت سیمانی مهندسی شده ساخته شده است. این کامپوزیت سیمانی در واقع بر اساس استفاده از الیاف کوتاه از هم جدا مانند پلی‌اتیلن^۳ و یا پلی‌وینیل‌الکل^۴ به صورت تصادفی و در حجم متوسط ساخته می‌شود. ویژگی برجسته آن بهبود رفتار کششی با شکل‌پذیری زیاد ناشی از قابلیت ترک‌خوردگی متعدد^۵ می‌باشد. کامپوزیت سیمانی مهندسی شده مقاومت کششی متوسطی در حدود ۶ مگاپاسکال و ظرفیت کرنشی ۳ تا ۷ درصد را دارد و در طراحی آن از علم میکرومکانیک^۶ استفاده شده است.

برای طراحی این کامپوزیت اندرکنش میان الیاف، ماتریس و لایه میانی آن‌ها برای دستیابی به ظرفیت کرنشی کششی بالا با توسعه ترک‌های مویی متعدد و نزدیک به هم با استفاده از مدل‌های تئوری به طور دقیق مورد بررسی قرار می‌گیرد. این کامپوزیت قابلیت تحمل تغییر شکل کششی و رفتار سخت‌شدگی کرنشی را به بتن اضافه می‌کند و می‌توان از آن در اعضای سازه‌ای نظیر تیر، ستون، دیوار برشی و المان‌های اتلاف‌کننده انرژی استفاده کرد.

۳.۱ اهداف پایان‌نامه

با توجه به این که زلزله هر ساله خسارت‌های جانی و مالی زیاد جبران‌ناپذیری وارد می‌کند؛ بنابراین مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله امری ضروری به نظر می‌رسد. با توجه به این که کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده قابلیت شکل‌پذیری زیاد و همچنین ظرفیت جذب انرژی زیادی دارند، می‌توان از آن‌ها در مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله استفاده کرد.

هرچند تحقیقات متعددی توسط پژوهشگران در نقاط مختلف جهان جهت شناسایی و بهبود رفتار کامپوزیت سیمانی مهندسی شده انجام گرفته است، اما کارهای عددی کمی در این زمینه صورت گرفته است. هدف از این تحقیق مدل‌سازی عددی کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده جهت استفاده در مقاوم‌سازی سازه‌ها، بررسی استفاده ترکیبی از بتن و وصله

¹ High Performance Fiber Reinforced cementitious composite (HPFRCC)

² Strain Hardening

³ Polyethylene(PE)

⁴ PolyVinyl Alcohol(PVA)

⁵ Multiple Cracking

⁶ Micromechanics

کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده در تیرها، ارزیابی رفتار خمشی تیرها و شکل‌پذیری آن‌ها تحت بارهای استاتیکی و بررسی تأثیر ضخامت لایه مقاوم‌سازی بر رفتار خمشی تیرها می‌باشد.

۴.۱ ساختار کلی پایان نامه

در راستای دستیابی به اهداف عنوان شده در بخش قبل این پایان‌نامه در هفت فصل به شرح زیر تدوین شده است:

فصل اول شامل مقدمه می‌باشد، که در آن تعاریف کلی و اهداف پایان‌نامه مشخص می‌شود. فصل دوم مروری مختصر دارد بر تاریخچه توسعه کامپوزیت‌های سیمانی سخت‌شونده و مشخصات رفتاری آن. در ادامه فصل نیز به بررسی و طبقه‌بندی یافته‌های تحقیقات دیگر محققان دنیا در خصوص استفاده از این کامپوزیت در مقاوم‌سازی تیرها پرداخته می‌شود. در فصل سوم به مبانی مدل‌سازی اجزاء محدودی در نرم‌افزار آباکوس پرداخته می‌شود، تا بتوان با اطلاع از نحوه و شرایط عملکرد این نرم‌افزار، مدل‌سازی را دقیق‌تر انجام داد و نتایج قابل اطمینان‌تری را به دست آورد.

در فصل چهارم نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی اعتبارسنجی می‌شود. بنابراین به صحت‌سنجی تیر مقاوم‌سازی شده با کامپوزیت‌های سیمانی سخت‌شونده، پرداخته می‌شود. در فصل پنجم به تحلیل نتایج مطالعات پارامتریک اجزاء محدودی پرداخته می‌شود تا تأثیر پارامترهایی مانند ضخامت لایه مقاوم‌سازی و درصد تسلیح، بر تیرها مورد ارزیابی قرار گیرد. در فصل ششم نتایج حاصل از این پژوهش ارائه شده است و در ادامه با توجه به کاستی‌های موجود پیشنهادهایی جهت ادامه تحقیقات ارائه شده است.

در فصل هفتم توضیحات مربوط به صحت‌سنجی دیوار برشی پیوست شده است، دلیل این موضوع این است که مدل مورد بررسی در ابتدا دیوار برشی کامپوزیتی بود، که پس از عدم موفقیت در صحت‌سنجی، مدل به تیر مقاوم‌سازی شده تغییر پیدا کرد.

فصل ۲

مروری بر ادبیات موضوع

۱.۲ مقدمه

پس از گسترش صنعت بتن و مشکلات استفاده از آرماتورهای فولادی و تمایل به کاهش تردی بتن، بتن‌های الیافی توسعه یافتند. به دنبال توسعه بتن‌های الیافی استفاده از الیافی مانند کربن، شیشه و الیاف طبیعی گسترش پیدا کرد و تحقیقات زیادی برای نیل به این هدف انجام گرفت.

در سال‌های اخیر نمونه جدیدی از بتن‌های مسلح الیافی تحت عنوان کامپوزیت سیمانی مهندسی شده توسط ویکتور سی لی^۲ ابداع شده است. این کامپوزیت به لحاظ خصوصیات فیزیکی و مکانیکی از نظر رفتار کششی با شکل‌پذیری زیاد ناشی از قابلیت ترک‌خوردگی متعدد بهبود یافته است. این نوع کامپوزیت قادر به تحمل تغییر شکل‌های کششی و ارائه رفتار سخت‌شدگی کرنشی است.

هدف از این بخش جمع‌آوری اطلاعات و بررسی مطالعات انجام شده بر روی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده در نظر گرفته شده است که شامل مواردی همچون تاریخچه پیدایش، مشخصات کلی شامل پارامترهای کششی، فشاری و خمشی و قابلیت خودترمیمی می‌باشد.

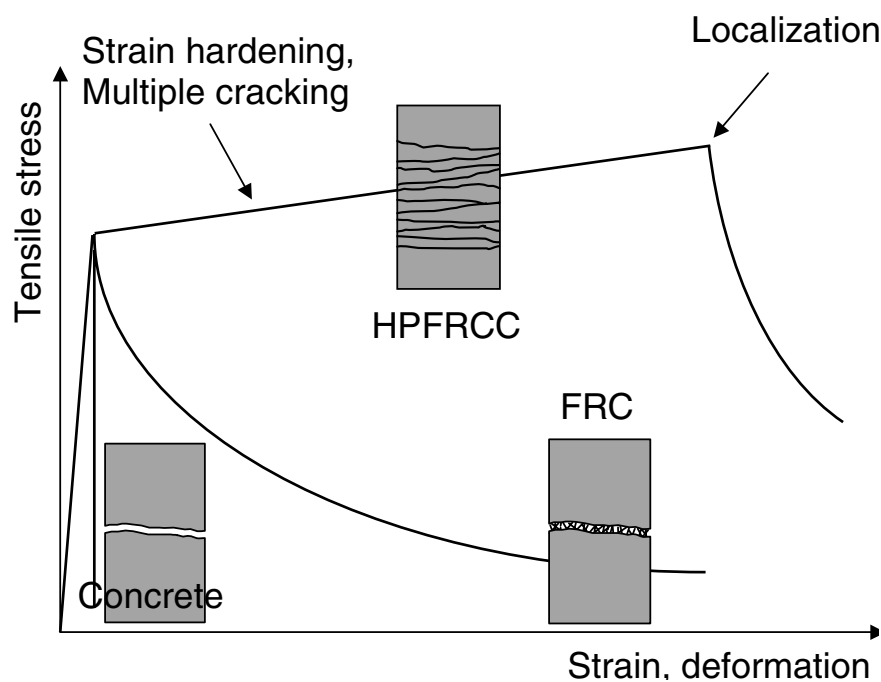
² Victor C. Li

۲.۲ تاریخچه کامپوزیت سیمانی مهندسی شده

بتن‌های الیافی در گذر زمان تکامل یافته‌اند. در دهه شصت میلادی پژوهشگران تأثیر مثبت استفاده از الیاف کوتاه فولادی را در کاهش تردی بتن نشان دادند. در گذر زمان انواع متعددی از الیاف مانند کربن، شیشه و الیاف طبیعی به عنوان جایگزین الیاف فولادی مورد استفاده قرار گرفت. از آغاز دهه ۸۰ علاقه به ساخت بتن‌های الیافی که شکل‌پذیری کششی بالایی را قادر به تحمل بود، گسترش پیدا کرد [۱].

تلاش‌های اولیه اوستون^۱ و بعدها استانگ^۲ برای رسیدن به بتنی با شکل‌پذیری کششی بالا نشان داد که استفاده از الیاف می‌تواند شکل‌پذیری کششی بتن را صدها برابر بتن معمولی افزایش دهد [۲، ۳].

شکل ۱.۲ تفاوت رفتار کششی بتن معمولی، FRC و HPFRCC را در آزمایش کشش تک‌محوری نشان می‌دهد.



شکل ۱.۲: منحنی تنش- کرنش کششی برای بتن معمولی، FRC و HPFRCC [۴]

شکل ۱.۲ تغییر وضعیت از بتن ترد معمولی به بتن الیافی نیمه ترد (نرم‌شوندگی کرنشی) و نهایتاً به بتن الیافی با شکل‌پذیری بالا (سخت‌شوندگی کرنشی) را نمایان می‌سازد. درحین رفتار نرم‌شوندگی کرنشی تغییر شکل در سطح شکستگی نمایان می‌شود، در حالی که در رفتار سخت‌شوندگی کرنشی تغییر شکل به صورت مجموعه‌ای از بازشدگی‌های ترک‌های ریز و متعدد

¹ Aveston

² Stang

نماین می‌شود. کامپوزیت سیمانی مهندسی شده که ابتدا در دانشگاه میشیگان ابداع شد نوع پیشرفته‌ای از HPFRCC است که استحکام کششی متوسطی در حدود ۶ مگاپاسکال و کرنش کششی ۳ تا ۷ درصد را دارد. [۵، ۶]. در طراحی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده از علم میکرومکانیک استفاده می‌شود. برای طراحی ECC اندرکنش میان الیاف، ماتریس و لایه میانی آن‌ها برای دستیابی به ظرفیت کرنشی کششی بالا با توسعه ترک‌های مویی متعدد و در عین حال استفاده حداقل از الیاف با استفاده از مدل‌های تئوری به صورت دقیق مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. از ویژگی‌های این سیستم می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

- پروسه ساخت انعطاف‌پذیر
- امکان ساخت به صورت پیش‌ساخته یا بتن‌ریزی در محل بدون نیاز به تجهیزات خاص.
- استفاده از الیاف کوتاه در حجم متوسط که باعث کاهش هزینه و وزن آن می‌شود.
- کارایی بالا، بهبود مقاومت، شکل‌پذیری و رفتار سخت‌شوندگی کرنشی.

۳.۲ مشخصات کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده

۱.۳.۲ مشخصات کلی

کامپوزیت سیمانی مهندسی شده در واقع گونه‌ای از کامپوزیت‌های سیمانی تقویت شده با حجم الیاف متوسط و دارای شکل‌پذیری و کارایی بالا است. برای ساخت ECC از الیاف مختلف پلیمری مانند پلی‌وینیل‌الکل، پلی‌اتیلن و پلی‌پروپیلن^۱ استفاده می‌شود. در حقیقت اصل نهادینه در طراحی ECC عدم وابستگی به نوع الیافی خاص می‌باشد. [۷، ۸]. در واقع الیافی مناسب هستند که بتوانند معیارهای لازم برای سخت‌شوندگی کرنشی را در نسبت حجمی پایین برآورده کنند. این‌که از چه الیافی در ماتریس استفاده شود به مشخصات طبیعی از جمله مشخصات مکانیکی، خواص سطحی الیاف، خواص مکانیکی ECC مانند استحکام و دوام مورد نیاز و همچنین ملاحظات اقتصادی بستگی دارد. کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده در انواع مختلفی طبقه بندی می‌شود که عبارتند از:

- کامپوزیت سیمانی مهندسی شده با مقاومت اولیه بالا^۲ [۹].
- کامپوزیت سیمانی مهندسی شده خودتحمیم^۳ [۱۰].
- کامپوزیت سیمانی مهندسی شده سازگار با محیط زیست [۱۱].

^۱ Polypropylene (PP)

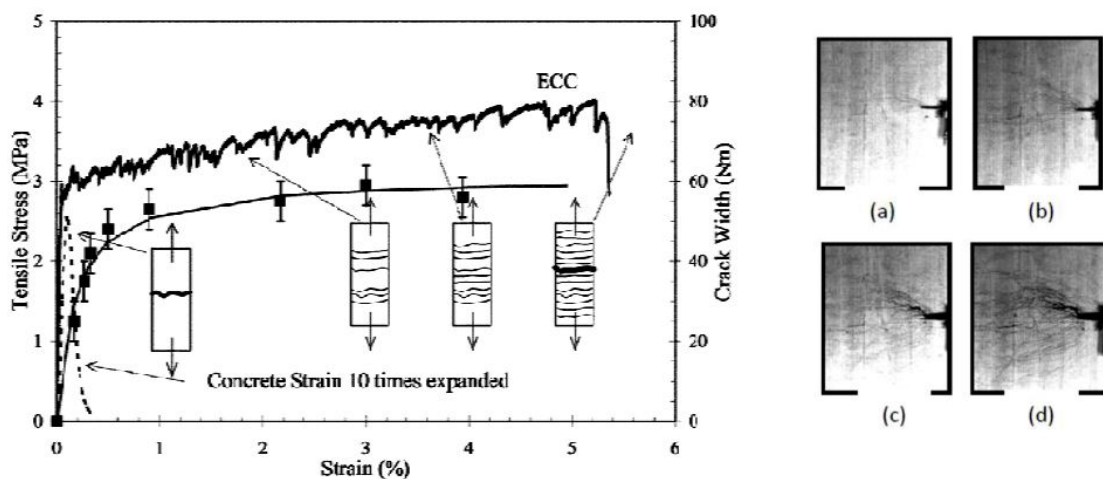
^۲ High Early Strength ECC (HES-ECC)

^۳ Self Consolidating ECC

- کامپوزیت سیمانی مهندسی شده خود ترمیم‌گر^۱ [۱۲].
- کامپوزیت سیمانی مهندسی شده سبک^۲ [۱۳].

۲.۳.۲ مشخصات کششی

یکی از ویژگی‌های منحصر به فرد ECC ظرفیت شکل‌پذیری کششی بالای آن است. در منحنی تنش- کرنش کششی تک‌محوری آن ظرفیت کرنشی معادل ۵ درصد دیده می‌شود. این رفتار باعث می‌شود که ECC رفتاری مشابه یک شبه‌فلز از خود نشان دهد. با افزایش بارگذاری ECC رفتار سخت‌شوندگی کرنشی را از خود نشان می‌دهد. شکست نهایی زمانی اتفاق می‌افتد که یک ترک تشکیل یک صفحه شکست بدهد. شکل ۲.۲ رفتار کششی ECC را در چهار مرحله از بارگذاری نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۲.۲ مشاهده می‌شود در مرحله (a) بالاتر از مقاومت ترک اولیه،



شکل ۲.۲: نمودار تنش- کرنش ECC در چهار مرحله [۱۴]

نمونه دچار ترک‌خوردگی شده اما همچنان بار اعمالی را تحمل می‌کند. در مرحله (b) رسیدن به حدودی نیمی از ظرفیت کرنشی ترک‌های ریز بیش‌تری در نمونه اتفاق می‌افتد، اما نمونه همچنان قادر به تحمل بار است. در مرحله (c) با اعمال تغییر شکل بیش‌تر به نمونه ترک‌خوردگی‌های بیش‌تری اتفاق می‌افتد و به اصطلاح نمونه به حالت ترک‌خوردگی اشباع^۳ می‌رسد. در نهایت در مرحله (d) ریزترک شروع به باز شدن کرده و نمونه گسیخته می‌شود. این شکل‌پذیری کششی بالا باعث می‌شود که ECC بتواند تغییر شکل‌های زیادی را بپذیرد و قادر به جذب انرژی بالایی باشد. در واقع شکل‌گیری ترک‌های مویی متعدد برای دستیابی به

¹ Self Healing ECC(SH-ECC)

² Light Weight (LW-ECC)

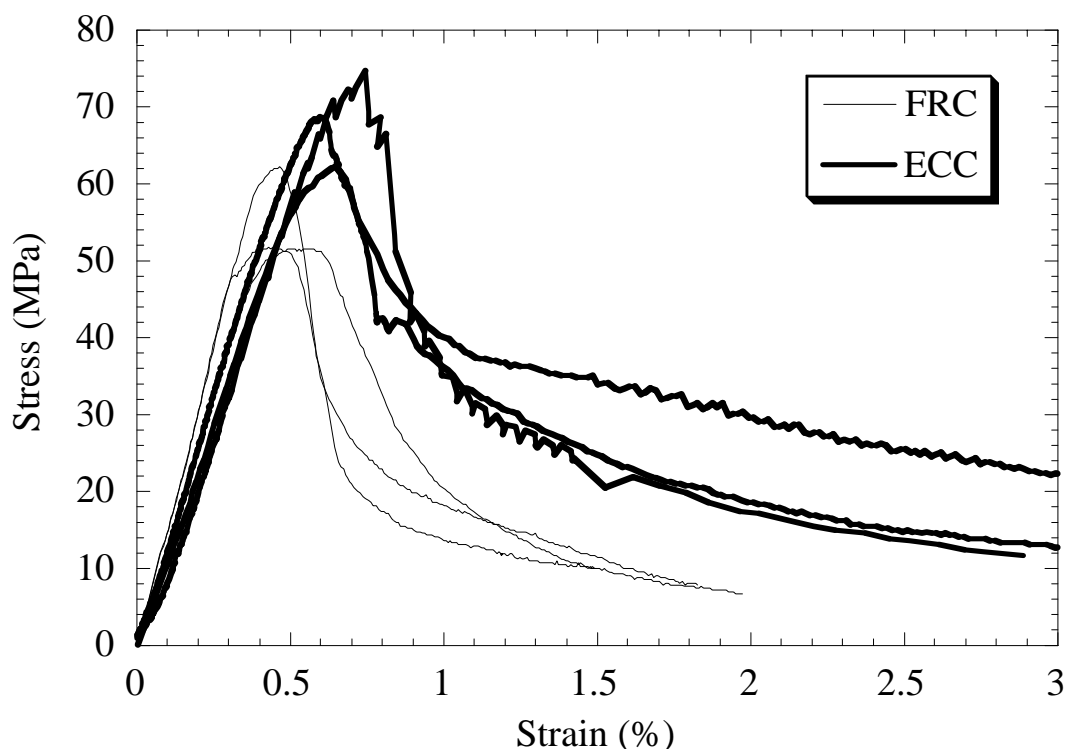
³ Saturated Multiple Cracking

شکل‌پذیری کششی بالا امری ضروری است. در پروسه ایجاد ترک‌های متعدد عرض ترک‌ها از صفر تا ۶۰ میکرومتر متغیر است. با بارگذاری بیش‌تر تا حد بالای یک درصد باعث می‌شود ترک‌های بسیاری اتفاق بیفتد؛ در عین حال عرض ترک‌ها از ۶۰ میکرومتر تجاوز نمی‌کند و ناحیه‌ای پر از ترک‌های ریز و نزدیک به هم تشکیل می‌شود که اصطلاحاً حالت ترک پایا^۱ نامیده می‌شود که این جز خصوصیات ذاتی ECC است و مستقل از بارگذاری، هندسه، اندازه نمونه و نوع الیاف است [۱۵].

۳.۳.۲ مشخصات فشاری

تفاوت زیادی در مشخصات فشاری ECC در مقایسه با بتن معمولی دیده نمی‌شود. مقاومت فشاری ECC در بازه ۲۰ تا ۹۵ مگاپاسکال متغیر است [۱۶]. حضور ریزدانه‌ها خواص ماتریس را در کامپوزیت ECC تغییر می‌دهد؛ در واقع کنترل دقیق مقدار و اندازه ریزدانه اهمیت زیادی در طراحی ECC دارد. ظرفیت کرنش فشاری ECC نسبت به FRC کمی بالاتر و در حدود ۰.۴۵ تا ۰.۶۵ درصد است [۱۷].

منحنی تنش-کرنش برای ECC و FRC در شکل ۳.۲ نشان داده شده است.

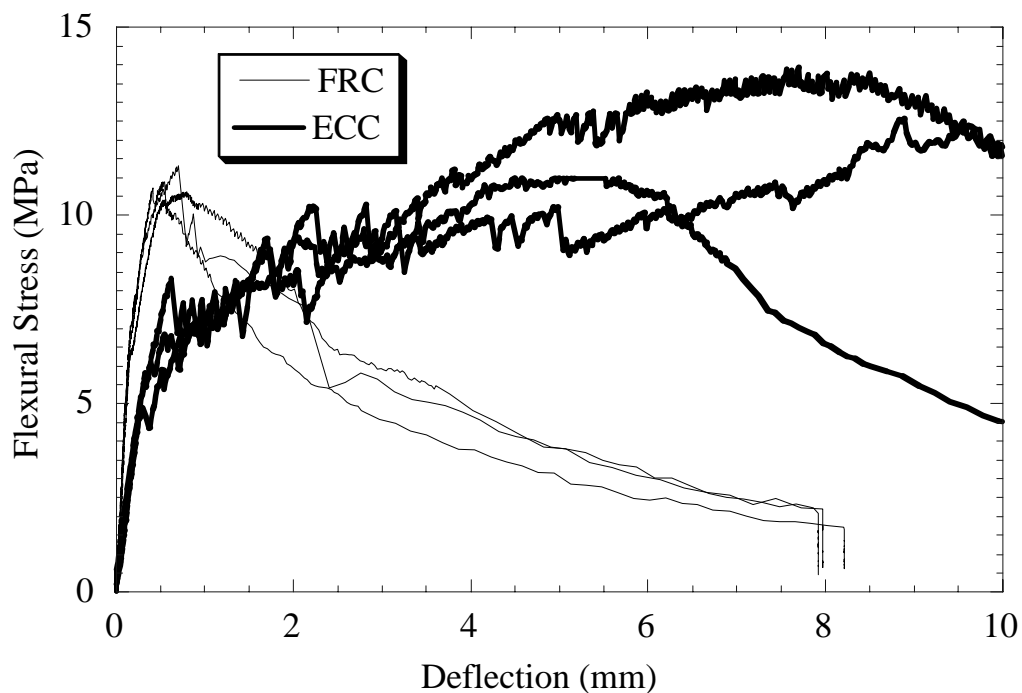


شکل ۳.۲: نمودار تنش-کرنش فشاری ECC و FRC [۱۶]

¹ Steady State

۴.۳.۲ مشخصات خمشی

رفتار خمشی ECC متأثر از شکل‌پذیری کششی آن است. در این حالت زمانی که یک ورق کامپوزیت سیمانی مهندسی شده تحت بار خمشی قرار می‌گیرد ترک‌های مویی متعدد امکان تغییر شکل‌های بزرگ را فراهم می‌سازد. مقاومت خمشی ECC (مدول راپچر^۱) در بازه ۱۰ تا ۱۵ مگاپاسکال متغیر است [۱۸، ۱۹]. شکل ۴.۲ رفتار خمشی ECC و FRC را نشان می‌دهد.



شکل ۴.۲: نمودار تنش خمشی - تغییر مکان FRC و ECC [۱۶]

۴.۲ تاریخچه مقاوم‌سازی تیرها

در سال ۱۹۹۵ ماسیکوت^۲ و همکارانش [۲۰] بر روی مقاوم‌سازی خمشی تیرهای بتنی مسلح به وسیله ورق‌های کامپوزیتی نازک تحقیق کردند. آن‌ها یک مدل تئوری را برای مطالعه تأثیر پارامترهای مختلف بر روی رفتار خمشی تیرهای مقاوم‌سازی توسعه دادند. فرضیات آزمایش آن‌ها به صورت زیر بود:

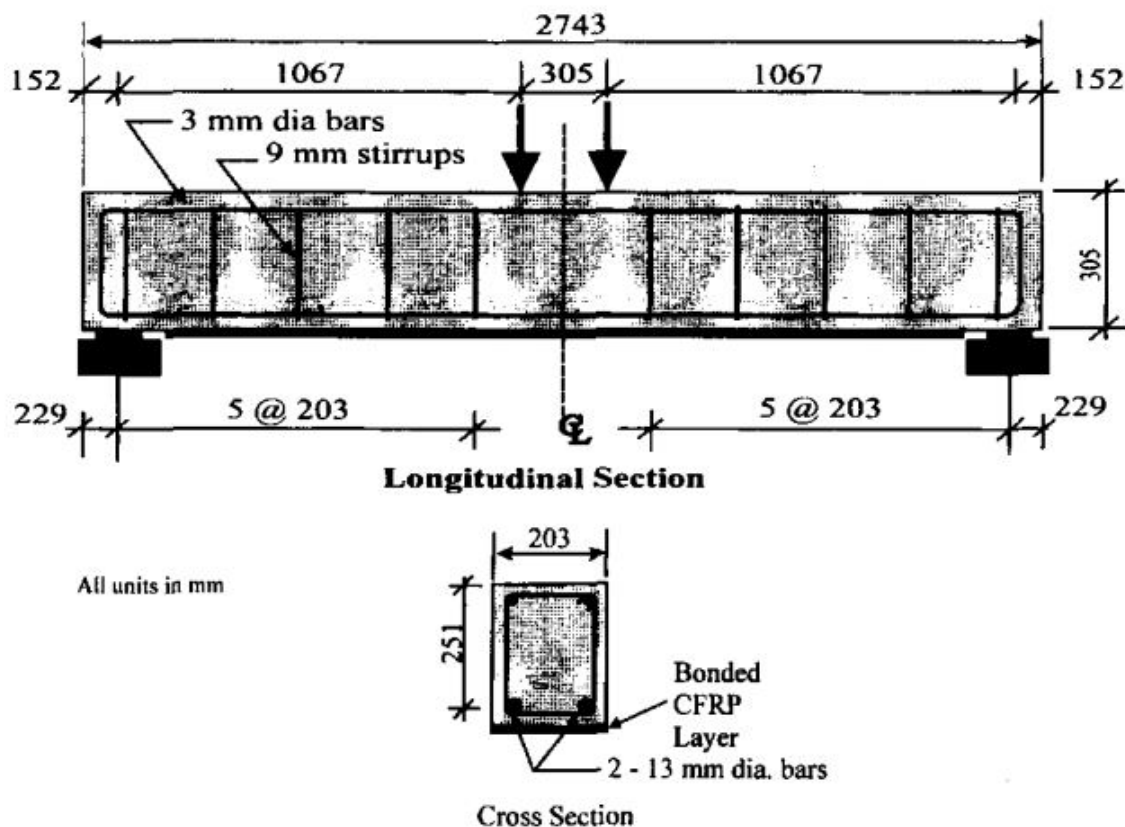
- صفحه، صفحه باقی می‌ماند یا به عبارت دیگر توزیع کرنش در ارتفاع مقطع به صورت خطی است.

^۱ Modulus of Rupture (MOR)

^۲ Massicotte

– تماس ورق و بتن به صورت کامل است به این معنی که لغزشی بین ورق و بتن وجود ندارد. پارامترهای مورد بررسی مقاومت فشاری بتن، درصد تسلیح تیر و ضخامت ورق بود، که از میان آن‌ها مقاومت فشاری بتن از بقیه تأثیرگذارتر بود. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌داد که فرض تماس کامل برقرار نیست و کرنش به وجود آمده در ورق کمتر از کرنشی است که محاسبه گردیده است. بنابراین سختی و مقاومت تیر کمتر از مقادیر تئوری بود، همچنین نتایج تحقیق آن‌ها نشان می‌داد که انحنای تیر مقاومسازی شده در لحظه شکست که نمایانگر شکل پذیری خمشی است، کاهش می‌یابد. برای حفظ شکل پذیری، حداکثر شاخص مقاومسازی معرفی شد.

در سال ۱۹۹۶ شاهاوی^۱ و همکارانش [۲۱] در زمینه رفتار خمشی تیرهای مسلح بتنی مقاومسازی شده با الیاف کربنی به تحقیق پرداختند. آن‌ها چهار تیر بتنی مسلح را ساختند. شکل ۵.۲ جزئیات آزمایش آن‌ها را نشان می‌دهد. آن‌ها آزمایش‌های جامعی بر روی تأثیر



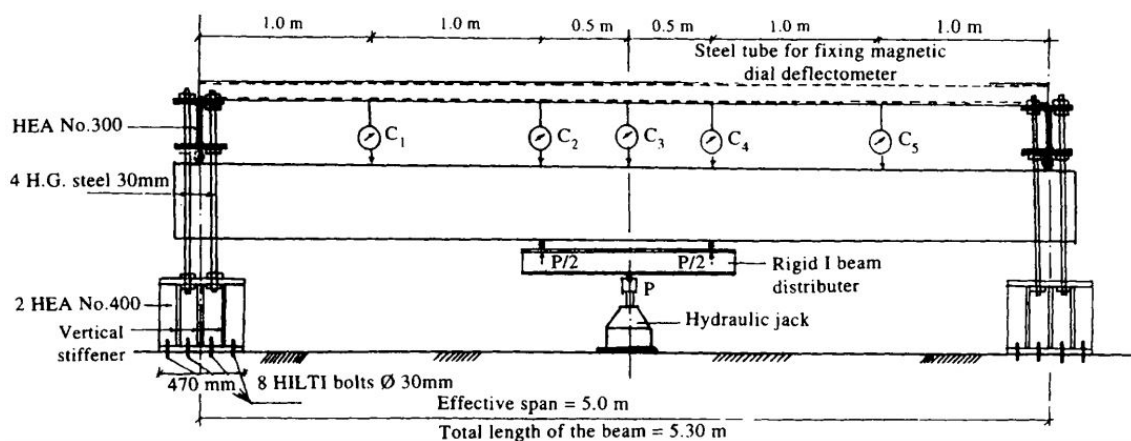
شکل ۵.۲: جزئیات آزمایش شاهاوی و همکاران [۲۱]

ورق‌های CFRP بر روی بار ترک‌خوردگی، رفتار ترک‌خوردگی، خیز، بارهای سرویس، مقاومت نهایی و مدهای شکست انجام دادند. نتایج آزمایش آن‌ها نشان می‌داد که مقاومت خمشی تیرهای مقاومسازی شده به طرز قابل توجهی افزایش پیدا می‌کند. آن‌ها همچنین یک آنالیز

¹ Shahawy

تئوری با استفاده از کامپیوتر برای پیش‌بینی مقاومت نهایی و رفتار خمشی تیر ارائه دادند. همه تیرهای مقاوم‌سازی شده بر اثر خردشدگی بتن تخریب شدند. استفاده از یک، دو و سه لایه CFRP، ظرفیت خمشی نهایی تیر را به میزان ۱۳، ۶۶ و ۹۲٪ افزایش می‌داد.

در سال ۱۹۹۸ دیاب^۱ [۲۲] بر روی تأثیر استفاده از بتن اسپری شده در مقاوم‌سازی تیرهای بتنی تحقیق کرد. او نه تیر (سه مجموعه) را مورد آزمایش قرار داد. مجموعه اول سه تیر بودند که تا نقطه شکست بارگذاری شدند. در مجموعه دوم سه تیر بارگذاری شده، آسیب دیدند و سپس با دو ردیف میلگرد و یک لایه بتن اسپری شده، مقاوم‌سازی شدند و تا نقطه شکست بارگذاری انجام شد. در مجموعه سوم آزمایش‌ها مشابه مجموعه دوم انجام شد با این تفاوت که به جای استفاده از میلگرد از بتن الیافی برای مقاوم‌سازی استفاده شد. برای تیرها بار نهایی، خیز، کرنش‌های طولی و شکل ترک‌ها مورد بررسی قرار گرفت. شکل ۶.۲ جزئیات آزمایش او را نشان می‌دهد. نتایج آزمایش نشان می‌داد که این روش مقاوم‌سازی قابل اعتماد است.

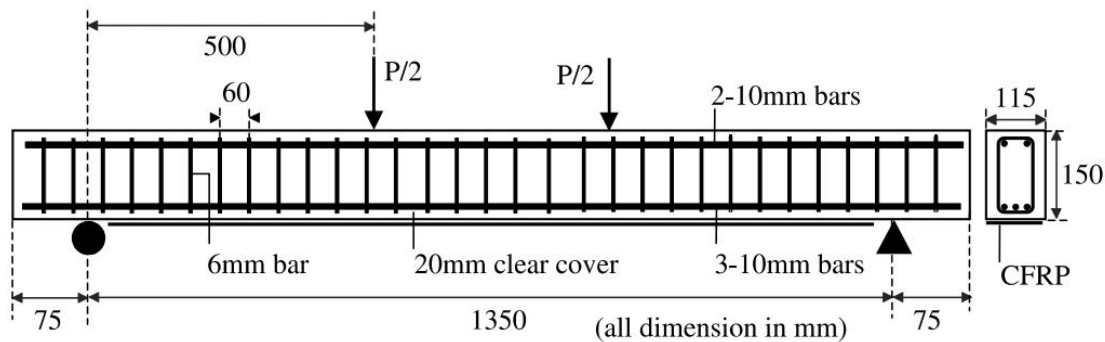


شکل ۶.۲: جزئیات آزمایش دیاب [۲۲]

در سال ۲۰۰۱ مالج^۲ و همکارش [۲۳] به تحقیق آزمایشگاهی بر روی تمرکز تنش برشی در ورق تیرهای بتنی مقاوم‌سازی شده در خمش به وسیله CFRP پرداختند. آن‌ها پنج تیر با ابعاد مقطع ۱۱۵ میلی‌متر در ۱۵۰ میلی‌متر و طول دهانه ۱۵۰۰ میلی‌متر را ساختند. چهار عدد از تیرها را با استفاده از CFRP با ضخامت‌های مختلف مقاوم‌سازی کردند. در طول فرایند آزمایش بر روی رابطه بین ضخامت CFRP و تمرکز تنش در ورق تمرکز کردند. شکل ۷.۲ جزئیات تیر مورد بررسی آن‌ها را نشان می‌دهد. نتایج آزمایش نشان می‌داد که ضخامت ورق CFRP نه تنها بر روی ظرفیت باربری و خیز، بلکه بر روی تمرکز تنش برشی سطح تماس CFRP و بتن و همچنین مدهای شکست تأثیر می‌گذارد.

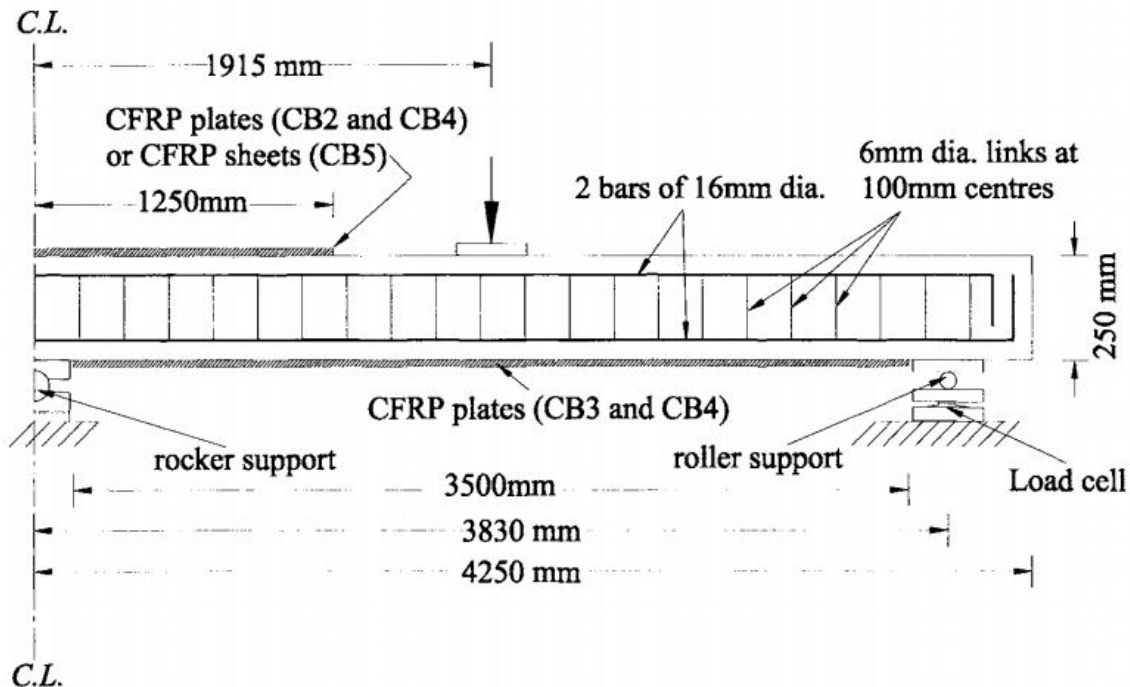
¹ Diab

² Maalej



شکل ۷.۲: جزئیات آزمایش مالچ و همکاران [۲۳]

در سال ۲۰۰۱ رفائی^۱ و همکاران [۲۴] نیز پنج نمونه تیر که به صورت خارجی توسط CFRP مقاومسازی شده بود، را در آزمایشگاه ساختند. همه تیرها دارای سطح مقطع و درصد تسلیح یکسان بودند. شکل ۸.۲ جزئیات آزمایش آن‌ها را نشان می‌دهد. آن‌ها سه نمونه تیر را با استفاده از آرایش‌های مختلف صفحه‌ای CFRP و یک نمونه را با استفاده از ورق‌های CFRP مقاومسازی کردند. اغلب تیرهای مورد آزمایش آن‌ها به وسیله جدا شدن لایه CFRP تخریب شدند و تیرهایی که در هر دو قسمت فوقانی و زیرین با صفحه CFRP مقاومسازی شده بودند، از خود ظرفیت باربری بیشتری نشان دادند.

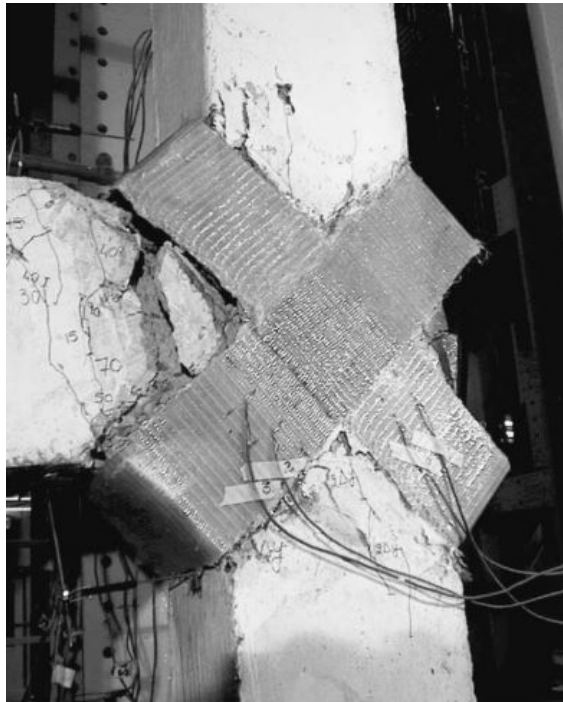


شکل ۸.۲: جزئیات آزمایش رفائی و همکاران [۲۴]

شکست برشی در اتصال تیر به ستون یکی از دلایل اصلی فروریختن قاب‌های خمشی

¹ Refaie

ساختمان‌ها در زمان زلزله است. بنابراین ارتقای اقتصادی و مؤثر ظرفیت مقاومت برشی اتصالات سازه‌های موجود امری ضروری به نظر می‌رسد. در سال ۲۰۰۲ قباراه^۱ و همکارش [۲۵] بر روی توسعه روشی برای بهسازی اتصال تیر به ستون، با استفاده از مصالح کامپوزیتی به تحقیق پرداختند. آن‌ها چندین اتصال تیر به ستون را ساختند. نمونه کنترلی آن‌ها زمانی که تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت، در قسمت بالایی تیر شکست برشی اتفاق افتاد. آن‌ها طرح‌های بهسازی مختلفی با استفاده از الیاف با هدف ارتقاء مقاومت برشی اتصال انجام دادند. در شکل ۹.۲ و ۱۰.۲ تیرهای مقاوم‌سازی شده توسط آن‌ها نمایش داده شده است. طرح‌های بهسازی آن‌ها در بهبود مقاومت برشی اتصال و در تأخیر یا حذف مدهای شکست برشی مؤثر واقع شدند. نتایج آزمایش آن‌ها گویای این مطلب بود که استفاده از ژاکت GFRP قادر به افزایش مقاومت برشی اتصال و ارتقاء آن از جنبه شکل‌پذیری است.



شکل ۹.۲: جزئیات آزمایش قباراه و همکاران [۲۵]

در سال ۲۰۰۲ ادھیکاری^۲ و همکارش [۲۶] به پژوهش بر روی مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با استفاده از صفحه فولادی و اپوکسی پرداختند. در اغلب تیرهای مقاوم‌سازی شده با ورق فولادی تخریب تیر به صورت جداشدگی صفحه در نقطه بریدگی و یا در نزدیکی ترک‌های خمشی و برشی اتفاق می‌افتاد. خرابی تیرها در این روش مقاوم‌سازی به چندین عامل، به عنوان مثال به فاصله صفحه از تکیه‌گاه‌ها و ضخامت صفحه بستگی داشت. از آنجایی که تئوری تیرهای بتنی معمولی قادر به پیش‌بینی مدهای شکست جداشدگی نبود. بنابراین آن‌ها به توسعه یک

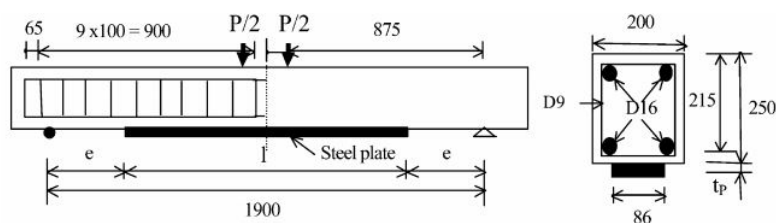
¹ Ghobarah

² Adhikary

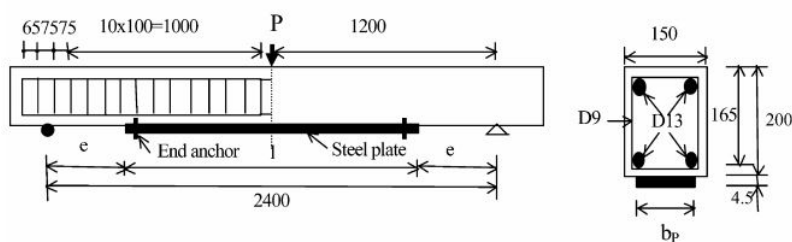


شکل ۱۰.۲: جزئیات آزمایش قباراه و همکاران [۲۵]

مدل اجزاء محدود که قادر به پیش‌بینی رفتار کلی تیرهای مقاوم‌سازی شده و همچنین مدهای شکست سازه بود، پرداختند. شکل ۱۱.۲ و ۱۲.۲ جزئیات مدل‌سازی آن‌ها را نشان می‌دهد.



(a) Group-A beams

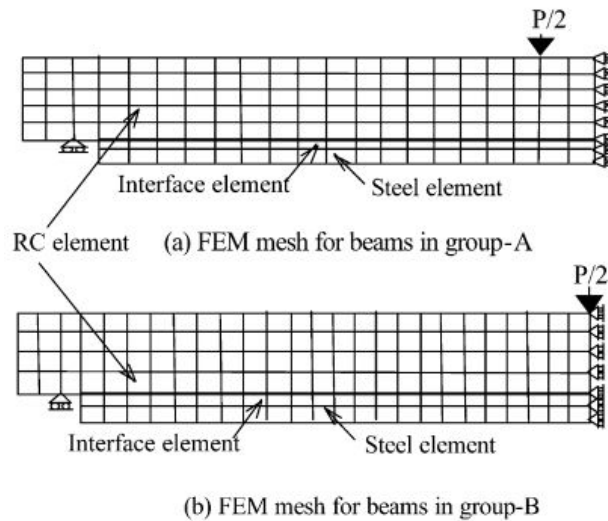


شکل ۱۱.۲: جزئیات آزمایش ادهیکاری و همکاران [۲۶]

نتایج نشان می‌داد که مدل اجزاء محدود قادر به پیش‌بینی مدهای شکست تیرهای مقاوم‌سازی شده است. همچنین اگر صفحه کوتاه بود، مد شکست از تسلیم صفحه به جدا شدن آن تغییر پیدا می‌کرد و در صورتی که ورق تا نزدیکی تکیه‌گاه ادامه می‌یافت، مد شکست جداشدگی حذف می‌شد.

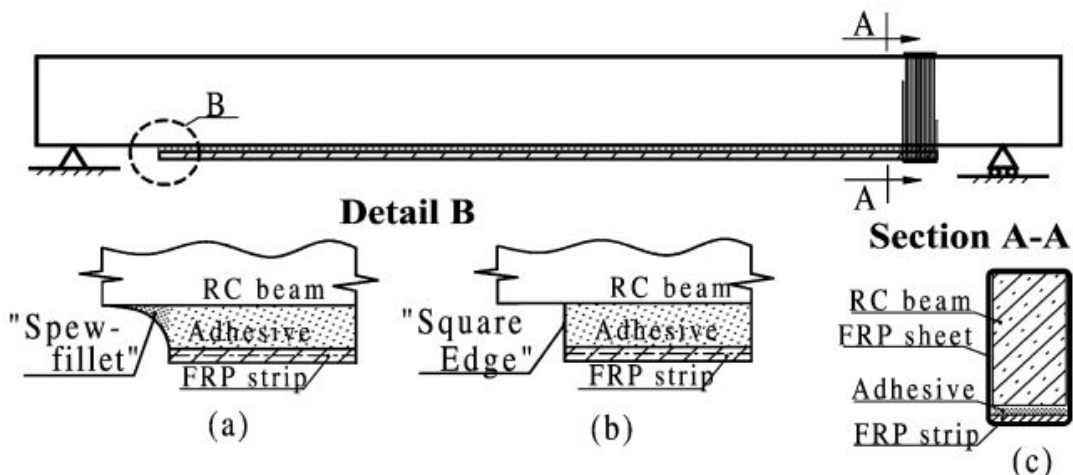
در سال ۲۰۰۳ رابینوویچ^۱ و همکارش [۲۷] به تحقیق بر روی مقاوم‌سازی و بازسازی سازه‌های بتنی مسلح با استفاده از مصالح کامپوزیتی پرداختند. آن‌ها پنج تیر مقاوم‌سازی

^۱ Rabinovitch



شکل ۱۲.۲: شبکه‌بندی تیرها در آزمایش ادھیکاری و همکاران [۲۶]

شده در آزمایشگاه را مورد بررسی قرار دادند. در نواحی دارای تمرکز تنش به خصوص در نزدیکی گوشه‌های نوآرهای پلاستیکی الیاف، مدهای شکست تیرها تحت تأثیر این گوشه‌ها قرار می‌گرفت. آن‌ها سه نمونه تیر اول را با پیکربندی‌های مختلف دورپیچ در گوشه‌ها با استفاده از نوآرهای کامپوزیتی مقاوم‌سازی کردند و تحت آزمایش قرار دادند. دو نمونه تیر آخر را قبل از مقاوم‌سازی تا مرحله شکست پیش‌بارگذاری کردند و سپس قابلیت بازسازی آن‌ها را مورد ارزیابی قرار دادند. شکل ۱۳.۲ و ۱۴.۲ جزئیات آزمایش آن‌ها را نشان می‌دهد. نتایج آزمایش آن‌ها بهبود قابل توجهی در مقاومت و خدمت‌پذیری و همچنین مناسب بودن روش‌های بازسازی تیرهای آسیب‌دیده را نشان می‌داد. آن‌ها همچنین بر روی توانایی روش‌های مختلف طراحی گوشه‌ها، در کنترل مدهای شکست تحقیق کردند.



شکل ۱۳.۲: جزئیات مقاوم‌سازی در آزمایش رابینوویچ و همکارش [۲۷]



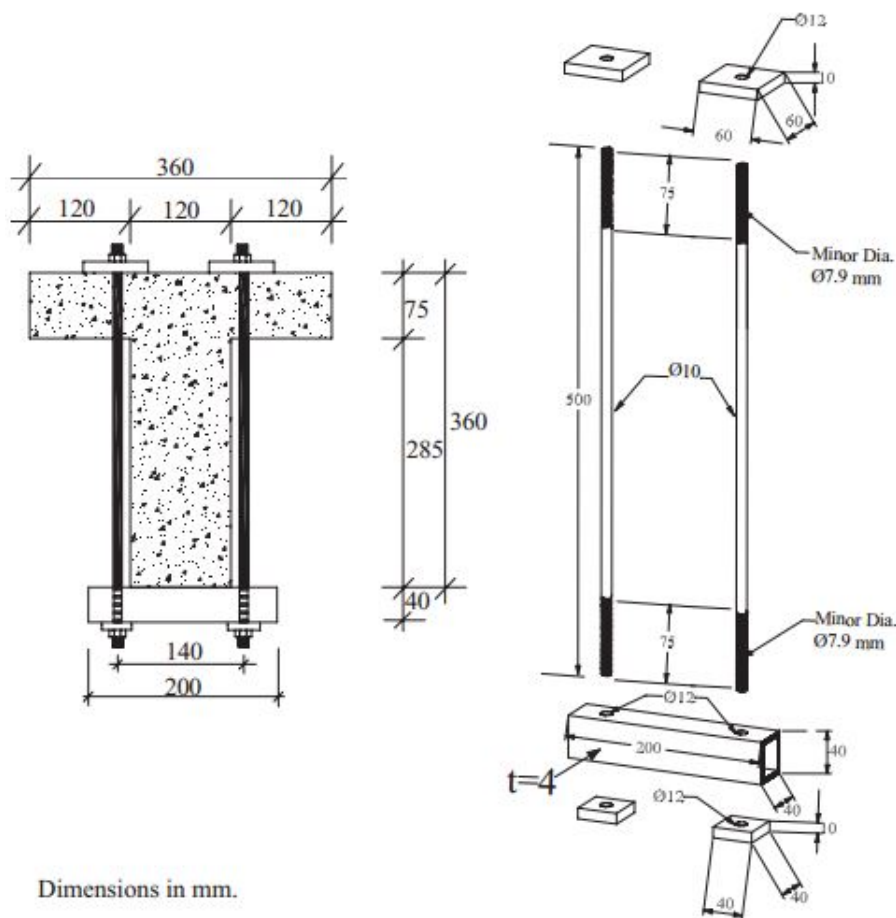
شکل ۱۴.۲: گوشه مقاومسازی شده با دورپیچ در آزمایش رابینوویچ و همکارش [۲۷]

آلتین^۱ و همکاران [۲۸] به دنبال روشی اقتصادی برای مقاومسازی و تعمیر سازه‌های بتنی موجود بودند. هدف اصلی آن‌ها انجام آزمایش برای بررسی رفتار تیرهای تحت خمش مقاومسازی شده با گیره‌هایی بود که رفتاری مشابه خاموت از خود نشان می‌دادند و باعث بهبود مقاومت برشی سازه می‌شدند. شکل ۱۵.۲ و ۱۶.۲ جزئیات شیوه مقاومسازی آن‌ها را نشان می‌دهد. نتایج آزمایش آن‌ها نشان می‌داد که این روش مقاومسازی مؤثر واقع می‌شود و نمونه‌ها مقاومت، صلبیت و شکل‌پذیری بهتری از خود نشان می‌دهند. این گیره‌ها ترک‌های برشی را کنترل می‌کردند و باعث رفتار خمشی شکل‌پذیر در تیرها می‌شدند.

در سال ۲۰۰۴ نابل^۲ و همکاران [۲۹] استفاده از یک نوع الیاف پلیمری به هم بافته شده سه بعدی را جهت مقاومسازی تیرهای بتنی مسلح مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها این نوع مقاومسازی را جهت جلوگیری از اشکالات معمول موجود در روش‌های مقاومسازی با FRP توسعه دادند. در ابتدا خواص ایده‌آل مصالح مقاومسازی برای تیرهای بتنی مسلح را بررسی کردند و سپس به مطالعه تحلیلی برای شناسایی اثر لغزش قطری الیاف، در هنگام بارگذاری پرداختند. در ادامه بر اساس تحقیقات خود الیاف به هم بافته شده را ساختند و خواص مکانیکی آن را به صورت آزمایشگاهی محاسبه کردند. شکل ۱۷.۲ نمونه ساخته شده توسط آن‌ها را نشان می‌دهد. آن‌ها از این الیاف به هم بافته شده برای مقاومسازی چهار تیر بتنی مسلح در خمش و برش استفاده کردند. نتایج آزمایش آن‌ها نشان می‌داد که الیاف به هم بافته شده برای اهدافی که آن‌ها در نظر گرفته‌اند، مناسب است. شکل ۱۸.۲ جزئیات آزمایش آن‌ها را نشان می‌دهد.

¹ Altin

² Nabil



Dimensions in mm.

شکل ۱۵.۲: جزئیات گیره‌ها در آزمایش آلتین و همکاران [۲۸]



شکل ۱۶.۲: تیر مقاوم‌سازی شده در آزمایش آلتین و همکاران [۲۸]



شکل ۱۷.۲: الیاف به هم بافته شده طراحی شده توسط نابیل و همکاران [۲۹]



شکل ۱۸.۲: جزئیات آزمایش نابیل و همکاران [۲۹]

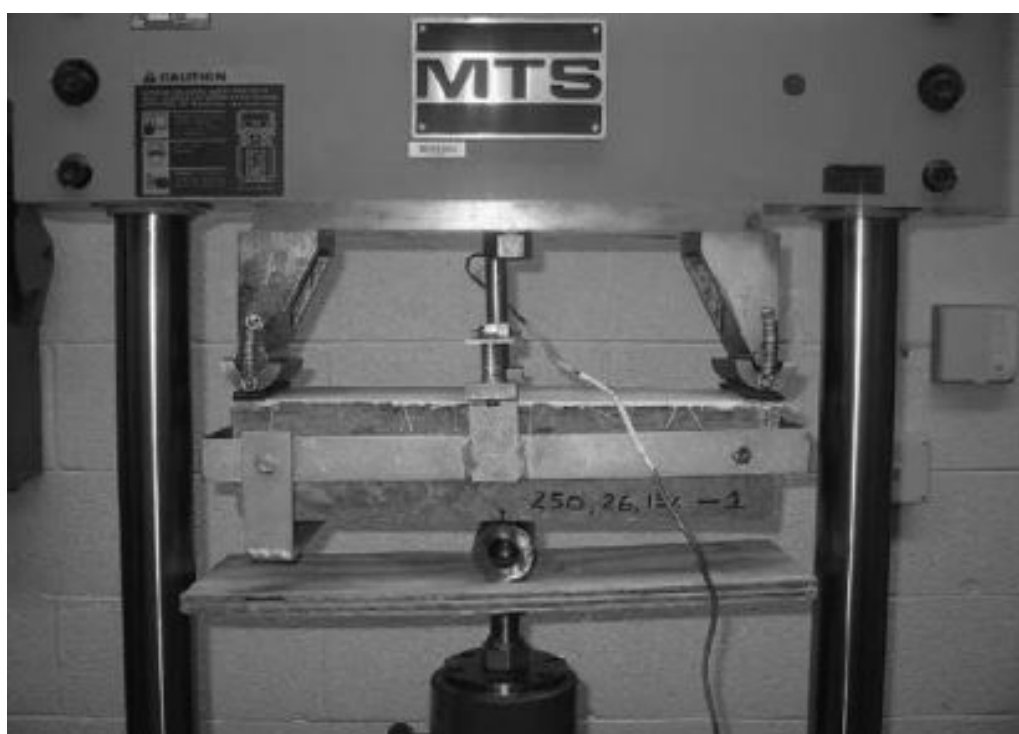
در سال ۲۰۰۴ هاوسمن^۱ و همکارش [۳۰] به بررسی ظرفیت باربری، شکل پذیری و جذب انرژی تیرهای بهسازی شده با کامپوزیت‌های پلیمری الیافی اسپری شده (SFRP) پرداختند. آن‌ها قصد داشتند امکان‌پذیری استفاده از SFRP را برای تعمیر و مقاومسازی تیرهای آسیب دیده ارزیابی کنند. بدین منظور آزمایش‌های خمش سه نقطه‌ای بر روی دو گروه تیرهای آسیب دیده و آسیب ندیده انجام دادند، تا عملکرد تیرها بعد از اعمال SFRP را بررسی کنند. پارامترهای آزمایشگاهی مورد بررسی آن‌ها ضخامت پوشش، طول الیاف و مصالح الیاف بودند. نتایج آزمایش آن‌های گویای این بود که استفاده از SFRP ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و ظرفیت

¹ Hausmann

جذب انرژی را افزایش می‌دهد.



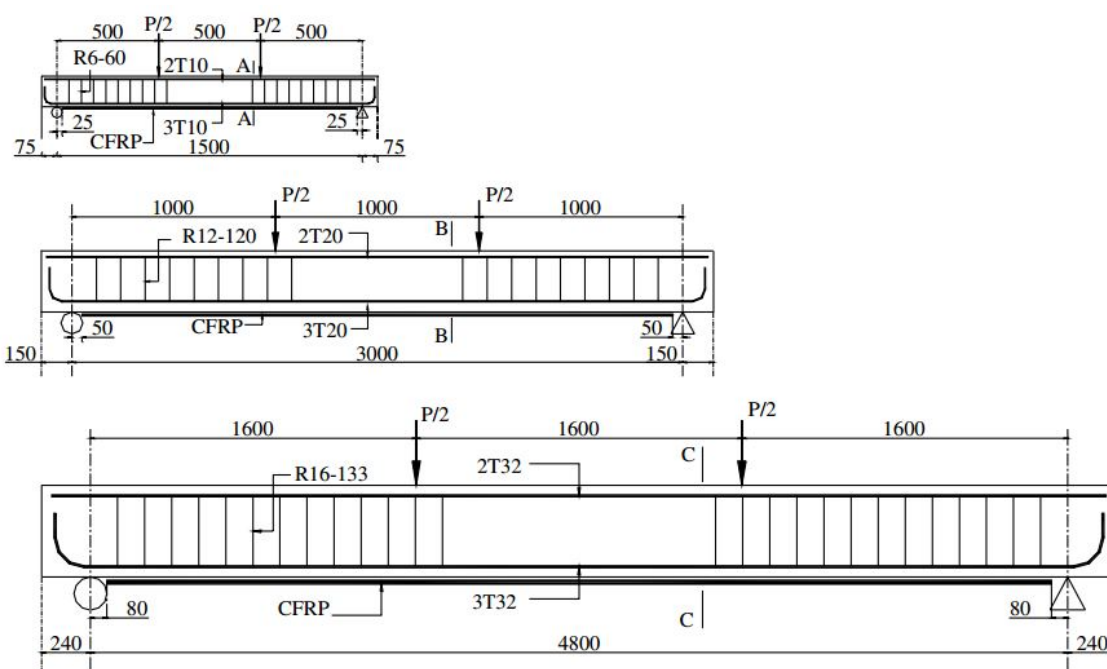
شکل ۱۹.۲: اعمال SFRP به تیرها در آزمایش هاووسمن و همکارش [۳۰]



شکل ۲۰.۲: جزئیات آزمایش هاووسمن و همکارش [۳۰]

در سال ۲۰۰۵ مالچ و همکارش [۳۱] به پژوهش بر روی تمرکز تنش در نقطه قطع شدن FRP و مدهای شکست تیرهایی که با استفاده از CFRP به صورت خمشی مقاوم‌سازی شده بودند، پرداختند. پارامترهای مورد بررسی آنها اندازه تیر و ضخامت CFRP بود. شکل ۲۱.۲ جزئیات آزمایش آنها را نشان می‌دهد. هدف آنها بررسی تأثیر کاهش مقیاس تیر و ضخامت

FRP بر روی تنش‌های برشی تماسی و مدهای شکست تیرهای مقاومسازی شده بود. آن‌ها در بررسی خود هفده تیر مقاومسازی شده با FRP را تحت آزمایش قرار دادند. سه ارتفاع مختلف برای تیر و دو ضخامت مختلف برای CFRP در نظر گرفتند. نتایج آزمایش آن‌ها نشان می‌داد که افزایش اندازه تیر و یا ضخامت FRP باعث افزایش تنش برشی تماسی در FRP در محل انقطاع آن می‌شود.



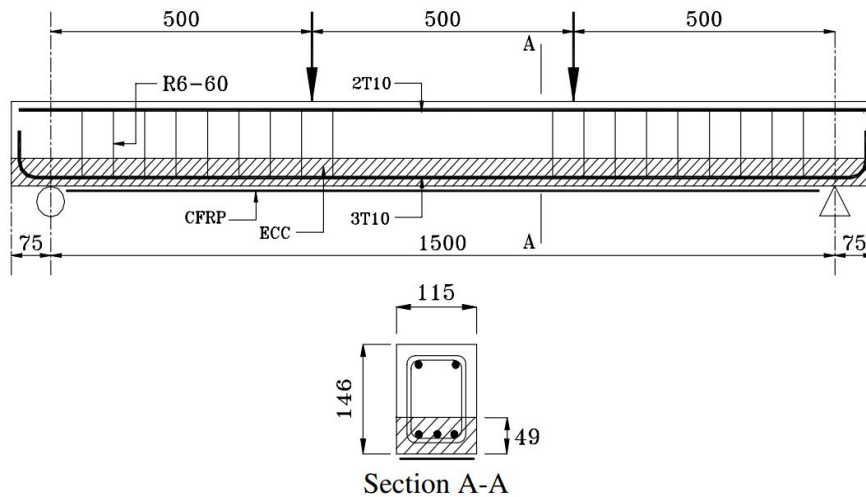
شکل ۲۱.۲: جزئیات آزمایش مالچ و همکارش [۳۱]

در سال ۲۰۰۵ لئونگ^۱ [۳۲] آزمایشی بر روی تیرهای بتنی انجام داد تا تأثیر استفاده از ECC را در ترکیب با FRP بر روی عملکرد تیرها را بررسی کند. شکل ۲۲.۲ جزئیات آزمایش او را نشان می‌دهد. نتایج آزمایش وی نشان داد که تیرهایی که در آن‌ها از ECC استفاده شده است، مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهند. همچنین نتایج گویای این بود که استفاده از ECC جدا شدن لایه FRP به تأخیر می‌اندازد.

با توجه به این که تخریب غالب زیرساخت‌های حمل و نقل به علت افزایش عمر آن‌ها و افزایش بار ترافیکی اتفاق می‌افتاد، در سال ۲۰۰۶ قورقیو^۲ و همکاران [۳۳] به تحقیق برای یافتن راه‌حلی برای تعمیر این سازه‌ها پرداختند. در گذشته کارهای زیادی در خصوص استفاده از FRP در مقاومسازی تیرها و ستون‌ها انجام شده بود. اما پتانسیل استفاده از آن‌ها در کارهای اجرایی در مقیاس بزرگ، به دلیل نبود داده‌های مربوط به دوام آن‌ها انجام نشده بود. بنابراین آن‌ها تیرهایی را در مقیاس کوچک در شرایط خستگی تحت بارهای چرخه‌ای مختلف، بارگذاری کردند و سپس تا نقطه شکست به صورت مونوتونیک تحت آزمایش خمش چهار نقطه‌ای قرار

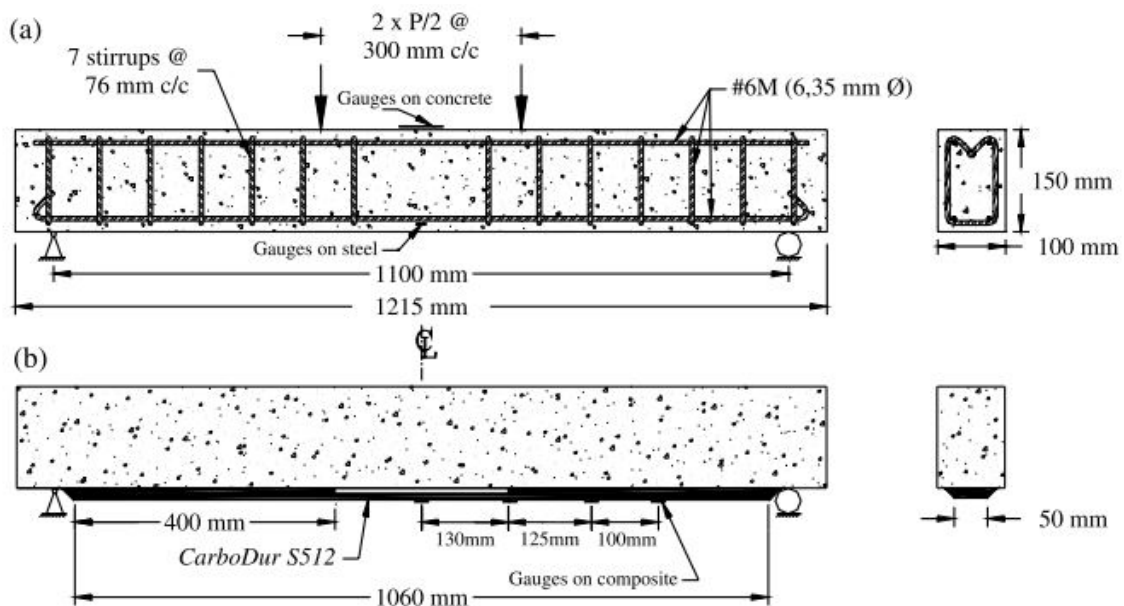
¹Leong

²Gheorghiu



شکل ۲۲.۲: جزئیات نمونه ساخته شده توسط لئونگ [۳۲]

دادند. نتایج آزمایش آن‌ها پتانسیل عملکرد طولانی تیرهای مقاوم‌سازی شده با استفاده از CFRP را در شرایط خستگی نشان می‌داد.

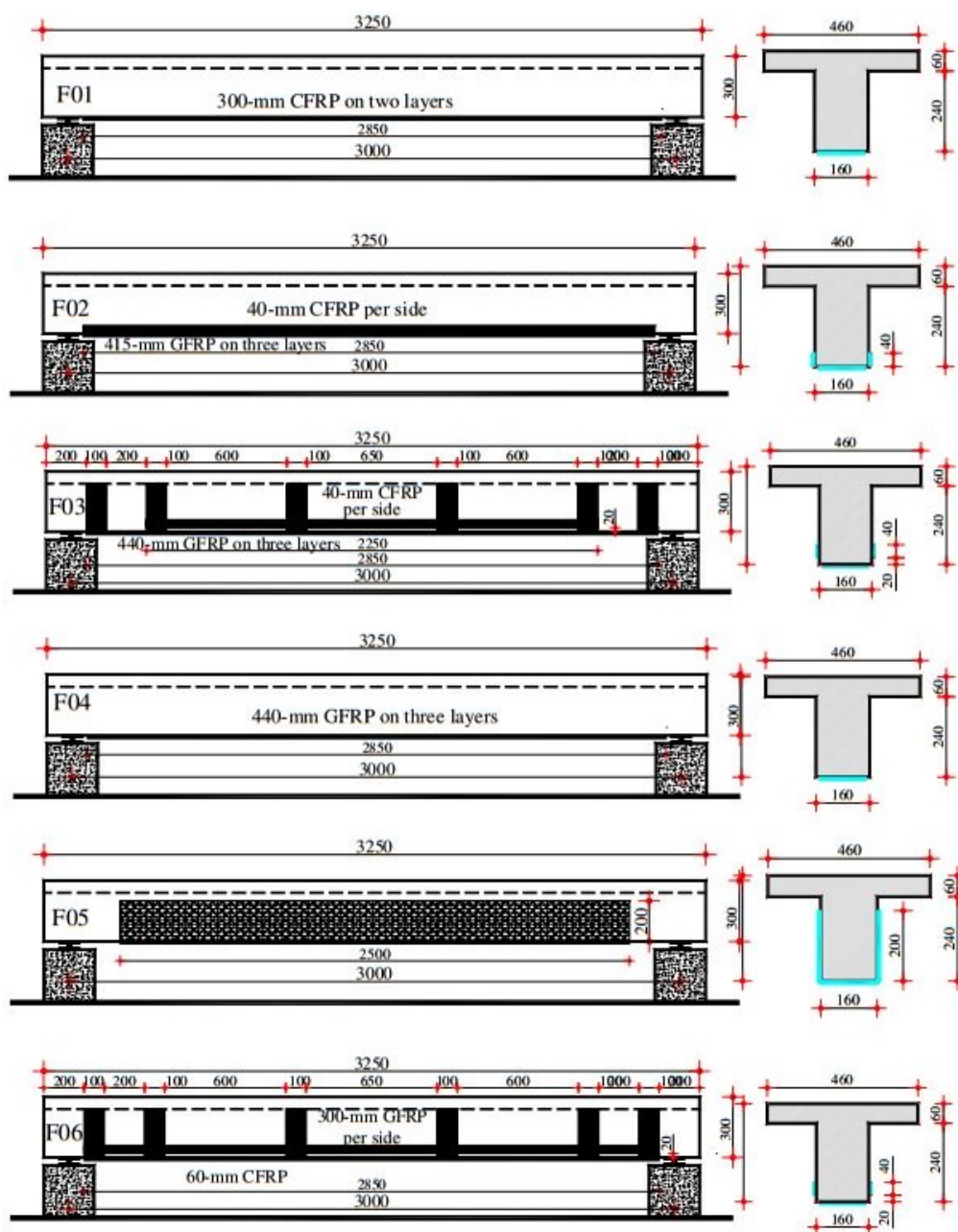


شکل ۲۳.۲: جزئیات آزمایش قورقیو و همکاران [۳۳]

با توجه به این که خواص تنش- کرنش خطی FRP تا لحظه شکست، تأثیری منفی بر روی شکل‌پذیری تیرهای مقاوم‌سازی شده داشت، در سال ۲۰۰۶ حسنی^۱ و همکاران [۳۴] بر روی یک شیوه جدید مقاوم‌سازی تمرکز کردند. استفاده از ورق‌های ترکیبی FRP، که در واقع ترکیبی از کربن و شیشه یا شیشه و آرامید بودند، می‌توانست رفتار مصالح را به غیرخطی تغییر دهد. در واقع هدف آن‌ها بررسی عملکرد تیرهای بتنی مسلح مقاوم‌سازی شده با ورق‌های FRP

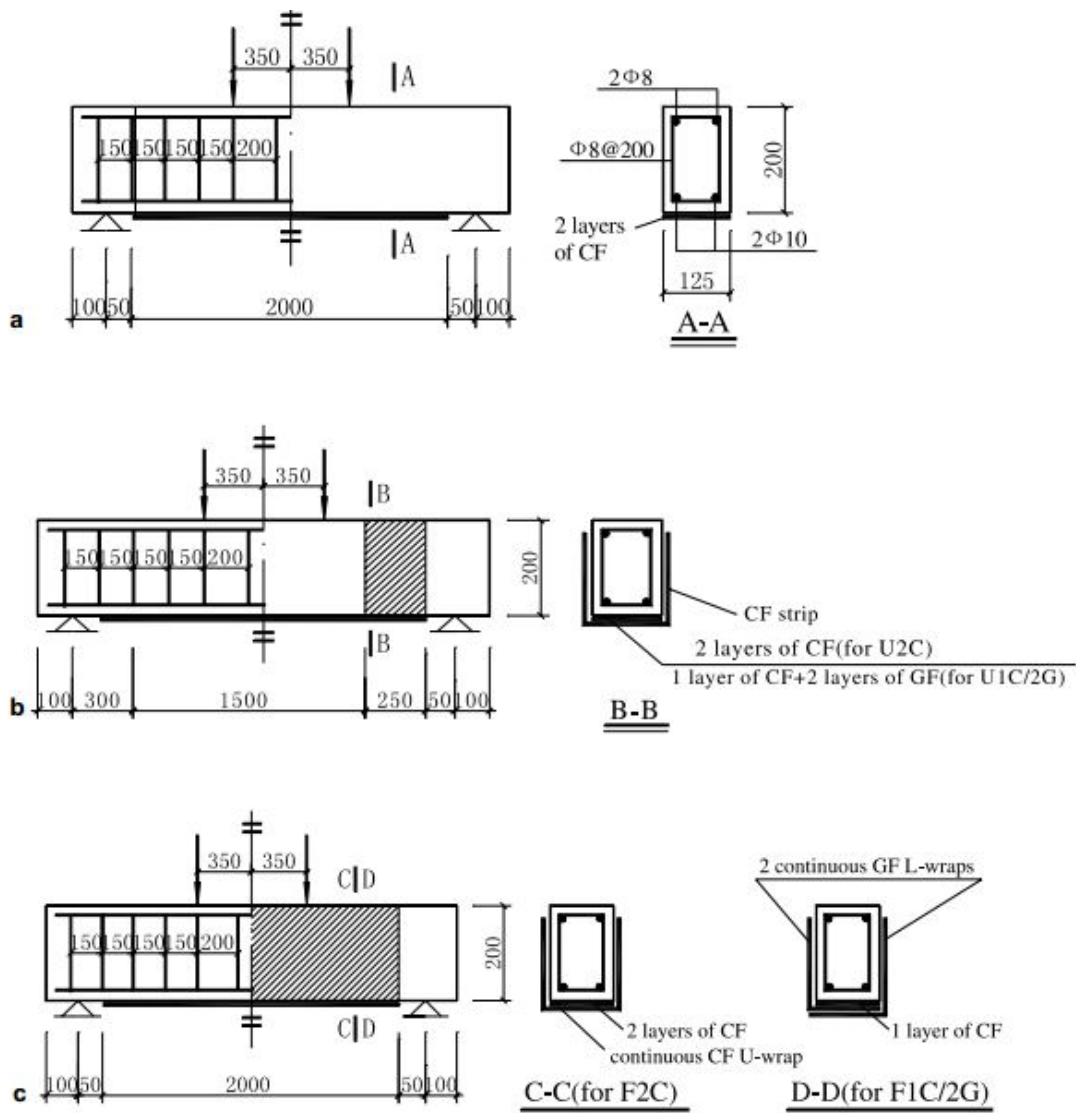
^۱ Hosny

ترکیبی (HFRP) بود. در شکل ۲۴.۲ جزئیات طرح‌های مقاوم‌سازی آن‌ها نمایش داده شده است. آن‌ها دوازده تیر T شکل را ساختند. تیرها تا لحظه شکست تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. جهت الیاف، محل و ترکیب الیاف کربن و شیشه برای رسیدن به بهترین طرح مقاوم‌سازی مورد آزمایش قرار گرفتند. در ادامه آن‌ها از یک مدل تحلیلی بر مبنای تنش- کرنش بتن، فولاد و FRP استفاده کردند و یک راهنمای طراحی برای مقاوم‌سازی تیرها با FRP و HFRP ارائه دادند.



شکل ۲۴.۲: طرح‌های مقاوم‌سازی در آزمایش حسنی و همکاران [۳۴]

در سال ۲۰۰۷ زیونگ^۱ و همکارانش [۳۵] برای جلوگیری از جدا شدن پوشش بتن به تحقیق بر روی شیوه‌ای از مقاوم‌سازی که در آن از ترکیب الیاف پلیمری کربن یک جهته (CFRP) و الیاف پلیمری شیشه‌ای دو طرفه (GFRP) استفاده شده بود، پرداختند. آن‌ها امکان‌پذیری و مزیت‌های احتمالی این شیوه مقاوم‌سازی را مورد بررسی قرار دادند. در ادامه آزمایشات جامعی را بر روی ده نمونه تیر انجام دادند. شکل ۲۵.۲ جزئیات آزمایش آن‌ها را نشان می‌دهد. نتایج آزمایش آن‌ها نشان می‌داد که این شیوه مقاوم‌سازی نه تنها از جدا شدن پوشش بتن در قسمت تحتانی جلوگیری می‌کند بلکه ظرفیت تغییر شکل تیر را به مقدار قابل توجهی افزایش می‌دهد.



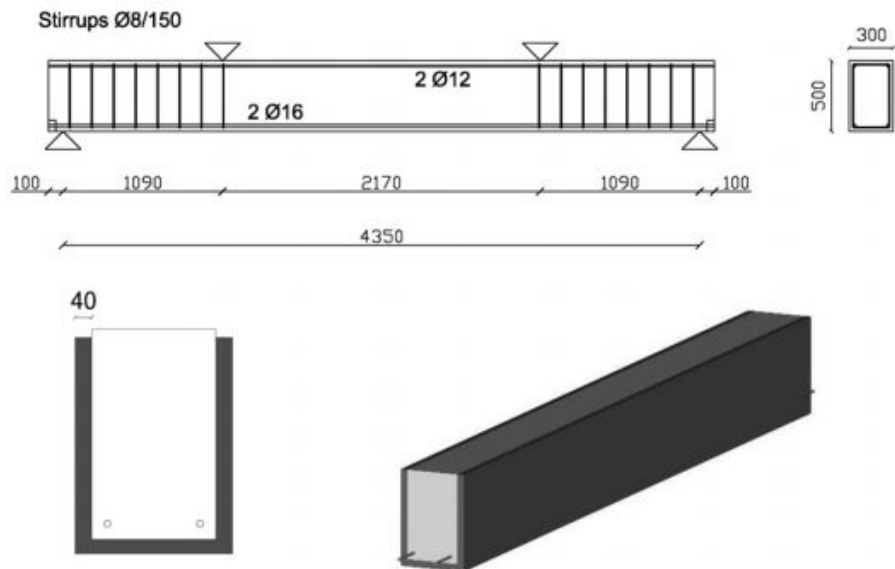
شکل ۲۵.۲: جزئیات آزمایش زیونگ و همکاران [۳۵]

در سال ۲۰۱۰، گیوانی^۲ و همکارانش [۳۶] بر روی مقاوم‌سازی تیر بتن مسلح تحقیقاتی

¹ Xiong

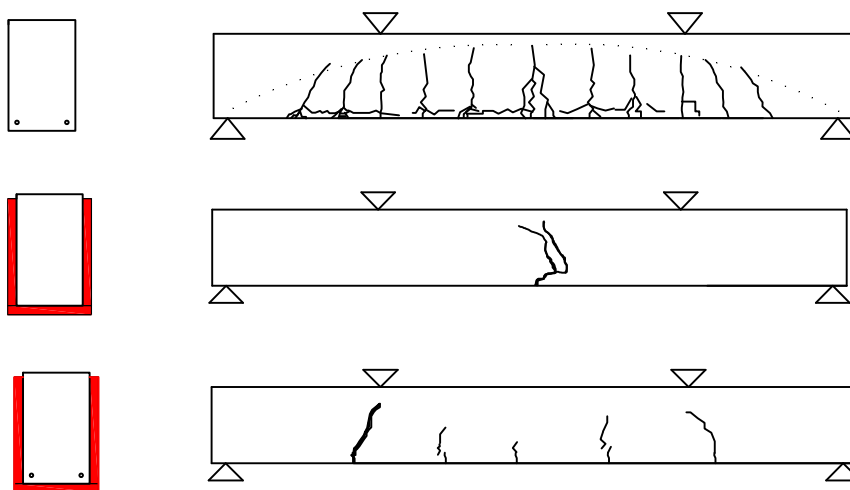
² Giovanni

انجام دادند. آن‌ها با استفاده از یک ژاکت FRC با رفتار سخت‌شوندگی کششی یک تیر بتنی مسلح با طول دهانه ۴.۵۵ متر را مقاومسازی کردند. شکل ۲۶.۲ جزئیات آزمایش آن‌ها را نشان می‌دهد. شکل ۲۷.۲ الگوی ترک‌های ایجاد شده در تیرها را در لحظه گسیختگی نشان



شکل ۲۶.۲: جزئیات آزمایش مقاومسازی گیووانی و همکاران [۳۶]

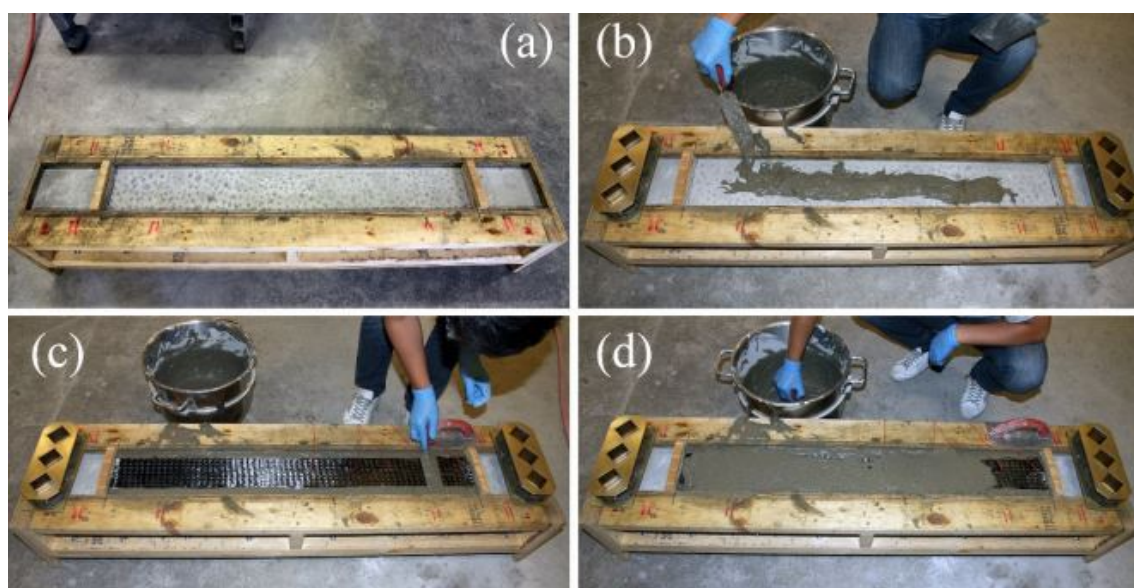
می‌دهد. نتایج آزمایش آن‌ها نشان می‌داد که استفاده از ژاکت HPFRC ظرفیت باربری تیر را به



شکل ۲۷.۲: الگوهای ترک نمونه‌ها در آزمایش گیووانی و همکاران [۳۶]

میزان ۲.۱۵ برابر افزایش می‌دهد، همچنین سختی و شکل‌پذیری تیر را افزایش می‌دهد. سازه‌های بتنی مقاومسازی شده با استفاده از کامپوزیت‌های FRP و حسپ‌های پلیمری در برابر آتش ضعیف بودند. به همین دلیل این تکنولوژی به شرایطی که خطر آتش‌سوزی کم بود، محدود می‌شد. اگرچه کامپوزیت‌های چسبنده نسبت به همتای پلیمری خود مقاومت

بهتری در برابر آتش نشان می‌دادند اما مشکل آن‌ها ترد بودن و کنده شدن در دمای بالا بود. بنابراین لی^۱ و همکارش [۳۷] به فکر استفاده از یک سیستم ترکیبی CFRP-ECC افتادند. در سیستم آن‌ها CFRP در ECC مدفون می‌شد. CFRP به عنوان یک المان اصلی باربر عمل می‌کرد در حالی که ECC به عنوان یک لایه چسبنده برای محافظت از CFRP و انتقال بار بین CFRP و عضو بتنی عمل می‌کرد. با توجه به این که ECC شکل‌پذیر بود، در هنگام آتش‌سوزی کنده نمی‌شد. در ادامه آن‌ها تیر بتنی مقاوم‌سازی شده با ترکیب CFRP-ECC را تحت آزمایش خمش چهار نقطه‌ای قرار دادند. شکل ۲۸.۲ و ۲۹.۲ جزئیات آزمایش آن‌ها را نمایش می‌دهد. نتایج آزمایشگاهی آن‌ها نشان می‌داد که طول چسبندگی مؤثر بین CFRP و ECC باید از ۱۷۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد. زمانی که آن‌ها از ترکیب CFRP-ECC برای مقاوم‌سازی تیر بتنی استفاده کردند، به صورت ناگهانی لایه ترکیبی از تیر بتنی جدا شد. بنابراین عملکرد خمشی تیر بتنی به مقدار کمی بهبود یافت. آن‌ها پیشنهاد کردند برای جلوگیری از این اتفاق بایستی در سطح بین بتن و لایه ترکیبی از روش‌های خلاقانه‌ای برای مهاربندی استفاده شود.

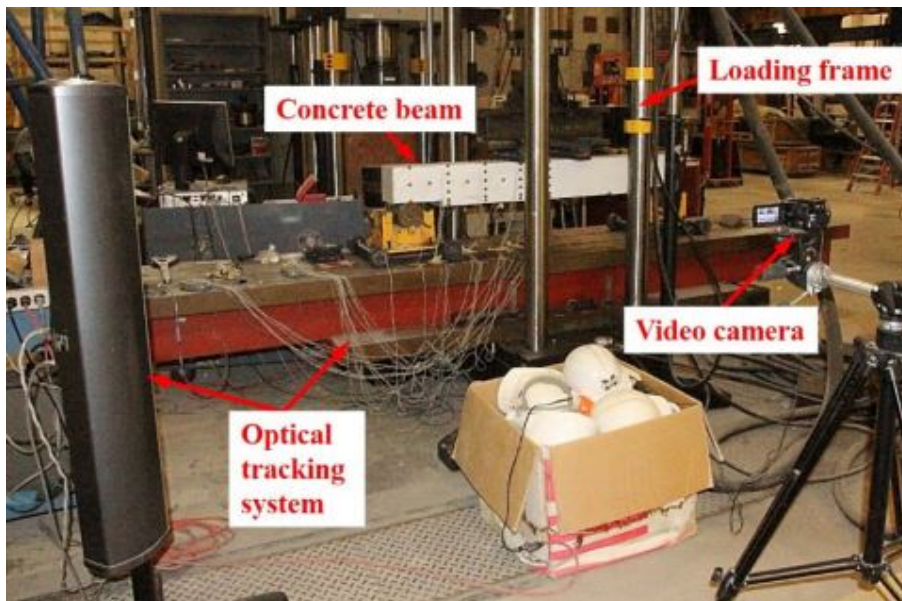


شکل ۲۸.۲: مراحل مقاوم‌سازی در آزمایش لی و همکارش [۳۷]

هانگ^۲ و همکارش [۳۸] به پژوهش بر روی عملکرد ژاکت ECC برای بهسازی اعضای بتنی مسلح ضعیف از نظر برش پرداختند. آن‌ها شش تیر بتنی طره را آماده کردند و پنج عدد از آن‌ها را با ژاکت بهسازی کردند. پارامترهای مورد بررسی، خواص ژاکت، ECC و ملات به عنوان ماتریس، وجود یا عدم وجود شبکه‌بندی فولادی و میلگردهای به هم جوش شده یا شبکه میلگردها بودند. آن‌ها عملکرد طرح‌های مختلف ژاکت ECC با استفاده از آزمایش چرخه‌ای بر روی تیرهای طره را مورد بررسی قرار دادند. عملکرد سازه از نظر الگوی خرابی، حلقه‌های

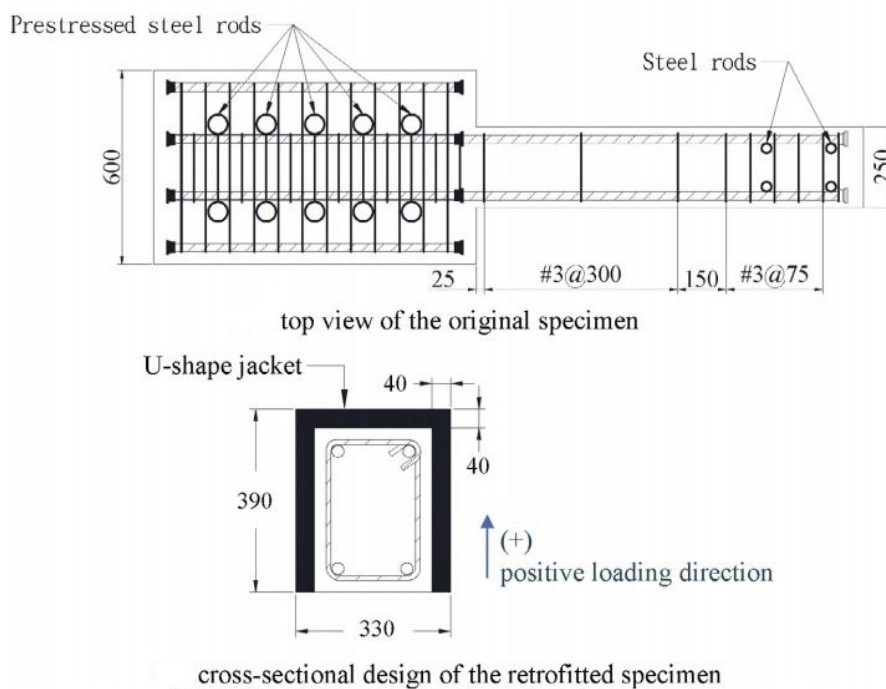
¹ Li

² Hung

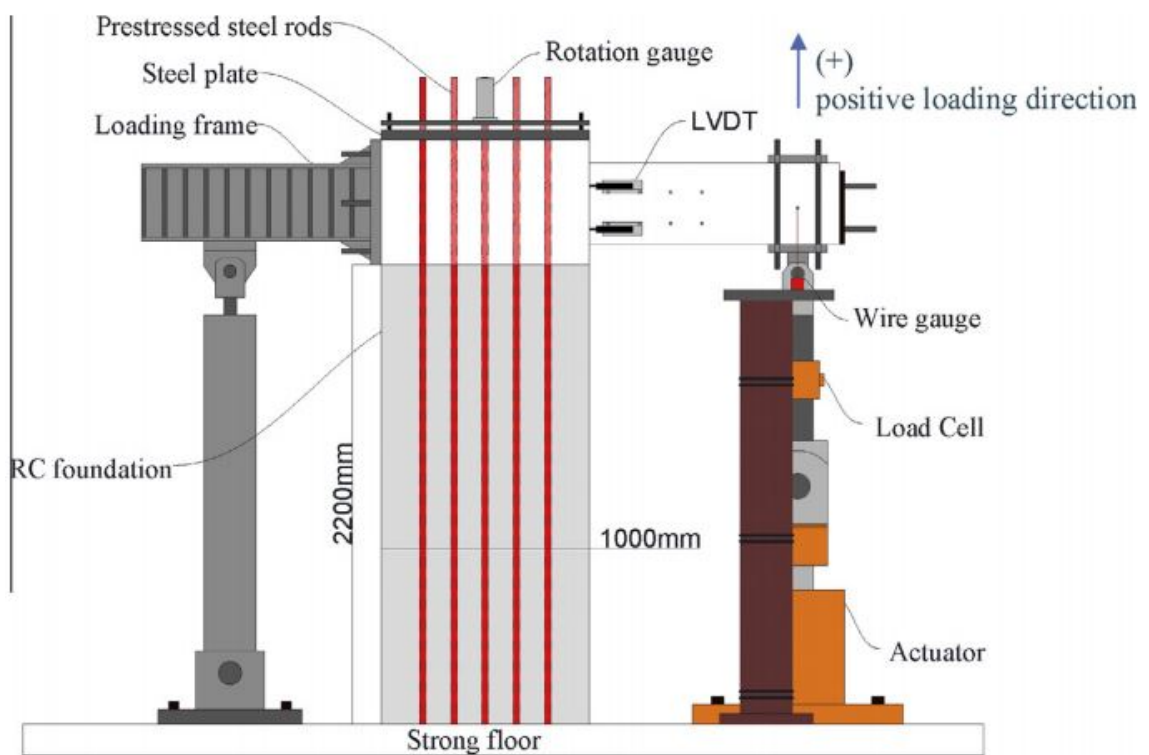


شکل ۲۹.۲: جزئیات آزمایش لی و همکارش [۳۷]

هیستریزیس، جذب انرژی و مدهای شکست مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج آزمایش آن‌ها بیان‌گر این موضوع بود که استفاده از ژاکت ECC بدون شبکه‌بندی فولادی منجر به بهبود رفتار چرخه‌ای تیرها به مقدار قابل توجهی می‌شود. همچنین از نظر عملکرد چندگانه ژاکت ECC با یک لایه شبکه میلگرد بهترین الگوی مقاومسازی بود.



شکل ۳۰.۲: جزئیات مقاومسازی در آزمایش هانگ و همکارش [۳۸]



شکل ۳۱.۲: جزئیات آزمایش هانگ و همکارش [۳۸]

فصل ۳

مبانی مدل سازی اجزاء محدود

۱.۳ مقدمه

در اغلب سازه‌ها بتن سازه‌ای یکی از اصلی‌ترین مصالح را تشکیل می‌دهد. بررسی آسیب‌پذیری و سطح عملکرد سازه‌ها نیازمند ارزیابی رفتار غیر خطی مصالح است. رفتار غیر خطی بتن مسلح ناشی از رفتار خمیری میلگردها، ترک‌خوردگی بتن و اندرکنش بین میلگردها می‌باشد. دو راهکار برای بررسی رفتار غیر خطی مصالح وجود دارد: مطالعات آزمایشگاهی، استفاده از برنامه‌های کامپیوتری. با توجه به این که انجام مطالعات آزمایشگاهی همواره دارای هزینه بالا و نیازمند امکانات گسترده می‌باشد، می‌توان بخشی از آن‌ها را توسط روش قدرتمند اجزاء محدودی جایگزین کرد. نرم‌افزارهای اجزاء محدودی متنوع و با کاربردهای مختلفی نیز به‌منظور انجام این مطالعات مورد استفاده قرار می‌گیرند. استفاده از این نرم‌افزارها نیازمند شناخت دقیق از نحوه عملکرد آن‌ها، تئوری‌ها و فرضیات و معادلات حاکم بر آن‌ها می‌باشد. در این فصل سعی شده است تا به‌صورت خلاصه به نحوه صحیح مدل سازی اجزاء محدودی و فرضیات موجود در نرم‌افزار ABAQUS اشاره گردد.

۲.۳ رفتار مصالح بتنی (مدل های بتن موجود در نرم افزار)

در کتابخانه موجود در نرم افزار ABAQUS سه نوع مدل رفتاری برای بتن ارائه شده است که عبارتند از:

- ۱- مدل ترک پخشی^۱
- ۲- مدل ترک خردگی ترد^۲
- ۳- مدل ترکیبی پلاستیک- خسارت بتن^۳

۱.۲.۳ مدل ترک پخشی

از این مدل می توان برای شبیه سازی رفتار بتن تحت بارهای یکنواخت و فشار محصورکنندگی کم استفاده کرد. در این مدل ترک زمانی اتفاق می افتد که تنش موجود به حد صفحه گسیختگی برسد. صفحه گسیختگی با تنش معادل و تنش انحرافی^۴ رابطه خطی دارد. از این مدل رفتاری تنها در روش ضمنی استفاده می شود.

۲.۲.۳ مدل ترک خردگی ترد

این مدل در ABAQUS بیش تر برای مواقعی استفاده می شود که ترک های کششی بتن مد غالب بر رفتار بتن است و در کل رفتاری ترد در مصالح را شاهد هستیم. یکی از ضعف های این مدل در نظر نگرفتن خسارت فشاری یا همان خرد شدن بتن است. در این مدل، رفتار فشاری بتن همیشه به صورت الاستیک خطی در نظر گرفته می شود.

۳.۲.۳ مدل ترکیبی پلاستیک- خسارت بتن

در این مدل رفتاری ترک خوردگی در بتن با اصلاح سختی در المان های بتن انجام می شود. بنابراین بتن ترک خورده یک ماده همگن و پیوسته خواهد بود که در آن به جای مدل سازی ترک ها، آسیب دیدگی هر المان مدل می شود. در این مدل بر خلاف مدل ترک ترد، دو نوع مد خرابی قابل تشخیص می باشد: خردشدگی بتن در فشار و ایجاد ترک های کششی. این مدل رفتاری توانایی حل مسائل با هر دو روش صریح و ضمنی را دارد. در اکثر مقالات

¹ Concrete Smeared Cracking

² Brittle Cracking

³ Concrete Damaged plasticity Cracking

⁴ Equivalent Deviatoric Stress

معتبر از این روش برای شبیه‌سازی رفتار بتن در آباکوس استفاده می‌شود [۳۹، ۴۰، ۴۱، ۴۲]. در این پایان‌نامه از مدل ترکیبی پلاستیک-خسارت بتن برای شبیه‌سازی رفتار بتن و کامپوزیت‌های سیمانی سخت‌شونده استفاده شده است. این مدل برای اولین بار توسط لوبلینر و همکاران [۴۳] توسعه پیدا کرد. این مدل علاوه بر مدل‌سازی بتن، توانایی مدل‌سازی رفتار مصالح شبه‌ترد نظیر سنگ، ملات و سرامیک را دارد. رفتار بتن در فشار محصورشدگی کم به صورت شکننده است. در این حالت خرابی در بتن به صورت خردشدگی در فشار یا ترک‌خوردگی در کشش اتفاق می‌افتد. در فشار محصورشدگی بالا، بتن خاصیت شکنندگی خود را از دست می‌دهد، بنابراین مدل پلاستیک-خسارت برای برای شبیه‌سازی رفتار بتن در فشار محصورشدگی بالا کارایی ندارد.

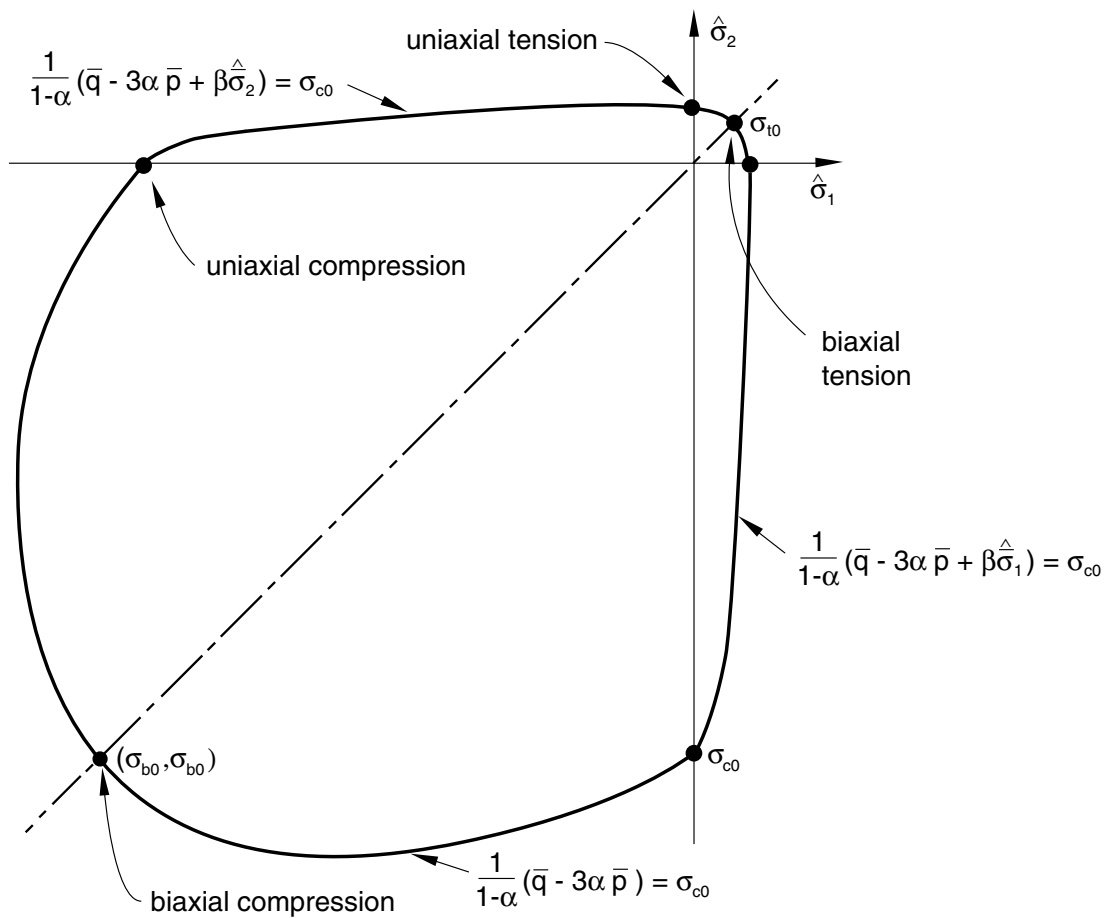
از دیگر قابلیت‌های این مدل می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- توانایی مدل‌سازی بتن ساده و مسلح
- شبیه‌سازی رفتار بتن تحت بارگذاری یکنواخت، چرخه‌ای و دینامیکی تحت فشار محصورشدگی پایین (فشار محصور شدگی کمتر از یک پنجم مقاومت مشخصه بتن)
- توانایی مدل‌سازی بتن و سایر مصالح نیمه شکننده در قالب تیر، خرپا و پوسته
- استفاده از ترکیب تئوری پلاستیسیته ایزوتروپیک و خسارت الاستیک ایزوتروپیک برای شبیه‌سازی رفتار غیر خطی بتن
- قابلیت استفاده به همراه میلگرد برای شبیه‌سازی بتن مسلح
- حساس به نرخ کرنش (نرخ بارگذاری) به طور کلی مدل خسارت خمیری برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی بتن و وقوع خسارت در آن از معیارها و قوانینی پیروی می‌کند که در زیر آمده است:

- ۱- معیار تسلیم برای تشخیص شروع تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی
- ۲- قانون سخت‌شدگی یا نرم‌شدگی برای تعیین وضعیت تکمیل سطح تسلیم
- ۳- قانون جریان برای تعیین نمو کرنش‌های خمیری
- ۴- معیار خسارت برای برآورد میزان آسیب‌دیدگی نمونه

۱.۳.۲.۳ سطح تسلیم

در مدل پلاستیک-خسارت بتن از سطح تسلیم بارسلونا که توسط لوبلینر و همکاران [۴۳] ارائه شد، استفاده می‌شود. سطح تسلیم بارسلونا مطابق شکل ۱.۳ توسط رابطه (۱.۳) برحسب تنش‌های مؤثر σ تعریف می‌شود. مدل خسارت-پلاستیک بتن، همان تعمیم یافته معیار شکست دراگر-پراگر است. در این معیار سطح شکست مخروطی شکل است که یکی از تئوری‌های قوی در مدل‌سازی شکست در قطعه‌های بتن‌آرمه می‌باشد [۴۵]. در مدل



شکل ۱.۳: سطح تسلیم در حالت تنش دو محوری در صفحه تنش های اصلی [۴۴]

خسارت-پلاستیک تابع تسلیم به صورت زیر می باشد:

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})(\bar{\sigma}_{max}) - \gamma(-\bar{\sigma}_{max})) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (1.3)$$

متغیرهای تابع تسلیم به صورت زیر تعریف می شوند.

$$\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma} : I \quad (2.3)$$

$$\bar{S} = \bar{p}I + \bar{\sigma} \quad (3.3)$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{S} : \bar{S}} \quad (4.3)$$

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}; 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad (5.3)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (6.3)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (7.3)$$

که در روابط فوق :

\bar{p} : تانسور تنش هیدرواستاتیک مؤثر

\bar{q} : تانسور تنش میزز مؤثر معادل

\bar{S} : تانسور تنش انحرافی

$\bar{\sigma}_{max}$: حداکثر تنش مؤثر اصلی

σ_{b0}/σ_{c0} : نسبت مقاومت فشاری دو محوره به تک محوره بتن

K_c : نسبت دومین نامتغیر تنش در نصف النهار کششی به مقدار آن در نصف النهار فشاری در

شروع تسلیم

$\bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl})$: تنش پیوستگی فشاری مؤثر

$\bar{\sigma}_t(\bar{\epsilon}_t^{pl})$: تنش پیوستگی کششی مؤثر

در شکل ۲.۳ سطح تسلیم در صفحه دویاتوریک^۱ نمایش داده شده است. شکل این صفحه به ضریب K_c وابسته است. مقدار این ضریب از ۰.۵ تا ۱ متغیر می باشد. در صورتی که مقدار K_c ، ۱ اختیار شود، معیار دراگر-پراگر حاصل خواهد شد. در این حالت سطح تسلیم دایره خواهد بود.

۲.۳.۲.۳ قانون سخت شدگی

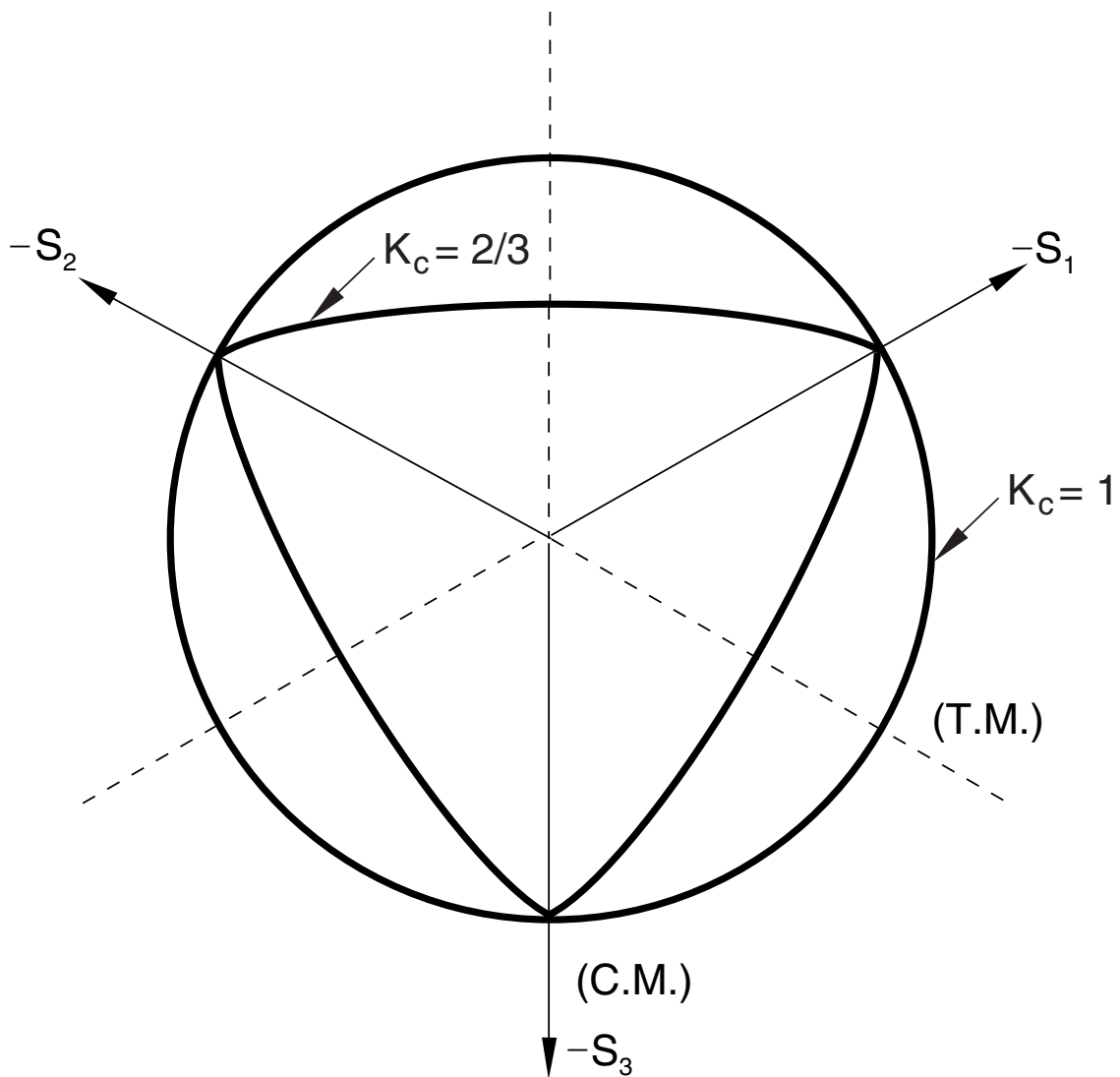
قسمت سخت شدگی منحنی تنش- کرنش، توالی پیوسته رویدادهای تسلیم را نشان می دهد. به هر رویداد تسلیم یک سطح تسلیم اختصاص داده می شود. با رسیدن به اولین تسلیم، قانون سخت شدگی موقعیت سطح تسلیم بعدی را مشخص می کند [۴۶]. کرنش خمیری در کشش $\bar{\epsilon}_t^{pl}$ و در فشار $\bar{\sigma}_c^{pl}$ متغیرهای سخت شدگی در مدل خسارت-پلاستیک بتن هستند که وضعیت تکامل سطح تسلیم را مشخص می کنند.

۳.۳.۲.۳ رفتار بتن در کشش و فشار تک محوره

رفتار بتن تحت بارگذاری کششی تک محوره تا قبل از رسیدن تنش ها به مقاومت کششی بتن، به صورت خطی در نظر گرفته می شود. مقاومت کششی بتن حد ترک خوردگی متناظر با شکل گیری ترک های پیش رونده در نظر گرفته می شود. رفتار بتن پس از ترک خوردگی به صورت نرم شدگی کرنشی^۲ در نظر گرفته می شود. رفتار بتن در فشار تک محوره تا قبل از رسیدن تنش بتن به حدود ۴۰ درصد مقاومت فشاری، به صورت خطی در نظر گرفته می شود. با اعمال تنش بیش تر ریزترک ها در بتن گسترش پیدا می کند. در مدل خسارت-پلاستیک بتن، آسیب دیدگی نمونه با اصلاح سختی انجام می گیرد. برای لحاظ کردن اثر ترک خوردگی مربوط

¹ Deviatoric

² Strain Softening



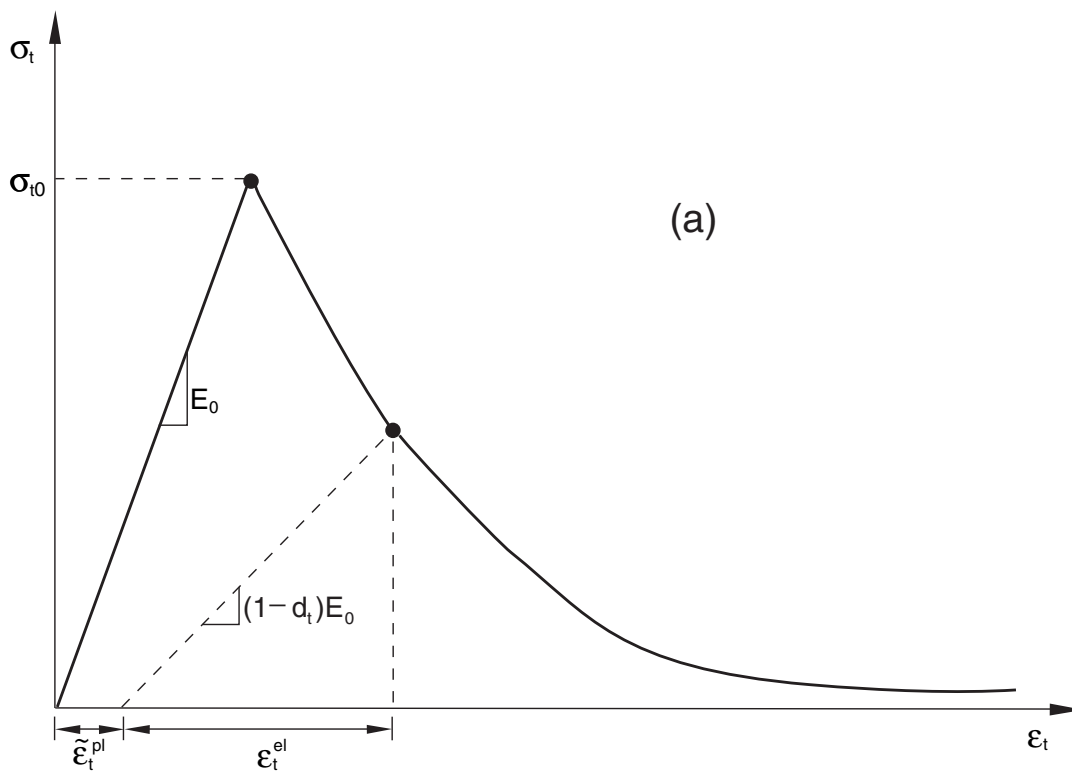
شکل ۲.۳: سطح تسلیم در صفحه دوپاتوریک متناظر با مقادیر مختلف K_c [۴۴]

به تنش‌های کششی و همچنین اثرات ناشی از خردشدگی فشاری به ترتیب از پارامترهای d_t و d_c استفاده می‌گردد. در شکل ۳.۳ و ۴.۳ نمودار تنش- کرنش کششی و فشاری بتن نمایش داده شده است. رابطه ساختاری پارامتر خسارت کششی و فشاری به صورت زیر می‌باشد:

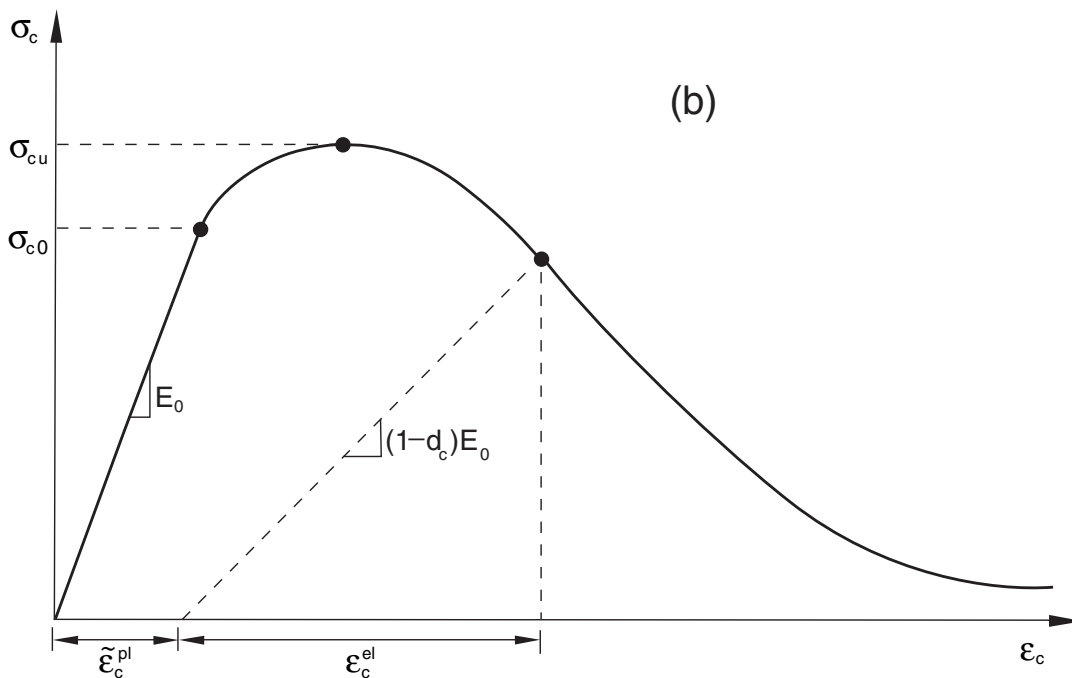
$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (۸.۳)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (۹.۳)$$

پارامترهای خسارت کششی و فشاری در واقع کاهش تماس ذرات و از بین رفتن پیوندهای ریزساختاری را مشخص می‌کنند. پس از ترک‌خوردگی بتن در کشش و یا خردشدگی آن در فشار در هر وضعیت از نمودار تنش-کرنش، مقدار مشخصی آسیب برای بتن در نظر گرفته



شکل ۳.۳: منحنی تنش- کرنش بتن تحت کشش [۴۴]



شکل ۴.۳: منحنی تنش- کرنش بتن تحت فشار [۴۴]

می‌شود. بر اساس فرضیات اوناته [۴۷]، پارامتر خسارت کششی و فشاری تک محوری، قبل از رسیدن بتن به مقاومت کششی و فشاری، صفر می‌باشد. با ورود به ناحیه نرم‌شدگی کرنشی مقدار پارامترهای خسارت کششی و فشاری از روابط (۱۰.۳) و (۱۱.۳) به دست می‌آید.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad (10.3)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad (11.3)$$

۴.۳.۲.۳ رفتار چرخه‌ای تک محوره بتن

در بارگذاری چرخه‌ای، با تغییر بارگذاری از کشش به فشار، ترک‌های کششی بسته می‌شود. در چنین وضعیتی سختی بتن بر حسب سختی اولیه اصلاح می‌گردد.

$$1 - d = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad (12.3)$$

در رابطه (۱۲.۳) متغیر d ، میزان خسارت بتن در در بارگذاری چرخه‌ای است. این متغیر تابعی از خسارت کششی یا فشاری است که بر اساس تنش تک محوره σ_{11} و توابع بازیابی سختی ماده (S) بیان می‌شود.

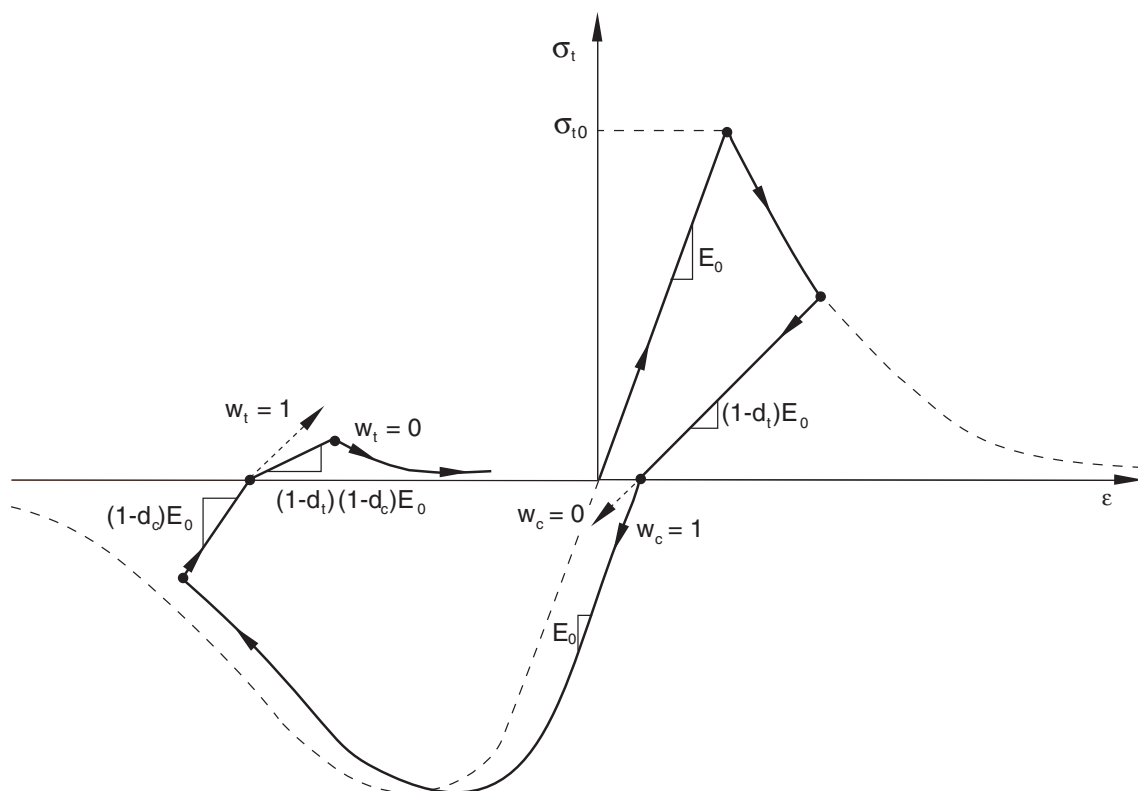
$$S_t = 1 - w_t \dot{r}(\sigma_{11}) \quad (13.3)$$

$$S_c = 1 - w_c \dot{r}(\sigma_{11}) \quad (14.3)$$

$$E = (1 - d)E_0 \quad (15.3)$$

$$\dot{r}(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{if } \sigma_{11} < 0 \end{cases} \quad (16.3)$$

در بارگذاری چرخه‌ای به دلیل تغییر در جهت بارگذاری، از عوامل وزنی w_t و w_c برای کنترل بازیابی سختی استفاده می‌شود. بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی هنگامی که بتن در کشش ترک می‌خورد و جهت بارگذاری عوض می‌شود و بتن تحت فشار قرار می‌گیرد، سختی فشاری بتن که بر اساس ترک‌خوردگی در کشش کاهش یافته بود دوباره احیا می‌شود. از طرف دیگر سختی کششی بتن که در فشار بر اساس ریزترک‌های ناشی از خردشدگی کاهش یافته است قابل بهبود نیست. این رفتارها به صورت پیش فرض نرم‌افزار برای احیا سختی فشاری $w_c = 1$ و برای احیا سختی کششی $w_t = 1$ در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۵.۳ منحنی تنش-کرنش بتن تحت بار چرخه‌ای به همراه پارامترهای خرابی و احیا بتن نمایش داده شده است.



شکل ۵.۳: رفتار چرخه‌ای بتن در مدل خسارت-پلاستیک بتن [۴۴]

۵.۳.۲.۳ الگوی ترک خوردگی

در مدل خسارت-پلاستیک همسانگرد، آسیب‌دیدگی نمونه در همه جهات به صورت یکسان در نظر گرفته می‌شود. بنابراین در محاسبات پردازشگر جهت ترک تعیین نمی‌گردد. راه‌حل جایگزین برای تشخیص دادن راستای ترک خوردگی، استفاده از راستای عمود بر راستای بزرگترین کرنش اصلی است. با توجه به این که در قسمت پس‌پردازنده نرم افزار، راستای تنش و کرنش قابل مشاهده است، به راحتی می‌توان راستای ترک خوردگی را مشاهده کرد.

۴.۲.۳ منحنی رفتاری بتن در فشار تک محوره

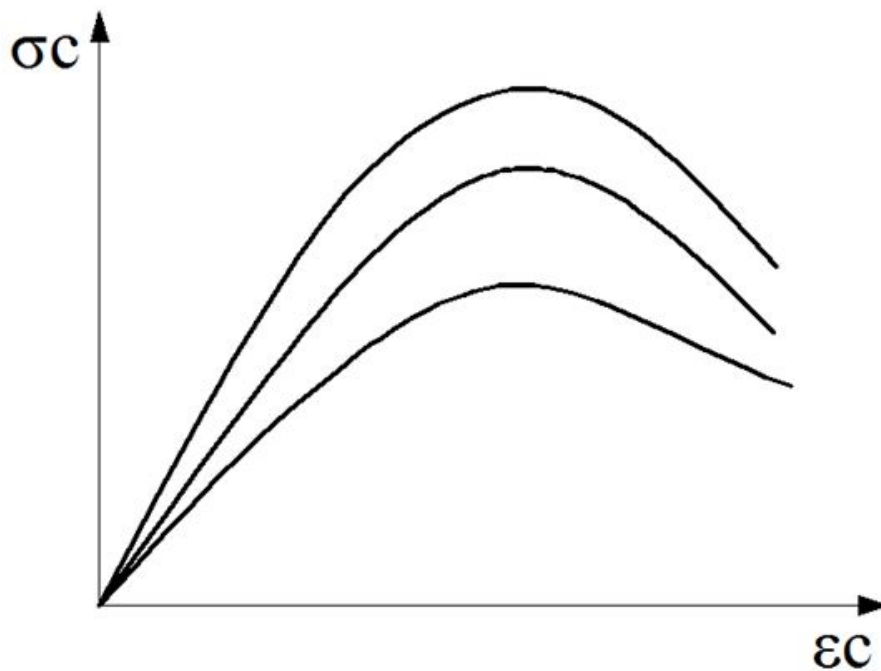
رفتار بتن تحت اثر فشار تک محوره به سه ناحیه تقسیم‌بندی می‌شود. ناحیه الاستیک خطی، ناحیه سخت‌شدگی کرنشی و ناحیه نرم‌شدگی کرنشی. به صورت کلی رفتار بتن در حدود ۴۰ درصد مقاومت مشخصه آن به صورت الاستیک خطی است. پس از آن وارد ناحیه غیر خطی سخت‌شدگی کرنشی می‌گردد. در این محدوده اتصال بین ملات و سنگدانه از بین می‌رود و به تدریج ریزترک‌ها به وجود می‌آید. در طول این فرآیند ترک در داخل ملات سیمان گسترش می‌یابد. در حالت حدی نهایی، به ازای تنش‌های در حد مقاومت مشخصه بتن، ریزترک‌ها به یکدیگر متصل شده و در نهایت بتن گسیخته می‌شود [۴۸]. مدول الاستیسیته نیز بر اساس

رابطه (۱۷.۳) که در آیین نامه ACI ارائه شده تعیین می گردد [۴۹]. برای رفتار تک محوری فشاری بتن بر حسب مقاومت مشخصه و کرنش متناظر با آن مدل های مختلفی ارائه شده است که در ادامه به چند مورد از آنها پرداخته می شود.

$$E = 4700\sqrt{f'_c} \quad (17.3)$$

۱.۴.۲.۳ منحنی پایه پوپویچ

شکل ۶.۳ منحنی پایه پوپویچ^۱ را نمایش می دهد. رابطه (۱۸.۳) معادله رفتاری این مدل را نشان می دهد.



شکل ۶.۳: مدل فشاری پوپویچ [۵۰]

$$f_a = -\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_p} f_p \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_p}\right)} \quad \text{for } \varepsilon_{ci} < 0 \quad (18.3)$$

در رابطه (۱۸.۳) n متغیر مدل است که از رابطه زیر بدست می آید:

$$n = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (19.3)$$

$$E_{sec} = \frac{f_p}{\varepsilon_p} \quad (20.3)$$

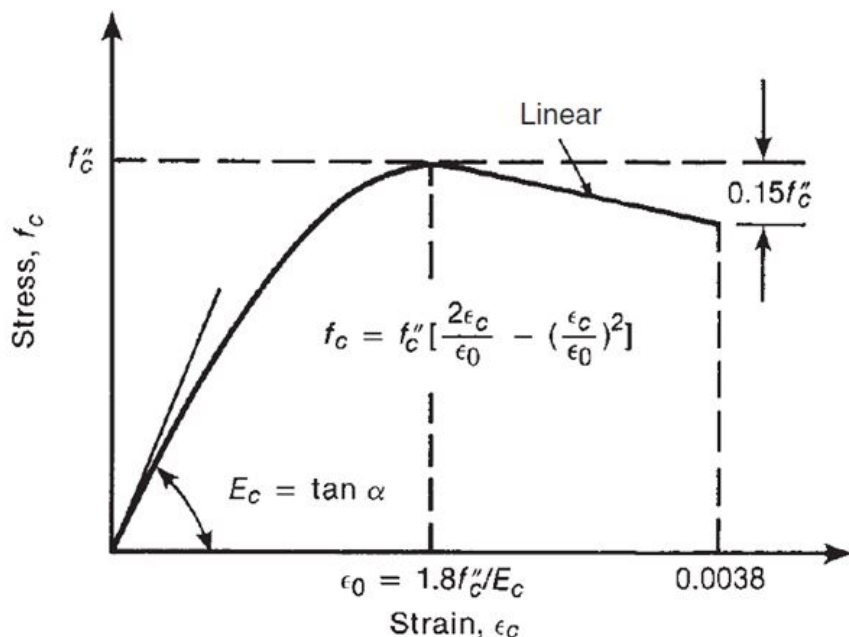
$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad (21.3)$$

¹ Popovics

در روابط فوق E_c و E_{sec} به ترتیب سختی اولیه و سختی سکانتی متناظر با مقاومت مشخصه بتن هستند.

۲.۴.۲.۳ هذلولی اصلاح شده هاگنستاد

این مدل رفتاری برای بتن های تا مقاومتی در حدود ۴۰ مگاپاسکال مورد استفاده قرار می گیرد. شکل ۷.۳ مدل ارائه شده توسط هاگنستاد^۱ را نمایش می دهد. معادله رفتاری شامل



شکل ۷.۳: مدل فشاری هاگنستاد اصلاح شده [۵۱]

سه می درجه ۲ و یک خط نزولی تا کرنش ۰.۰۰۳۸ است [۵۱]. متغیرهای رابطه هاگنستاد به صورت زیر است:

$$\epsilon_0 = 1.8 \frac{f_c''}{E_c} \quad (22.3)$$

$$f_c'' = 0.9 f_c' \quad (23.3)$$

۳.۴.۲.۳ مدل فشاری تورنفیلد

این مدل برای بتن هایی در بازه ۱۵ تا ۱۲۵ مگاپاسکال مورد استفاده قرار می گیرد [۵۲]. رابطه ۲۴.۳ ارتباط بین مقاومت مشخصه و کرنش متناظر با آن را برای این مدل رفتاری نشان می دهد.

$$\frac{f_c}{f_c'} = \frac{n(\epsilon_c/\epsilon_0)}{n-1 + (\epsilon_c/\epsilon_0)^{nk}} \quad (24.3)$$

¹ Hognestad

در رابطه ۲۴.۳ :

f'_c : مقاومت مشخصه بتن

ε_0 : کرنش معادل با مقاومت مشخصه

n : ضریبی برای کنترل انحنای منحنی تنش-کرنش

E_c : مدول مماسی

k : ضریبی برای کنترل شیب شاخه صعودی و نزولی منحنی تنش-کرنش
مقدار پارامترهای فوق از روابط زیر به دست می آید.

$$\varepsilon_0 = \frac{f'_c}{E_c} \left(\frac{n}{n-1} \right) \quad (25.3)$$

$$n = 0.8 + \frac{f'_c}{17} \quad (26.3)$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{for } \varepsilon_c/\varepsilon_0 \leq 1 \\ 0.67 + \frac{f'_c}{62} & \text{for } \varepsilon_c/\varepsilon_0 \geq 1 \end{cases} \quad (27.3)$$

۳.۳ منحنی رفتاری بتن تحت کشش تک محوره

رفتار بتن در حالت کشش به علت سرعت بالای وقوع ترک خوردگی از طریق آزمایش قابل تعیین نیست ولی مقاومت کششی آن در آزمایشگاه قابل تعیین است. مقاومت کششی بتن به صورت معمول بین ۷٪ تا ۱۰٪ مقاومت فشاری بتن است. در صورت در دسترس نبودن نتایج آزمایشگاهی می توان از رابطه پیشنهادی آیین نامه بتن امریکا مقاومت کششی بتن را محاسبه کرد [۴۹].

$$f_t = 0.6 \sqrt{f'_c} \quad (28.3)$$

مقاومت کششی بتن از روش های غیر مستقیم بدست می آید. دو مشکل اصلی در آزمایش کشش مستقیم وجود دارد: اول این که حذف خروج از مرکزیت بار اعمالی به سادگی امکان پذیر نیست و دومین مسئله، جلوگیری از شکست نمونه در محل اعمال بار است. چون در ناحیه نزدیک به محل اعمال بار، وضعیت تنش تک محوری وجود ندارد [۵۳]. مدول الاستیسیته بتن در کشش همانند فشار در نظر گرفته می شود. در بتن تحت کشش بعد از ترک خوردگی نیز سختی بتن صفر نمی شود و بتن همچنان مقاومت از خود نشان می دهد. در راهنمای نرم افزار آباکوس توصیه شده است که تنش نهایی کششی بتن تا کرنش حدود ۱۰ برابر کرنش ترک خوردگی ادامه یابد. لازم به ذکر است بر خلاف رفتار فشاری، بتن به صورت ناگهانی و با شیب تندی مقاومت خود را از دست داده و عملاً به مقاومت صفر می رسد. با این حال نرم افزار به صورت خودکار همواره ۱٪ از مقاومت کششی را در محاسبات و به منظور جلوگیری از

ناپایداری‌های عددی منظور می‌کند. نکته دیگر اینکه برخلاف رفتار فشاری، در رفتار کششی بتن، منحنی تا رسیدن به مقاومت کششی، رفتار الاستیک و خطی دارد. در این مقاله فرض شده است رفتار بتن پس از رسیدن به مقاومت کششی، به صورت خطی تا تنش معادل با ۱٪ مقاومت کششی نزول پیدا می‌کند.

۴.۳ مدل سازی فولاد

بر خلاف بتن که در کشش و فشار رفتار کاملاً متفاوتی از خود نشان می‌دهد، فولاد نرمه ساختمانی در کشش و فشار رفتار تقریباً مشابهی دارد. خواص مکانیکی فولاد که از نمونه‌های آزمایشگاهی به دست می‌آید به صورت تنش‌ها و کرنش‌های اسمی (مهندسی)^۱ هستند. اما در نرم‌افزار آباکوس آنالیز اجزاء محدود با استفاده از تنش‌های اصلاح شده^۲ و مقادیر لگاریتمی کرنش^۳ انجام می‌شود. برای انجام این تبدیل از روابط زیر استفاده می‌شود:

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (29.3)$$

$$\varepsilon_{ln}^{pl} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{true}}{E} \quad (30.3)$$

۵.۳ تنش چسبندگی بین میلگرد و بتن

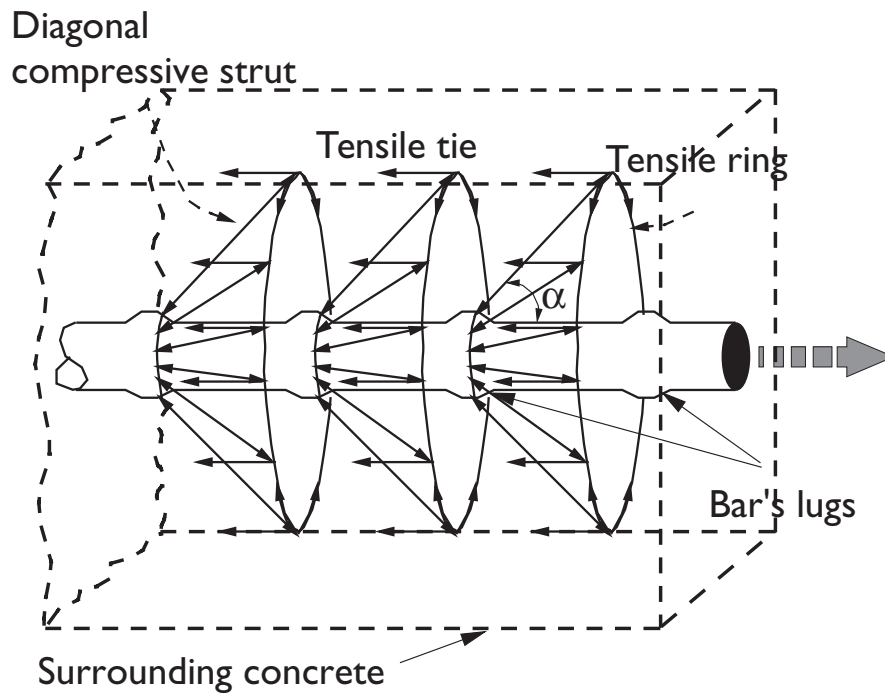
تنش‌های چسبندگی بین بتن و میلگرد در اثر اتصال مکانیکی آج آرماتور و بتن، چسبندگی شیمیایی و اصطکاک ایجاد می‌شود. در یک عضو بتن مسلح، قفل و بست مکانیکی بین بتن و آرماتور باعث ایجاد بیش‌ترین تنش چسبندگی می‌شود. چسبندگی ناشی از قفل و بست مکانیکی بتن و آج آرماتور در شکل ۸.۳ نشان داده شده است. با توجه به شکل، این تنش‌ها به صورت حجمی مخروطی شکل به بتن منتقل می‌شوند. مولفه شعاعی تنش‌های مخروطی و مولفه مماسی آن، تنش محصورشدگی و تنش چسبندگی نامیده می‌شود که به ترتیب باعث ایجاد ترک‌های شکافتی و ترک‌های اصلی در عضو بتن مسلح می‌شود. شکل ۹.۳ ترک‌های شکافتی و اصلی را نمایش می‌دهد. همچنین شکل ۱۰.۳ الگوی توزیع تنش بین آرماتور و بتن را نشان می‌دهد.

روش‌های مختلفی برای مدل‌سازی تنش‌های چسبندگی وجود دارد که وابسته به مقیاس مدل‌سازی است. در ادامه مقیاس‌های مدل‌سازی تنش چسبندگی تشریح می‌شود.

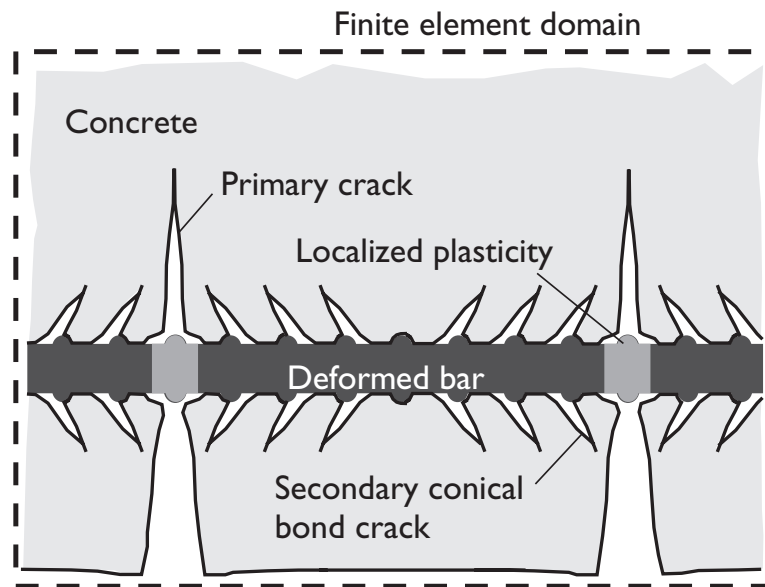
¹ nominal (engineering) stress and strain

² true stress

³ logarithmic strain



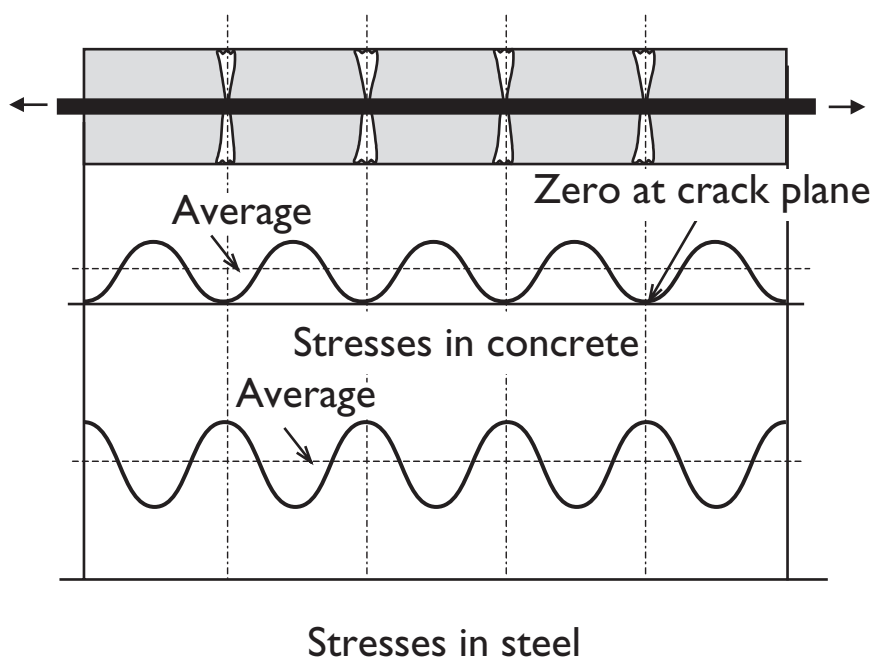
شکل ۸.۳: تنش های چسبندگی ناشی از اتصال مکانیکی بتن و آج آرماتور [۵۴]



شکل ۹.۳: ترک های اصلی و شکافتی [۵۴]

۱.۵.۳ مدل سازی میکرومکانیک

در این نوع مدل سازی، تمامی اجزای بتن شامل سنگدانه و سیمان و همچنین آرماتور شامل آج ها مدل سازی می شوند. در صورت استفاده از مدل های رفتاری مناسب برای بتن و



شکل ۱۰.۳: تنش‌های موضعی در بتن و آرماتور [۵۴]

میلگرد، اتصال مکانیکی بین بتن و آج آرماتور به صورت صریح مدل‌سازی می‌شود. در این مقیاس، حجم کنترل محدوده بتن دو ترک ثانویه می‌باشد.

۲.۵.۳ مدل‌سازی ریز مقیاس

در این نوع مدل‌سازی، حجم کنترل محدوده بتن دو ترک اصلی است که شامل چندین ترک ثانویه می‌باشد. در این حالت اجزای بتن شامل سنگدانه و سیمان و اجزای آرماتور شامل آج‌ها، مدل‌سازی نمی‌شود. به عبارتی دیگر بتن به صورت همگن مدل‌سازی می‌گردد. برای جبران این کاستی، به سطح تماس بتن و آرماتور، مدل‌های چسبندگی لغزش آرماتور اختصاص داده می‌شود.

۳.۵.۳ مدل‌سازی متوسط مقیاس

در این نوع مدل‌سازی، حجم کنترل شامل چندین ترک اصلی است که در این حجم، از لغزش بین بتن و میلگرد صرف نظر می‌شود. برای جبران این کاستی، تنش‌های چسبندگی به صورت ضمنی و با اصلاح مدل‌های رفتاری بتن و آرماتور وارد محاسبات می‌گردد. در این مقیاس، از پیچیدگی‌ها و همچنین هزینه محاسباتی بالای مدل‌سازی نسبت به مدل‌سازی ریز مقیاس کاسته می‌شود و از طرف دیگر، دقت محاسبات نسبت به مدل‌سازی درشت مقیاس، به طور قابل ملاحظه‌ای بهبود پیدا می‌کند. در این پایان‌نامه، از این مقیاس مدل‌سازی استفاده

شده است.

۴.۵.۳ مدل سازی درشت مقیاس

در این نوع مدل سازی، حجم کنترل کل عضو بتن مسلح می باشد. این نوع مدل سازی به دلیل هزینه محاسباتی کم، در طراحی سازه ها و روش های آیین نامه ای استفاده می شود. در این حالت، مدل سازی تنش چسبندگی و لغزش آرماتورها با بیان رابطه ای بین نیروی بیرون کشیدگی آرماتور و لغزش انتهای آن انجام می شود.

۶.۳ مدل رفتاری میلگرد

به دلیل این که بتن غیر مسلح در کشش ضعیف است، از میلگرد برای مسلح کردن آن استفاده می شود. رفتار میلگرد تک به صورت الاستیک پلاستیک کامل در نظر گرفته می شود. اما این رابطه ایده آل برای میلگردی که در بتن مدفون شده است، برقرار نیست. بعد از ترک خوردن مقطع بتنی، توزیع تنش در فولاد و بتن دچار تغییر می گردد. اچ سو^۱ برای تشریح این رفتار، یک مدل دو خطی برای میلگرد مدفون در بتن معرفی کرد. این مدل برای کرنش های در بازه صفر تا ۰.۰۵ برقرار است [۵۵]. کوه^۲ [۵۶] با اصلاح مدل اچ سو برای کرنش های بیشتر از ۰.۰۵، روابط زیر را ارائه کرد:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{for} \quad f_s < f'_y \quad (31.3)$$

$$f_s = f'_y = \left(1 - \frac{2 - a/45}{1000\rho}\right) \left(0.43 + 0.5 \frac{f_y^*}{f_y}\right) \quad \text{for} \quad f_s > f'_y \quad (32.3)$$

$$E'_p = \left(3.3 - 2.5 \frac{f_y^*}{f_y}\right) E_p \quad (33.3)$$

$$E_p = 0.025 E_s \quad \text{or} \quad 10 f_y \quad (34.3)$$

$$f_s = f_{max} \quad \text{if} \quad f_s \geq f_{max} \quad (35.3)$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{f_{max} - f'_y}{E'_p} + \varepsilon'_y \quad (36.3)$$

¹ Hsu

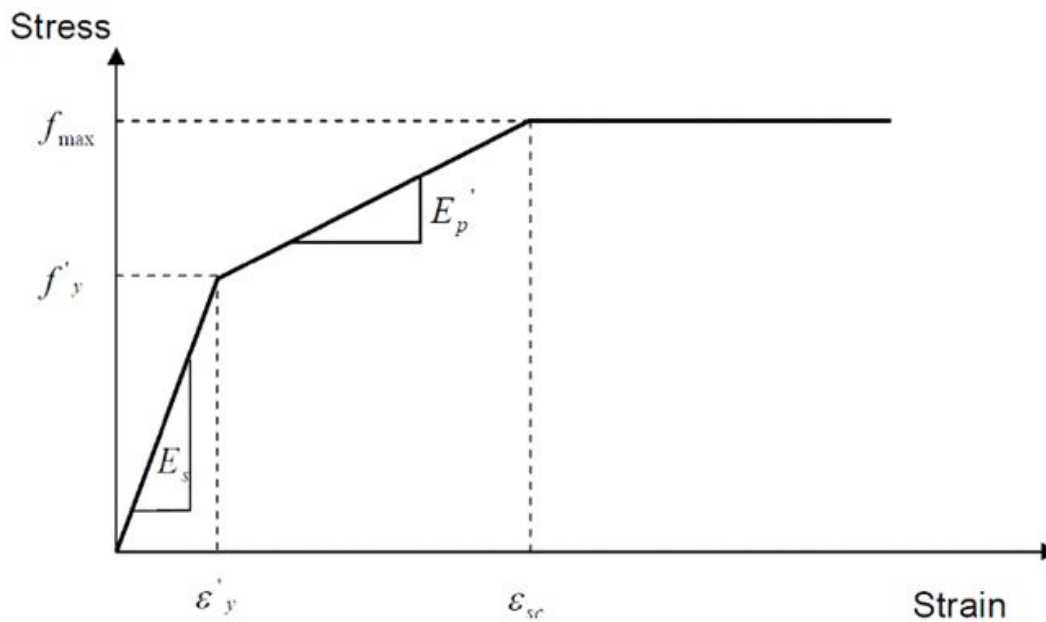
² Koh

$$\varepsilon'_y = \frac{f'_y}{E_s} \quad (۳۷.۳)$$

$$f_y^* = \left(1 - \frac{4}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{f_y}\right)^{1.5}\right) f_y \quad (۳۸.۳)$$

$$f_{cr} = 3.75\sqrt{f'_c} \quad (۳۹.۳)$$

در روابط فوق ε_{sc} و ε'_y به ترتیب کرنش حداکثر مدل و کرنش تسلیم منحنی تنش-کرنش دو خطی می‌باشد. شکل ۱۱.۳ منحنی تنش-کرنش اصلاح شده را نمایش می‌دهد. پارک و



شکل ۱۱.۳: مدل میلگرد اصلاح شده اچ سو [۵۶]

پائولی^۱ نیز مدلی بر مبنای سخت‌شدگی کرنشی ارائه کردند که شامل سه قسمت الاستیک، پلاستیک و سخت‌شدگی کرنش است که در شکل ۱۲.۳ نمایش داده شده است. روابط مورد استفاده در مدل آن‌ها در ادامه آمده است. برای ناحیه الاستیک (AB):

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{for} \quad \varepsilon_s < \varepsilon_y \quad (۴۰.۳)$$

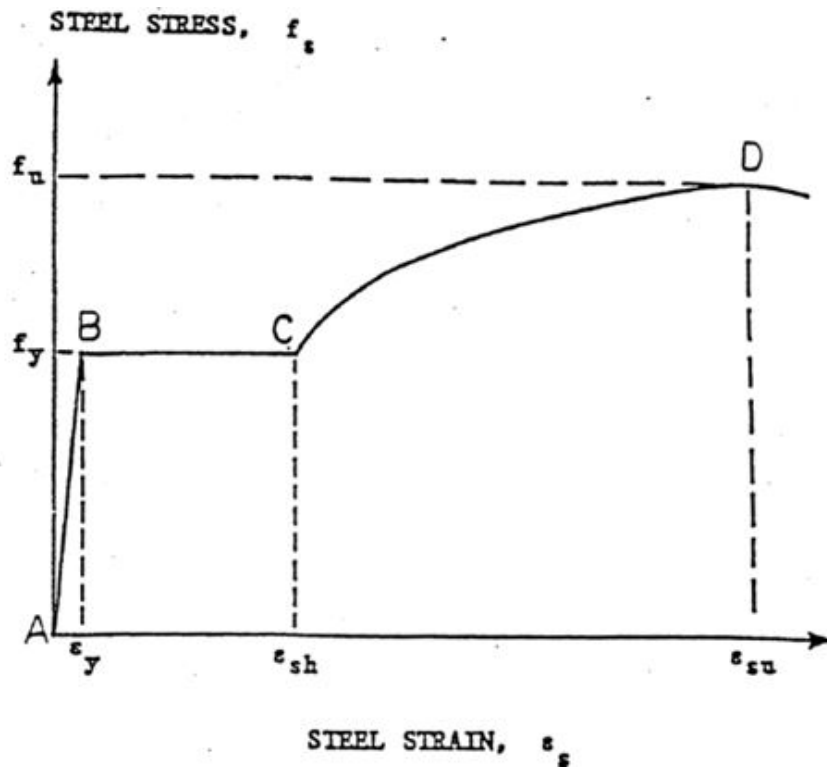
برای ناحیه پلاستیک (BC):

$$f_s = f_y \quad \text{for} \quad \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh} \quad (۴۱.۳)$$

برای قسمت سخت‌شدگی کرنشی (CD):

$$f_s = f_y \left(\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{20(30 + r + 1)^2} \right) \quad \text{for} \quad \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh} \quad (۴۲.۳)$$

¹ Park and Robert



شکل ۱۲.۳: مدل میلگرد پارک و پائولی [۵۷]

$$m = \frac{(f_u/f_y)(30 + r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (۴۳.۳)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (۴۴.۳)$$

۷.۳ روش های حل مسائل غیر خطی

برای حل مسائل غیر خطی دو نوع فرمول بندی کلی ارائه گردیده است: فرمول بندی ضمنی و فرمول بندی صریح. هر کدام از فرمول بندی ها دارای مزایا و معایبی می باشند. فرمول بندی ضمنی در مسائلی که مصالح تغییرات زیادی در سختی نشان می دهند، به لحاظ محاسباتی روشی هزینه بر و دارای مشکل عدم همگرایی است. این در حالی است که هزینه محاسباتی روش صریح به طور قابل توجهی کمتر از روش ضمنی است. همچنین در این روش مشکل همگرایی، کمتر رخ می دهد. در این پایان نامه برای حل معادلات غیر خطی مربوط به دیوار برشی از روش تفاضل محدود مرکزی با رویکرد صریح و برای تیر مقاوم سازی شده از روش ضمنی استفاده شده است.

۱.۷.۳ انتخاب روش آنالیز اجزاء محدود

نرم‌افزار ABAQUS/CAE دو بخش تحلیلی به نام ABAQUS/Standard و ABAQUS/Explicit دارد. ABAQUS/Standard یک نرم‌افزار تحلیلی عمومی است که یک دستگاه معادلات ضمنی^۱ را در هر نمو^۲ مسئله حل می‌کند. این نرم‌افزار می‌تواند محدوده وسیعی از مسائل خطی و غیرخطی استاتیکی، دینامیکی و حرارتی را حل کند. در روش ضمنی، تعادل در یک فرایند تکراری به دست می‌آید.

ABAQUS/Explicit یک نرم‌افزار تحلیلی است که از فرمول‌بندی اجزاء محدودی دینامیکی صریح برای حل مسائل استفاده می‌کند. این نرم‌افزار از روش تفاضل مرکزی برای انتگرالگیری از معادلات حرکت صریح در گذر زمان استفاده می‌کند. روش انتگرال‌گیری زمانی صریح از وضعیت جنبشی در هر نمو برای محاسبه وضعیت جنبشی در نمو بعدی استفاده می‌کند. این روش برای مدل‌سازی مسائل دینامیکی مانند ضربه مناسب است. همچنین روش صریح برای مسائلی که به مقدار زیادی غیرخطی هستند و سطح تماس‌های زیادی دارند، مناسب می‌باشد. روش صریح نیازمند نمونه‌های زمانی کوچک می‌باشد، اما هر یک از این نمونه‌ها به لحاظ زمانی کم هزینه هستند. در جدول ۱.۳ تفاوت روش ABAQUS/Standard و ABAQUS/Explicit نمایش داده شده است. برای تحلیل مسائل غیرخطی با تعداد زیاد درجات آزادی^۳ روش استاندارد روشی غیرعملی و زمان‌بر خواهد بود، چرا که آباکوس در طی فرایند تکرار نیاز به حل مجموعه بزرگی از معادلات خطی خواهد داشت. هر چه اندازه مدل بزرگتر شود استفاده از روش صریح نسبت به ضمنی، به لحاظ صرفه‌جویی در مصرف زمان ارجحیت می‌یابد. شکل ۱۳.۳ تغییرات هزینه محاسباتی را بر حسب تعداد درجات آزادی برای هر دو روش صریح و ضمنی نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۱۳.۳ دیده می‌شود رابطه هزینه محاسباتی و تعداد درجات آزادی در روش صریح تقریباً خطی می‌باشد.

۲.۷.۳ روش ضمنی در حل مسائل غیر خطی

در این پایان‌نامه از روش Static General برای مدل‌سازی تیر استفاده شده است. در این روش که از الگوریتم همگرایی نیوتون – رافسون استفاده می‌شود هر گام از بارگذاری به چند نمو تقسیم می‌شود که طول این نمونه‌ها قابل تنظیم است. در این الگوریتم سختی مماسی سازه در هر نمو از بارگذاری محاسبه و جابجایی سیستم با آن محاسبه می‌شود و در معادله تعادل قرار می‌گیرد. در صورت برقرار نشدن تعادل در معادله فوق بار خارج از تعادل^۴ به دست می‌آید. تکرار^۵ این روند تا جایی که معادلات تعادل ارضا شود ادامه پیدا می‌کند. روش

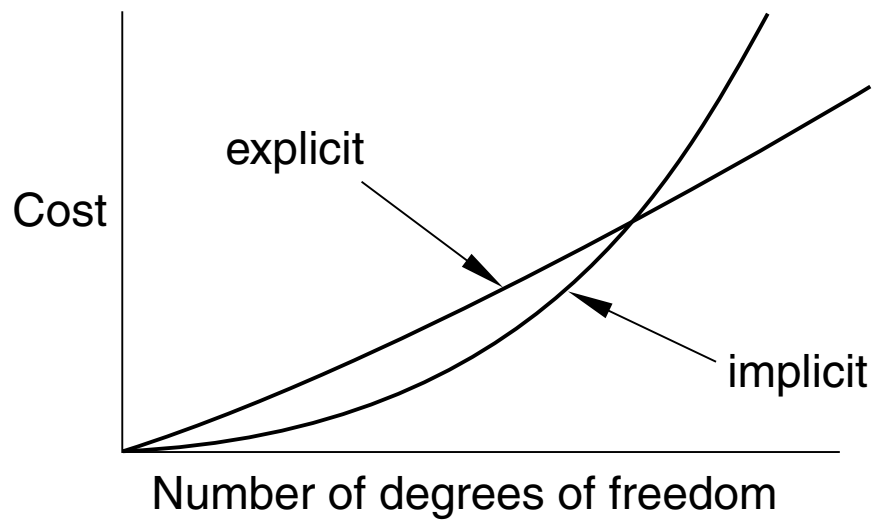
¹ Implicit

² Increment

³ degrees of freedoms (DOFs)

⁴ Out of Balanced Load

⁵ Iteration



شکل ۱۳.۳: هزینه زمانی بر حسب اندازه مدل برای روش های صریح و ضمنی [۴۴]

نیوتون-رافسون اصلاح شده به منظور کاهش زمان محاسبات در تمام تکرارها در یک نمو از همان سختی محاسبه شده در تکرار اول استفاده می شود. در صورتی که در تعداد تکرارهای مشخص همگرایی حاصل نشود نرم افزار سعی می کند تحلیل مدل را با نمو کوچک تری انجام دهد.

۳.۷.۳ روش صریح در حل مسائل غیر خطی

در این پایان نامه به سه دلیل برای مدل سازی دیوار برشی تشریح شده در بخش پیوست از روش صریح استفاده شده است:

- ۱- در روش ضمنی خرابی بتن ممکن است منجر به مشکلات مربوط به همگرایی شود.
- ۲- در روش صریح از هزینه محاسباتی مدل کاسته می شود.
- ۳- در مسائلی که دارای سطح تماس های زیاد و پیچیده هستند، روش صریح بهتر عمل می کند.

۱.۳.۷.۳ وضعیت پایداری و نمو زمانی

حداکثر نمو زمانی^۱ فاکتوری مهم برای پایداری و عملکرد روش صریح است. اگر نمو زمانی از یک مقدار مشخصی بیش تر شود ممکن است یک ناپایداری عددی اتفاق بیفتد. حداکثر نمو زمانی که توسط حل گر روش صریح انتخاب می شود تأثیر قابل توجهی بر روی دقت و اعتماد

¹ Time Increment

نتایج دارد. خواص ماده مورد استفاده و همچنین اندازه مش مدل می‌تواند بر روی نمو زمانی پایدار تأثیر بگذارد. سرعت موج به دو عامل چگالی و سختی ماده بستگی دارد. هر چه یک ماده چگال‌تر باشد، سرعت موج در آن کمتر خواهد بود و در نتیجه مقدار نمو زمانی پایدار افزایش پیدا خواهد کرد. از طرف دیگر هر چه یک ماده سختی بیش‌تری داشته باشد سرعت موج در آن افزایش یافته و مقدار نمو زمانی پایدار کاهش می‌یابد. تا زمانی که ماده در محدوده خطی قرار دارد، سرعت موج یک مقدار ثابت است، در چنین شرایطی مقدار نمو زمانی پایدار فقط به کوچکترین بعد المان در دامنه اجزاء محدودی وابسته است.

در روش صریح آباکوس در فرایند تحلیل به صورت خودکار اندازه نمو زمانی را کنترل می‌کند تا پایداری حفظ شود. در این روش آباکوس با استفاده از بزرگترین فرکانس مدل نمو زمانی پایدار را محاسبه می‌کند.

$$\Delta t_{stable} = \frac{L^e}{c_d} \quad (45.3)$$

در رابطه (۴۵.۳):

L^e : کوچکترین بعد المان

c_d : سرعت موج در ماده

سرعت موج از خواص ذاتی ماده است. برای یک ماده الاستیک خطی با ضریب پواسون صفر سرعت موج را می‌توان از رابطه (۴۶.۳) به دست آورد.

$$c_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (46.3)$$

در رابطه (۴۶.۳):

E : مدول یانگ

ρ : چگالی ماده

در مواد غیرخطی مانند فولاد و بتن، زمانی که ماده تسلیم می‌شود و سختی آن تغییر می‌کند، سرعت موج نیز تغییر می‌کند. در قسمت غیرخطی تحلیل مدول الاستیسیته کاهش می‌یابد که منجر به کاهش سرعت موج و افزایش نمو زمانی پایدار می‌شود.

همان‌گونه که در رابطه (۴۵.۳) دیده می‌شود کوچکترین بعد المان تأثیر مستقیمی بر روی نمو زمانی پایدار دارد بنابراین توصیه می‌شود تا حد امکان اندازه المان‌ها بزرگ در نظر گرفته شود. از طرفی برای آنالیز دقیق به یک شبکه‌بندی ریز نیاز است. در نهایت بهتر است شبکه‌بندی مدل به صورت تا حد امکان به صورت یکنواخت انجام شود تا هم دقت نتایج تحت تأثیر قرار نگیرد و هم تا حد امکان نمو زمانی پایدار بزرگ شود.

۲.۳.۷.۳ تحلیل شبه‌استاتیک با استفاده از روش صریح

روش صریح یک روشی است که در اصل برای مدل‌هایی با سرعت ضربه بالا توسعه داده شد. در این مسائل اینرسی یک نقش اصلی و کلیدی دارد. استفاده از روش دینامیکی صریح

برای مسائل شبه‌استاتیک نیازمند در نظر گفتن چند ضابطه ویژه است. تحلیل شبیه‌سازی مسائل استاتیکی در مقیاس واقعی زمان آن‌ها در اغلب موارد کاری غیر عملی و زمان‌بر است. بنابراین برای رسیدن به یک راه‌حل مقرون به صرفه، پدیده فیزیکی مورد نظر باید به طریقی سرعت داده شود. در واقع هدف این است که پردازش مدل در کوچک‌ترین دوره زمانی^۱ طوری انجام شود که مقدار نیروی اینرسی مقدار ناچیزی باقی بماند. در ادامه شرایط لازم برای بارگذاری شبه‌استاتیک توضیح داده می‌شود.

۳.۳.۷.۳ منحنی دامنه آرام

برای رسیدن به دقت کافی در آنالیز شبه‌استاتیکی نیاز است تا اعمال جابه‌جایی تا حد امکان به صورت آرام انجام گیرد. هر گونه حرکت ناگهانی می‌تواند باعث ایجاد موج تنش^۲ شود که منجر به ایجاد نویز و جواب‌های غلط خواهد شد. برای اعمال جابه‌جایی در آرام‌ترین حالت ممکن باید جابه‌جایی به مقدار کمی از هر نمو تا نمو بعدی تغییر پیدا کند. اگر جابه‌جایی سازه آرام باشد به دنبال آن تغییرات سرعت و شتاب نیز آرام خواهد بود.

۴.۳.۷.۳ سرعت بارگذاری

برای محافظه‌کاری بهتر است که تحلیل یک پدیده در زمان واقعی آن انجام شود. منطقی است که نرخ بارگذاری به مقداری زیاد شود که همان پدیده فیزیکی در زمان کمتر انجام شود اما جواب‌ها به جواب دقیق استاتیکی نزدیک باشد و اثر دینامیکی ناچیز باقی بماند. بنابراین بایستی یک سری تحلیل با نرخ‌های بارگذاری مختلف انجام شود تا یک نرخ قابل قبول به دست آید.

۵.۳.۷.۳ مقیاس کردن جرم

این روش باعث می‌شود تحلیل مدل بدون افزایش نرخ بارگذاری در زمان کمتری انجام شود. همان‌طور که قبلاً اشاره شد حد پایداری مدل کوچک‌ترین نمو زمانی پایدار همه‌المان‌ها است و نمو زمانی پایدار خود وابسته به چگالی ماده است. مقیاس کردن جرم^۳ به طور مصنوعی چگالی ماده را افزایش می‌دهد که منجر به افزایش نمو زمانی پایدار خواهد شد. زمانی که نمو زمانی پایدار افزایش پیدا می‌کند و در مجموع به تعداد نمو‌های کمتری نیاز خواهد بود و این گونه هزینه محاسباتی کاهش می‌یابد.

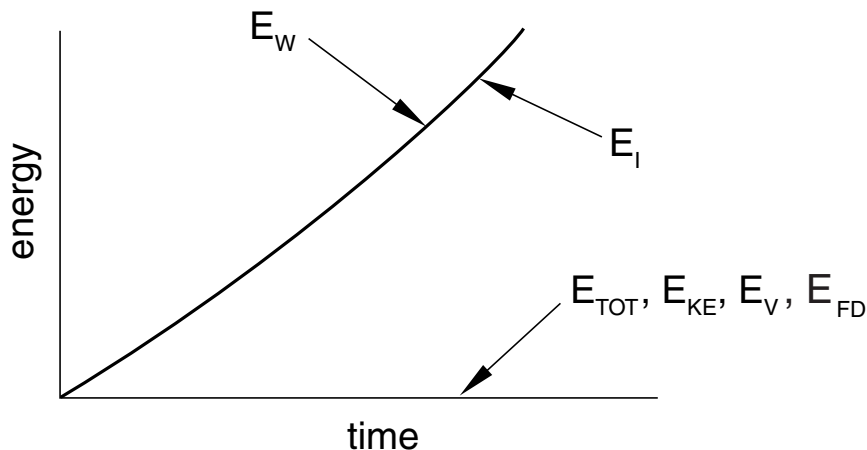
¹ Time Period

² Stress Waves

³ Mass Scaling

۶.۳.۷.۳ تعادل انرژی

یکی از بهترین روش‌ها برای ارزیابی درستی شبیه‌سازی شبه‌استاتیکی، روش انرژی است. تاریخچه انرژی برای شبیه‌سازی شبه‌استاتیکی در شکل ۱۴.۳ نشان داده شده است. در یک شبیه‌سازی شبه‌استاتیکی کار اعمال شده توسط نیروهای خارجی تقریباً معادل انرژی داخلی سیستم است [۴۴].



شکل ۱۴.۳: تاریخچه انرژی برای شبیه‌سازی شبه‌استاتیکی [۴۴]

در نمودار شکل ۱۴.۳:

E_W : کار انجام شده توسط نیروی خارجی

E_I : انرژی داخلی

E_{KE} : انرژی جنبشی

E_{FD} : انرژی مستهلک شده توسط اصطکاک

E_V : انرژی مستهلک شده توسط ویسکوزیته

E_{TOT} : انرژی کل سیستم

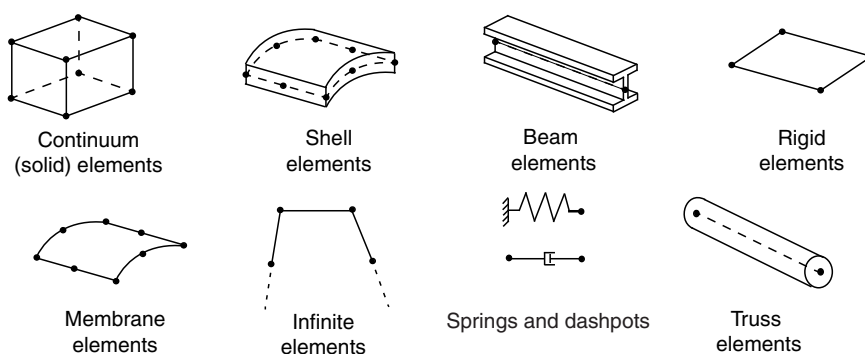
به طور کلی می‌توان گفت زمانی که انرژی جنبشی کمتر از ۵ تا ۱۰ درصد انرژی داخلی باشد، نتایج تحلیل قابل اعتماد است [۴۴].

۸.۳ المان‌های مورد استفاده در نرم‌افزار آباکوس

در نرم‌افزار آباکوس با توجه به شرایط مسئله امکان استفاده از المان‌های مختلف برای مدل‌سازی فراهم است. پنج مشخصه یک المان که می‌تواند معرف آن باشد در ادامه آمده است:

خانواده: اولین حرف از نام هر المان معرف خانواده آن می‌باشد. به‌طور مثال در المان

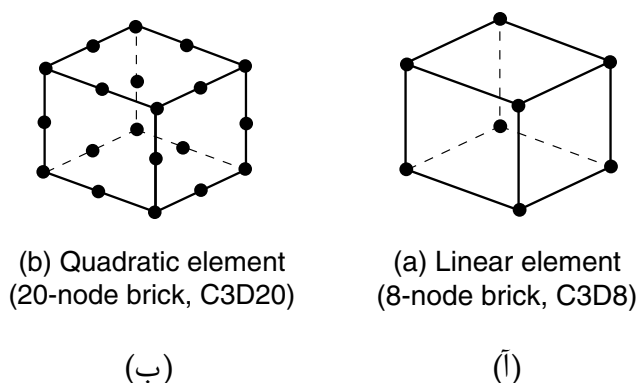
C3D8R که در این مدل سازی نیز استفاده شده است حرف C معرف خانواده Continuum است. در شکل ۱۵.۳ انواع خانواده المان ها مشاهده می شود.



شکل ۱۵.۳: خانواده المان های موجود در آباکوس [۴۴]

درجات آزادی: درجات آزادی از متغیرهای اصلی است که در هنگام آنالیز محاسبه می شود. به عنوان مثال برای پوسته ها درجات آزادی دوران گره ها می باشد و برای مدل سازی انتقال حرارت دمای گره ها درجه آزادی می باشد.

تعداد گره ها: درجه توابع درون یاب به تعداد گره های هر المان بستگی دارد. در المان هایی که تنها در گوشه های آن ها گره وجود دارد مثل المان مکعبی ۸ گرهی که در شکل ۱۶.۳ مشاهده می شود، یک تابع درون یاب خطی در هر راستا استفاده می شود که المان مرتبه اول نامیده می شود. همچنین در المان هایی که در وسط اضلاع آن نیز علاوه بر گوشه ها گره داشته وجود داشته باشد، تابع درون یاب آن به صورت منحنی درجه دو خواهد بود و به آن ها المان های مرتبه دوم می گویند.



شکل ۱۶.۳: المان مرتبه اول و مرتبه دوم [۴۴]

فرمول بندی: فرمول بندی یک المان به تئوری ریاضی تعریف رفتار المان مربوط می شود. در المان های مورد استفاده در تحلیل تنش- تغییر مکان از فرمول بندی لاگرانژ استفاده می شود. در فرمول بندی لاگرانژ ماده درون المان تا آخر دوران مرز المان باقی می ماند و نمی تواند از آن خارج شود.

انتگرال‌گیری: نرم‌افزار آباکوس در هنگام تحلیل از روش‌های عددی برای انتگرال‌گیری کمیت‌های مختلف در حجم المان استفاده می‌کند. آباکوس در هر نقطه انتگرال‌گیری خواص المان را با به‌کارگیری روش تربیع گوس محاسبه می‌کند. روش انتگرال‌گیری و مرتبه المان در دقت جوابهای بدست آمده از تحلیل تنش – کرنش تأثیرگذار می‌باشد. هرچه تعداد نقاط گوسی در حل عددی معادله حاصله از تشکیل ماتریس سختی بیش‌تر باشد، حل عددی دقیق‌تر خواهد شد.

Quantity	Abaqus/Standard	Abaqus/Explicit
Element library	Offers an extensive element library.	Offers an extensive library of elements well suited for explicit analyses. The elements available are a subset of those available in Abaqus/Standard.
Analysis procedures	General and linear perturbation procedures are available.	General procedures are available.
Material models	Offers a wide range of material models.	Similar to those available in Abaqus/Standard; a notable difference is that failure material models are allowed.
Contact formulation	Has a robust capability for solving contact problems.	Has a robust contact functionality that readily solves even the most complex contact simulations.
Solution technique	Uses a stiffness-based solution technique that is unconditionally stable.	Uses an explicit integration solution technique that is conditionally stable.
Disk space and memory	Due to the large numbers of iterations possible in an increment, disk space and memory usage can be large.	Disk space and memory usage is typically much smaller than that for Abaqus/Standard.

جدول ۱.۳: تفاوت روش ABAQUS/Standard و ABAQUS/Explicit [۴۴]

فصل ۴

صحت‌سنجی مدل عددی

۱.۴ مقدمه

هدف از مدل‌سازی عددی یک پدیده ایجاد نمونه‌ای برای بررسی پارامترهای مؤثر بر آن است. حصول اطمینان از نتایج اجزاء محدود غیر خطی نیازمند مقایسه پاسخ نمونه عددی با نتایج آزمایشگاهی و اعتبارسنجی نتایج تحلیل است. به عنوان مثال، در صورتی که منحنی پاسخ یا الگوی ترک خوردگی نمونه عددی، با نتایج آزمایشگاهی یکسان باشد، مدل عددی دارای اعتبار خواهد بود.

۲.۴ صحت‌سنجی و مدل‌سازی تیر

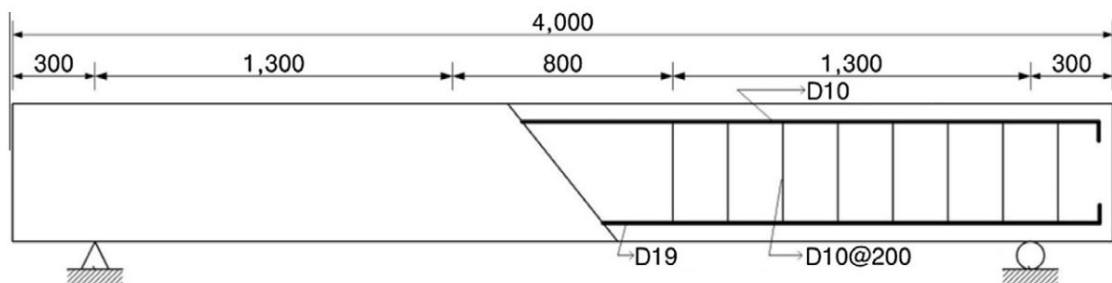
۱.۲.۴ مدل‌سازی عددی آزمایش خمش چهار نقطه‌ای

در این بخش شبیه‌سازی اجزاء محدود غیر خطی به وسیله نرم‌افزار آباکوس انجام شده است. مدل اجزاء محدود شامل بتن، میلگردهای طولی، عرضی و کامپوزیت سیمانی سخت‌شونده است.

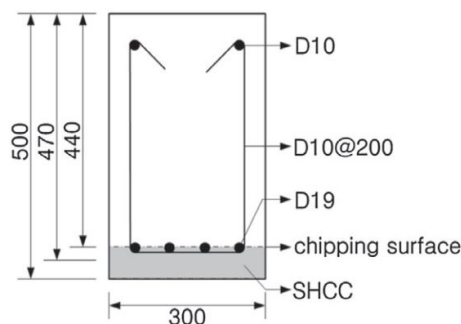
۲.۲.۴ مشخصات هندسی و مکانیکی نمونه آزمایشگاهی

به منظور صحت‌سنجی از آزمایش خمش چهار نقطه‌ای^۱ که توسط کیم^۲ [۵۸] بر روی عملکرد تیرهای تعمیر شده با لایه‌های SHCC صورت گرفته، به عنوان مرجع استفاده گردیده است.

ابعاد تیر مورد مطالعه به صورت ۳۰۰ میلی‌متر عرض، ۵۰۰ میلی‌متر ارتفاع و ۴۰۰۰ میلی‌متر طول است. تکیه‌گاه‌ها به نحوی در دو طرف تیر اجرا شده است که فاصله مرکز تا مرکز آن‌ها ۳۴۰۰ میلی‌متر باشد. خاموت‌گذاری به شکلی در طول تیر انجام شده است که شکست برشی حاکم نبوده و انهدام تیر خمشی باشد. در شکل ۱.۴ نمونه مورد مطالعه و جزئیات آرماتورگذاری آن نمایش داده شده است.



(آ) جزئیات آرماتورگذاری طولی نمونه (mm)



(ب) جزئیات مقطع عرضی نمونه (mm)

شکل ۱.۴: جزئیات تیر مورد مطالعه [۵۸]

برای بتن معمولی از سیمان پرتلند با نسبت آب به سیمان ۰.۵۵ و با مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۲۶.۱ مگاپاسکال استفاده شده است. در جدول ۱.۴ طرح اختلاط بتن معمولی آمده است. تنش تسلیم آرماتورهای طولی ۴۵۰ مگاپاسکال و آرماتورهای عرضی ۳۰۰ مگاپاسکال می‌باشد، همچنین مدول الاستیسیته فولاد ۲۰۰ گیگاپاسکال می‌باشد [۵۸]. جهت ایجاد چسبندگی مناسب میان لایه بتن و لایه وصله از تراشیدن^۳ لایه بتن استفاده گردیده است.

¹ Four-Point Bending Test

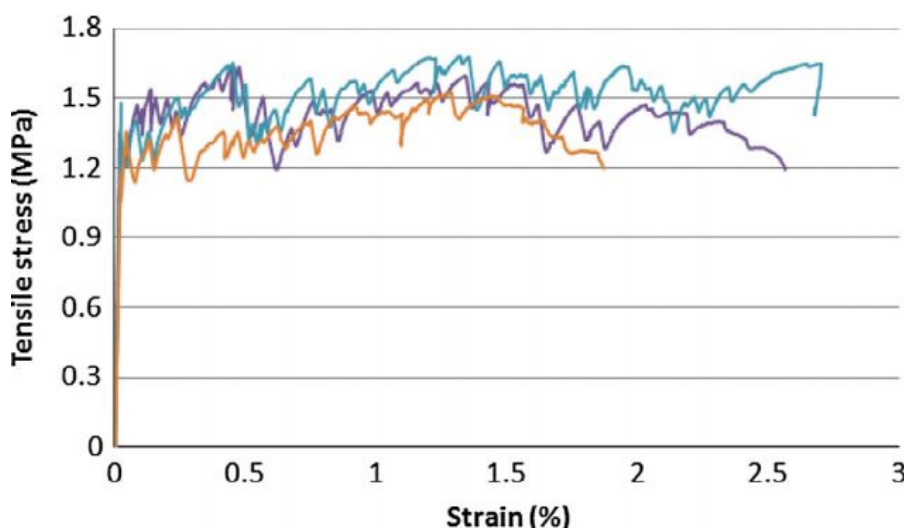
² Kim

³ Chipping

نسبت آب به سیمان	سیمان	آب	ریزدانه	درشت‌دانه
(%)	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3
۵۵.۴	۳۲۷	۱۸۱	۸۸۴	۹۱۸

جدول ۱.۴: طرح اختلاط بتن معمولی [۵۸]

برای به دست آوردن مشخصات مکانیکی SHCC سه نمونه برای آزمایش کشش تک‌محوری و سه نمونه مکعبی برای آزمایش فشاری ساخته شد، پس از انجام آزمایش، متوسط ظرفیت کرنشی کششی نمونه‌ها ۲.۱٪، متوسط مقاومت کششی ۱.۶ مگاپاسکال و متوسط مقاومت فشاری نمونه‌ها ۲۹.۲ مگاپاسکال بود [۵۸]. در شکل ۲.۴ منحنی تنش-کرنش کششی معمول SHCC آورده شده است. در SHCC از الیاف پلی‌وینیل‌الکل به نسبت حجمی ۲٪ استفاده شده



شکل ۲.۴: منحنی تنش-کرنش معمول SHCC [۵۸]

است. مشخصات الیاف مورد استفاده در جدول ۲.۴ نمایش داده شده است.

الیاف	چگالی	طول	قطر	مقاومت کششی	مدول یانگ
	g/mm^3	(mm)	(μm)	(MPa)	(GPa)
پلی‌وینیل‌الکل	۱.۳	۱۲	۴۰	۱۶۰۰	۳۹

جدول ۲.۴: مشخصات الیاف پلی‌وینیل‌الکل [۵۸]

۳.۲.۴ مدل‌سازی و مش‌بندی نمونه آزمایشگاهی

مدل اجزاء محدود شامل بتن، SHCC، میلگردهای طولی و عرضی می‌باشد. در این پژوهش برای معرفی رفتار فشاری بتن از مدل تورنفیلد استفاده شده است. توضیحات تکمیلی در مورد این مدل رفتاری در فصل ۳ ارائه گردیده است. المان مورد استفاده برای بتن و SHCC از نوع C3D8R است، برای میلگردهای طولی و عرضی المان T3D2 مورد استفاده قرار گرفته است. برای رسیدن به مش‌بندی مناسب در نرم‌افزار از سعی و خطا استفاده شد به طوری که در نهایت با مش یکنواخت ۵۰ میلی‌متر برای تمام المان‌ها شامل بتن، SHCC و میلگردها، نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه تیر مدل شده بر مدل آزمایشگاهی منطبق شد. شکل ۳.۴ نحوه مش‌بندی تیر و مدل‌سازی آرماتورها را نمایش می‌دهد.

۴.۲.۴ اندرکنش، شرایط مرزی و بارگذاری

در مدل‌سازی عددی آزمایش خمش چهار نقطه‌ای، برای جلوگیری از شکست موضعی بتن، چهار قطعه صلب با ابعاد ۳۰۰ در ۵۰۰ میلی‌متر در محل اعمال بارها و تکیه‌گاه‌ها قرار گرفت.

درجات آزادی در دو انتهای تیر در همه جهات بسته شده و فقط درجه آزادی دورانی حول محور X برای هر دو تکیه‌گاه و درجه آزادی انتقالی در جهت Z برای یکی از تکیه‌گاه‌ها باز گذاشته شد، همچنین بارگذاری به صورت جابه‌جایی به اندازه ۳۸ میلی‌متر در جهت خلاف محور Y اعمال گردید.

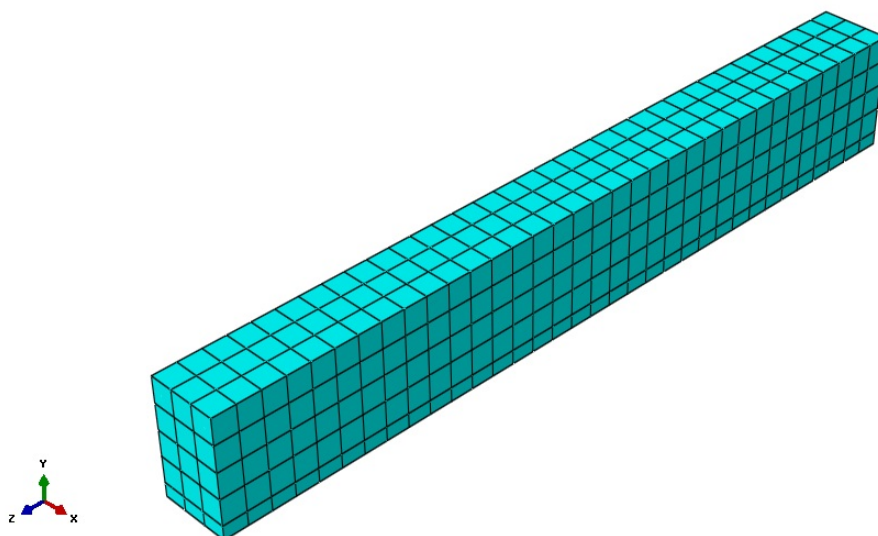
میلگردها در داخل بتن به صورت مدفون شده^۱ تعریف شدند. با مدفون کردن میلگرد در داخل بتن، درجات آزادی میلگردها، با درجات آزادی بتن یکسان می‌شود. همچنین با توجه به این که تا پایان فرایند بارگذاری تیر در آزمایشگاه لایه SHCC دچار جداشدگی نشد و همچنین سطح تماس بتن معمولی هم تراشیده شده بود، سطح تماس بین بتن معمولی و لایه SHCC در نرم‌افزار به صورت تماس کامل^۲ در نظر گرفته شد. برای اندازه‌گیری نیروی وارد بر تیر مقدار عکس‌العمل تکیه‌گاه‌ها در راستای محور Y استخراج گردید. با توجه به محل قرار گرفتن LVDT در شکل ۴.۴ در نمونه آزمایشگاهی برای اندازه‌گیری خیز وسط تیر، یک پارتیشن در وسط تیر ایجاد گردید و جابه‌جایی آن در راستای Y استخراج شد.

۵.۲.۴ تحلیل حساسیت

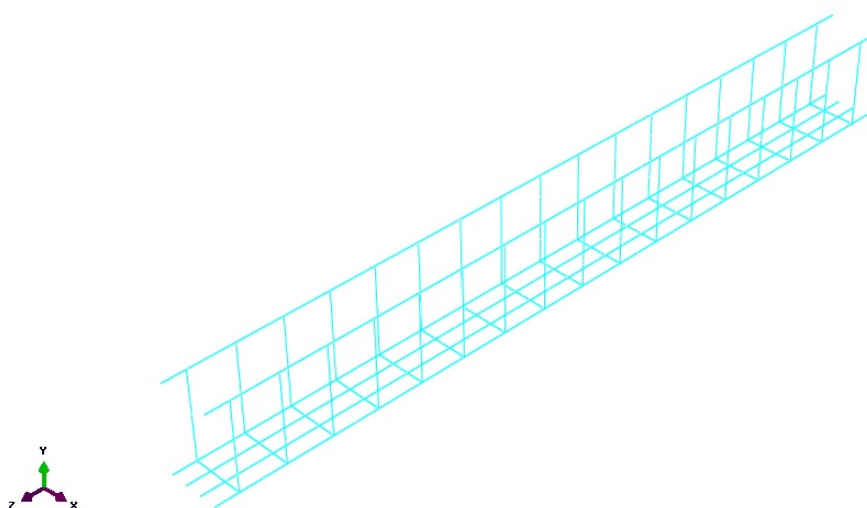
در مدل‌سازی آزمایش خمش چهار نقطه‌ای از مقادیر قابل قبول برای تعیین پارامترهای مدل خسارت- پلاستیک بتن استفاده شد. هدف از این بخش بررسی تأثیر این پارامترها است.

¹ Embedded Region

² Full Bond



(آ) نحوه مش‌بندی تیر



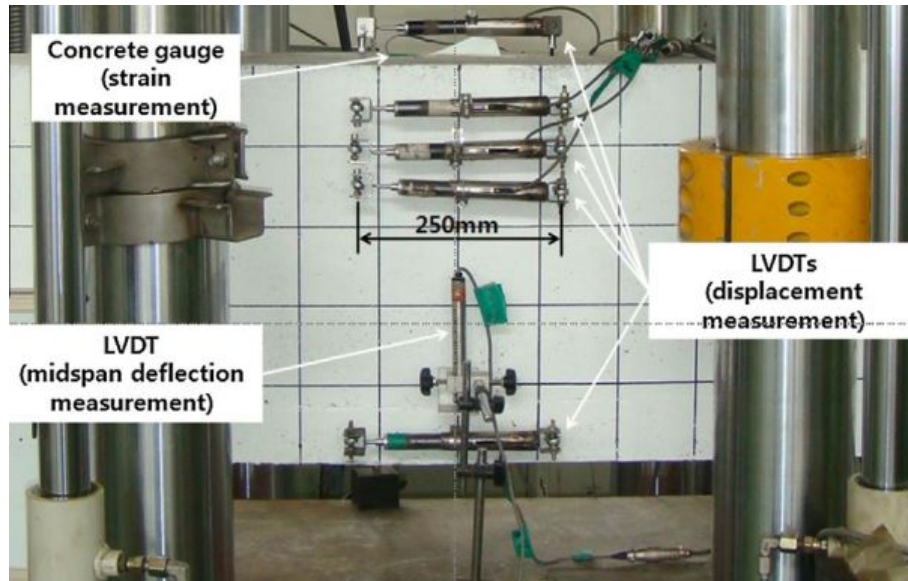
(ب) نحوه مدل‌سازی آرماتورهای تیر

شکل ۳.۴: مدل ساخته شده در نرم‌افزار آباکوس

۱.۵.۲.۴ حساسیت به زاویه اتساع

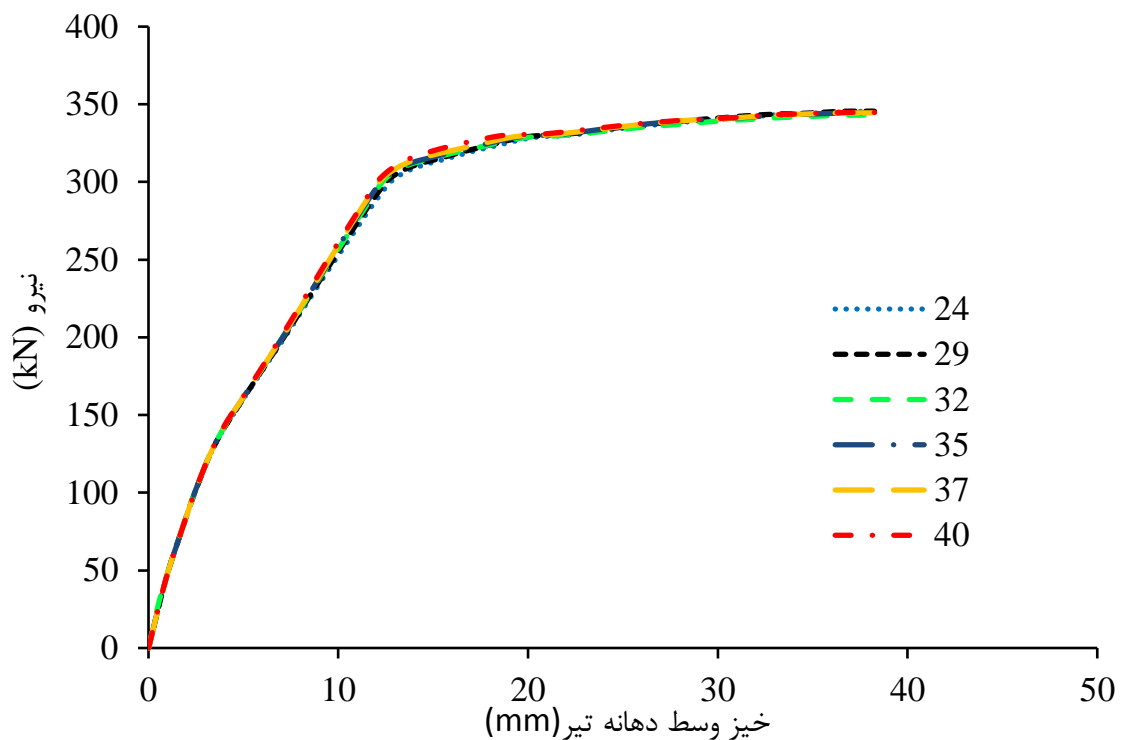
زاویه اتساع پارامتری است که برای در نظرگیری تغییرات حجمی بتن معرفی می‌شود. با استفاده از مقادیر مختلف و سعی و خطا، می‌توان نتایج تحلیل عددی را بر نتایج آزمایشگاهی منطبق کرد.

مقدار زاویه اتساع به تنش محصورشدگی و مشخصات بتن وابسته می‌باشد [۵۹]. هر چه اندازه این زاویه کوچکتر باشد رفتار مصالح ترد و هر چه اندازه این زاویه بزرگتر باشد، رفتار مصالح شکل‌پذیرتر خواهد بود. با توجه به نتایج آزمایشگاهی، زاویه اتساع عددی بین ۲۰ تا



شکل ۴.۴: محل قرارگیری LVDT [۵۸]

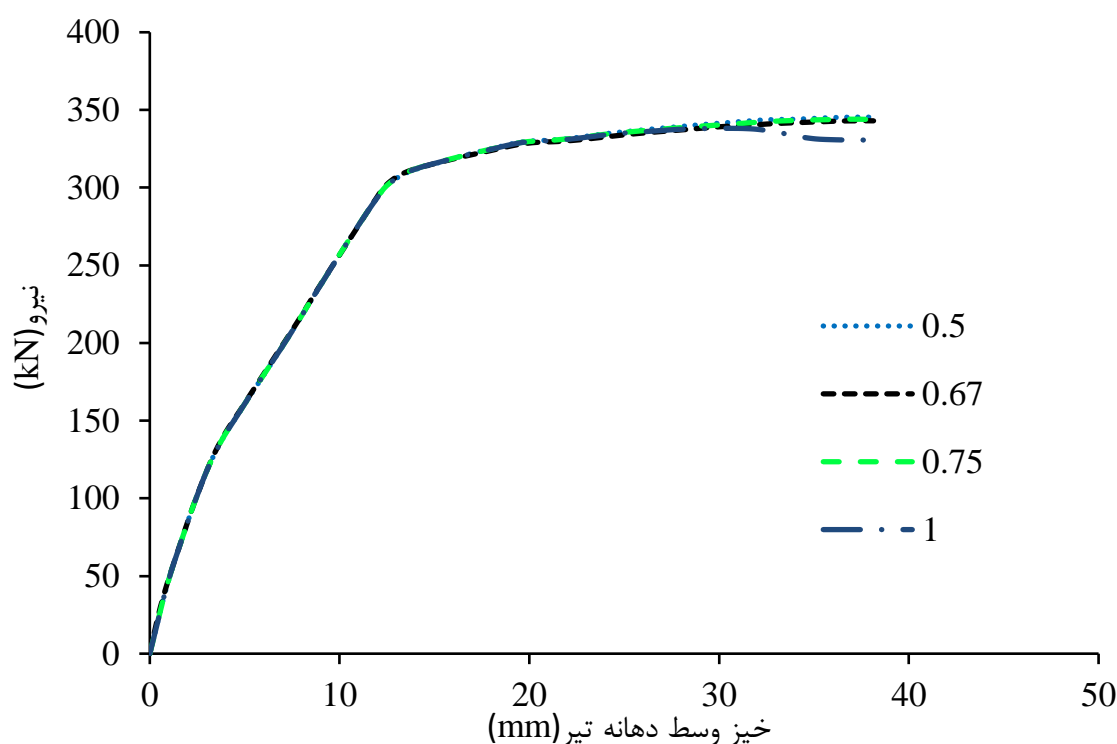
۴۰ درجه متغیر است. در فشار محصورشدگی کم، ثابت در نظر گرفتن زاویه اتساع، خطای زیادی را در محاسبات وارد نمی‌کند. در این تحقیق مقدار زاویه اتساع ۳۲ درجه در نظر گرفته شده است. با توجه به نتایج شکل ۵.۴ می‌توان نتیجه گرفت که تغییر زاویه اتساع تأثیر زیادی بر نتایج ندارد.



شکل ۵.۴: حساسیت مدل نسبت به زاویه اتساع

۲.۵.۲.۴ متغیر سطح تسلیم

این متغیر نمایان‌گر مقاومت برشی معادل بتن در تنش فشاری دومحوره به مقدار آن در تنش فشاری سه‌محوره است که شکل صفحه تسلیم را در صفحات انحرافی مشخص می‌کند و عددی بین ۰.۵ تا ۱ می‌باشد. در صورتی که مقدار آن ۱ در نظر گرفته شود، شکل صفحه تسلیم در صفحات انحرافی به دایره تبدیل می‌شود. در اکثر مراجع معتبر برای بتن غیر محصور از عدد ۰.۶۶۷ استفاده شده است [۴۲، ۶۰]. در فرایند مدل‌سازی تیر در این پایان‌نامه از عدد ۰.۶۶۷ برای متغیر سطح تسلیم استفاده گردیده است. شکل ۶.۴ تحلیل حساسیت نسبت به متغیر سطح تسلیم را نشان می‌دهد.



شکل ۶.۴: حساسیت مدل نسبت متغیر سطح تسلیم

۳.۵.۲.۴ متغیر خروج از مرکزیت (ε)

این متغیر بیان‌گر شکل تابع پتانسیل در فشار همه‌جانبه منفی و نزدیک به صفر است و بسته به نوع ماده بین ۰ تا ۰.۳ متغیر است. تغییر این پارامتر تأثیر چندانی بر نتایج تحلیل ندارد. در این پایان‌نامه از مقدار ۰.۱ برای متغیر خروج از مرکزیت استفاده شده است.

۴.۵.۲.۴ متغیر نسبت مقاومت فشاری دو محوره به تک محوره (f_{b0}/f_{c0})

مقدار پیش‌فرض این متغیر بر اساس مطالعات کوفر و همکاران [۶۱] برابر ۱.۱۶ است.

در این پایان‌نامه از مقدار ۱.۱۲ برای این ضریب استفاده شده است. تغییر این پارامتر تأثیر چندانی بر نتایج تحلیل ندارد.

۵.۵.۲.۴ اندازه شبکه اجزاء محدود

در این بخش میزان وابستگی پاسخ شبیه‌سازی عددی به اندازه شبکه مورد بررسی قرار می‌گیرد. شبکه مورد بررسی در ابعاد مختلف از ۳۰۰ میلی‌متر تا ۴۰ میلی‌متر می‌باشد که در شکل ۷.۴ چند نمونه از آن نمایش داده شده است. نتایج تحلیل برای اندازه‌های مختلف شبکه در شکل ۸.۴ نشان داده شده است، همان‌گونه که از نتایج تحلیل مشخص است برای اندازه شبکه کمتر از ۵۰ میلی‌متر، تغییر محسوسی در منحنی نیرو-تغییر مکان وسط دهانه تیر اتفاق نمی‌افتد.

۶.۲.۴ اعتبارسنجی

شکل ۹.۴ نمودار نیرو-تغییر مکان وسط تیر را نشان می‌دهد، همان‌گونه که در نمودار دیده می‌شود نتایج به دست آمده از مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی با یکدیگر مطابقت دارد. در جدول ۳.۴ مقادیر کمی نیرو و سختی به دست آمده از نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی نمایش داده شده است.

نمونه	نیرو (kN)	سختی (kN/mm)
آزمایشگاهی	۳۵۵.۲	۲۱.۴
عددی	۳۴۵.۳	۲۳.۹
درصد اختلاف	۲.۸	۱۱.۵

جدول ۳.۴: مقایسه نتایج شبیه‌سازی عددی و نتایج آزمایشگاهی

برای مدل‌سازی تیر تحت آزمایش خمش چهار نقطه‌ای از روش استاتیکی عمومی^۱ در کتابخانه نرم‌افزار استفاده شده است. این روش عموماً برای حل مسائل استاتیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد. از مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و نتایج به دست آمده از تحلیل می‌توان گفت درصد خطا کم است و نتایج به دست آمده از تحلیل عددی قابل قبول و مناسب است. شکل ۱۰.۴ و ۱۱.۴ تنش‌های طولی ایجاد شده در میلگردها را در لحظه تسلیم و انتهای بارگذاری نمایش می‌دهد. شکل ۱۲.۴ آسیب‌های پلاستیک حداکثر اصلی ایجاد شده در تیر را نشان می‌دهد. شکل ۱۳.۴ نیز ترک‌های ایجاد شده در نمونه را پس از انجام آزمایش نشان می‌دهد.

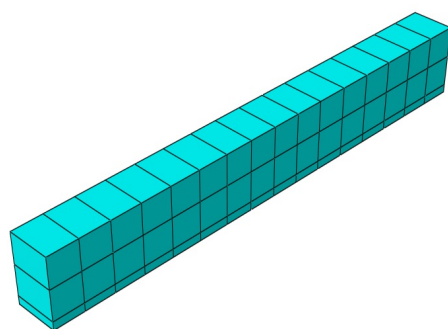
¹ Static General

مد خرابی تیر به این صورت است که ابتدا میلگردهای کششی و سپس میلگردهای فشاری تسلیم می‌شود و در انتها بتن فشاری خرد می‌شود.

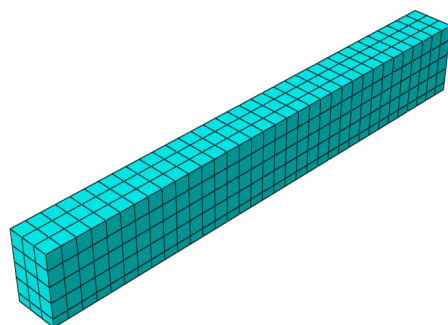
۷.۲.۴ جمع‌بندی

در این فصل نمونه آزمایش خمش چهار نقطه‌ای با استفاده از فرضیات ارائه شده در فصل ۳ شبیه‌سازی گردید.

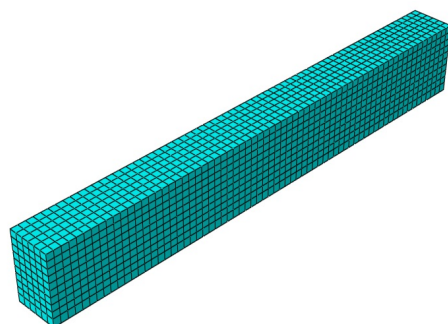
نتایج شبیه‌سازی عددی از جمله نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه تیر، الگوی ترک‌خوردگی تیر و تغییر شکل میلگردها بیان‌گر آن است که مدل‌سازی نمونه آزمایشگاهی به درستی انجام شده است.



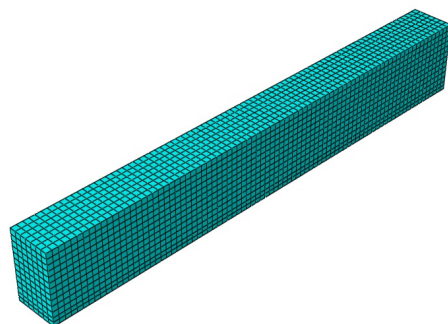
(آ) شبکه $200 \times 200 \times 200$



(ب) شبکه $100 \times 100 \times 100$

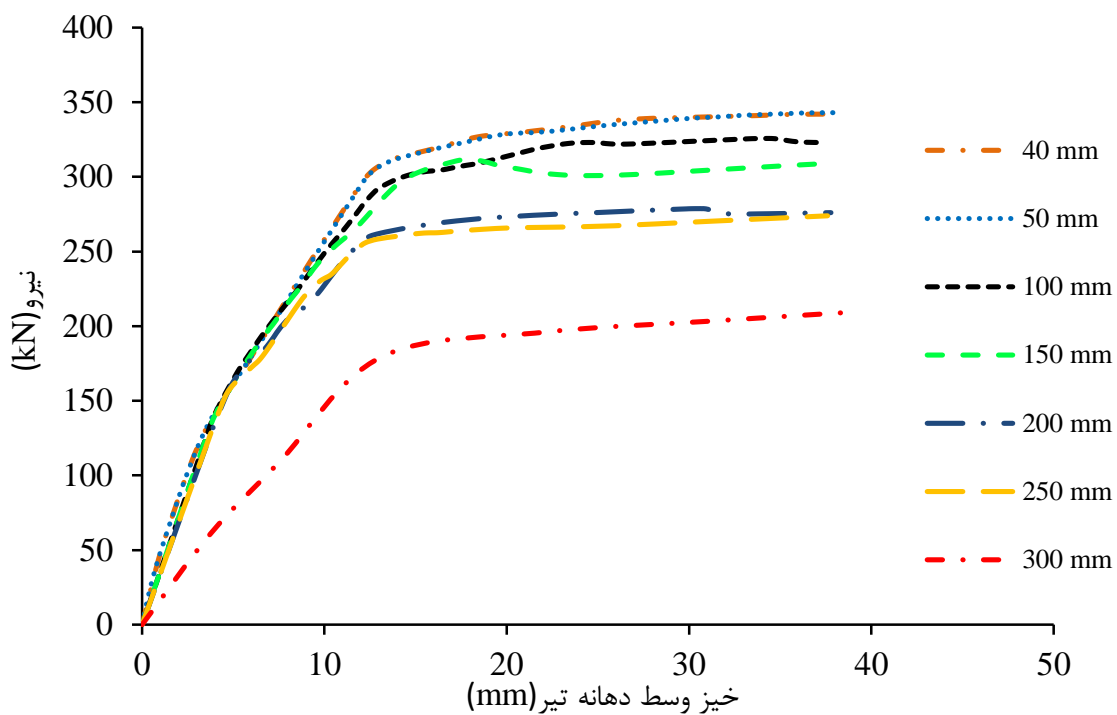


(ج) شبکه $50 \times 50 \times 50$

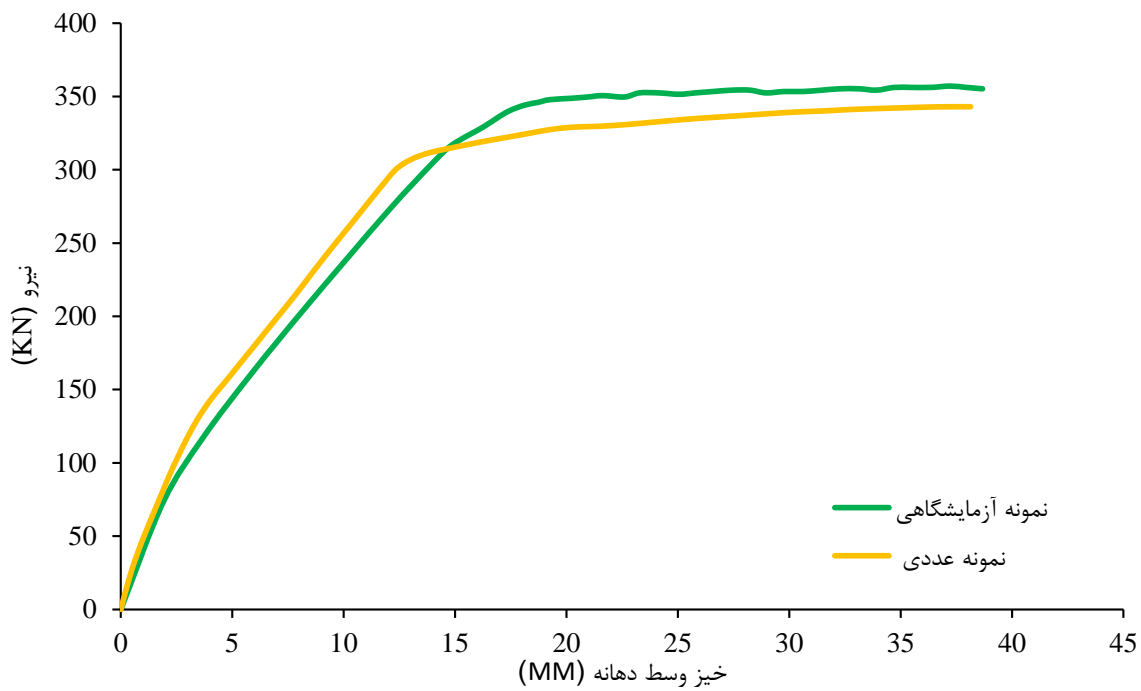


(د) شبکه $40 \times 40 \times 40$

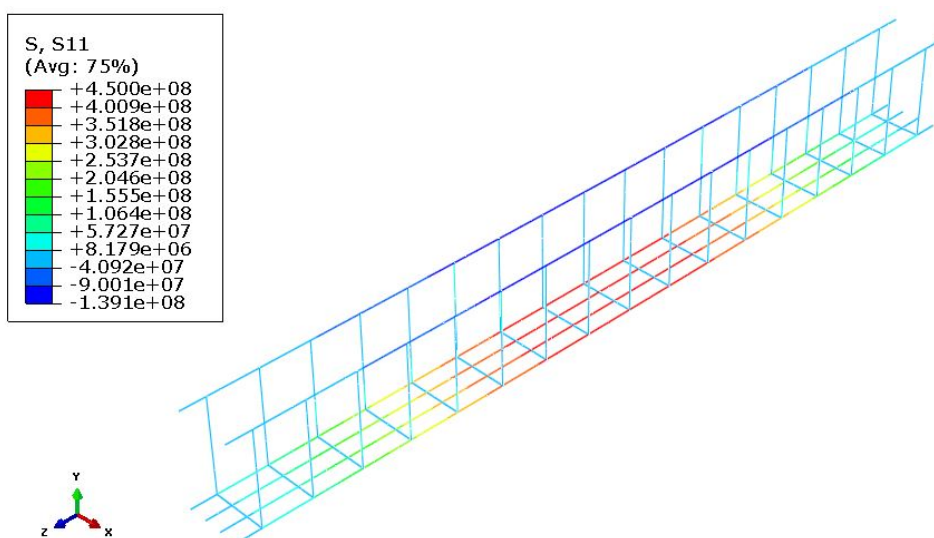
شکل ۷.۴: انواع شبکه‌بندی استفاده شده در مدل



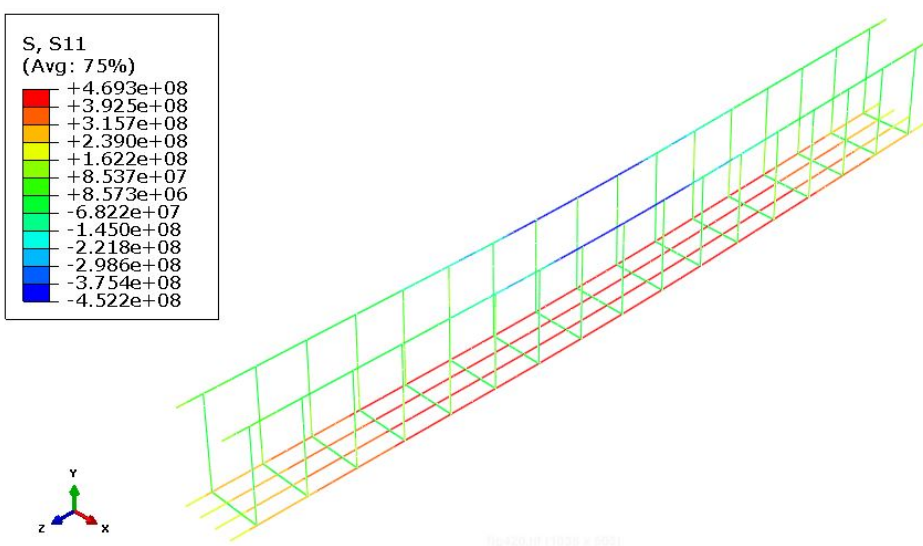
شکل ۸.۴: حساسیت مدل نسبت اندازه شبکه استفاده شده



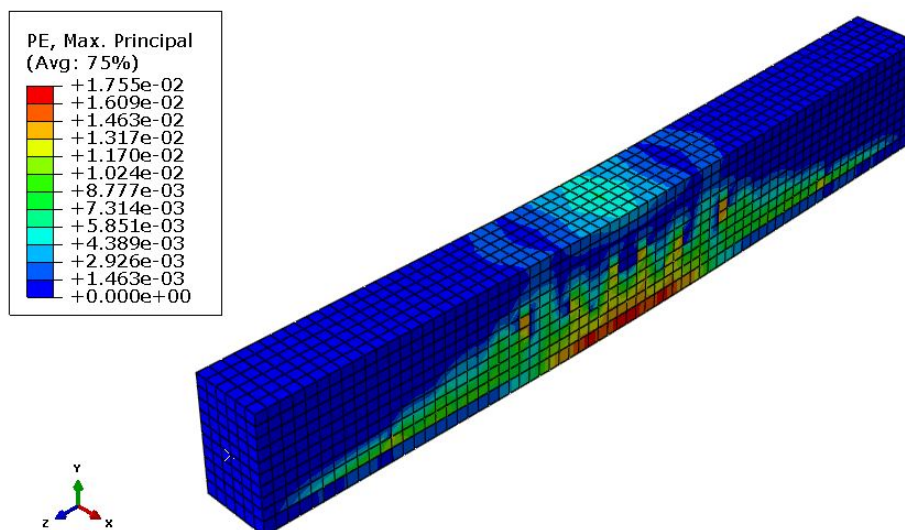
شکل ۹.۴: نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه تیر



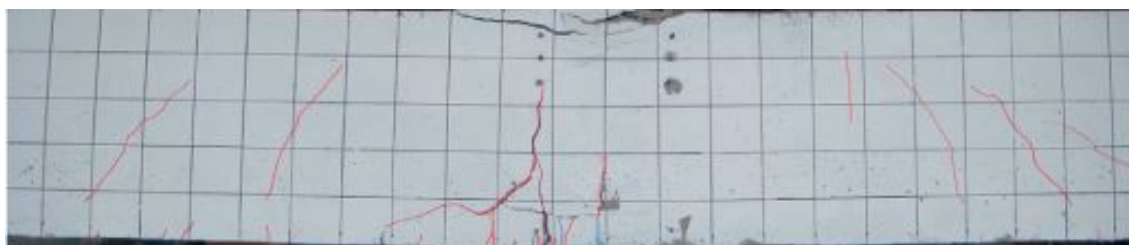
شکل ۱۰.۴: تنش‌های ایجاد شده در میگردها در لحظه تسلیم



شکل ۱۱.۴: تنش‌های ایجاد شده در میگردها در لحظه نهایی بارگذاری



شکل ۱۲.۴: آسیب‌های پلاستیک حداکثر اصلی ایجاد شده در تیر در انتهای بارگذاری



شکل ۱۳.۴: ترک‌های ایجاد شده در نمونه پس از انجام آزمایش [۵۸]

فصل ۵

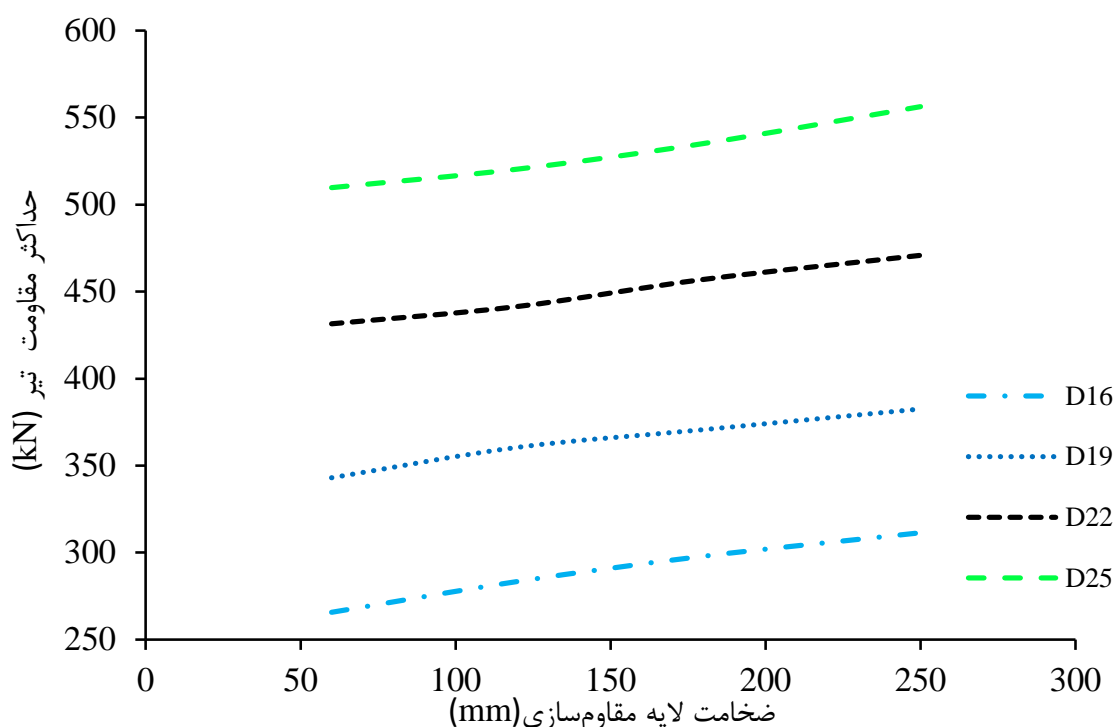
مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری

۱.۵ مقدمه

مطالعه پارامتری، به منظور بررسی عوامل مؤثر بر رفتار آن انجام می‌گیرد. در این فصل مدل صحت‌سنجی شده در فصل قبل مورد مطالعه قرار می‌گیرد. متغیرهای مورد بررسی، نسبت ارتفاع به دهانه، ضخامت لایه SHCC و درصد تسلیح تیر می‌باشد.

۲.۵ تأثیر ضخامت لایه SHCC

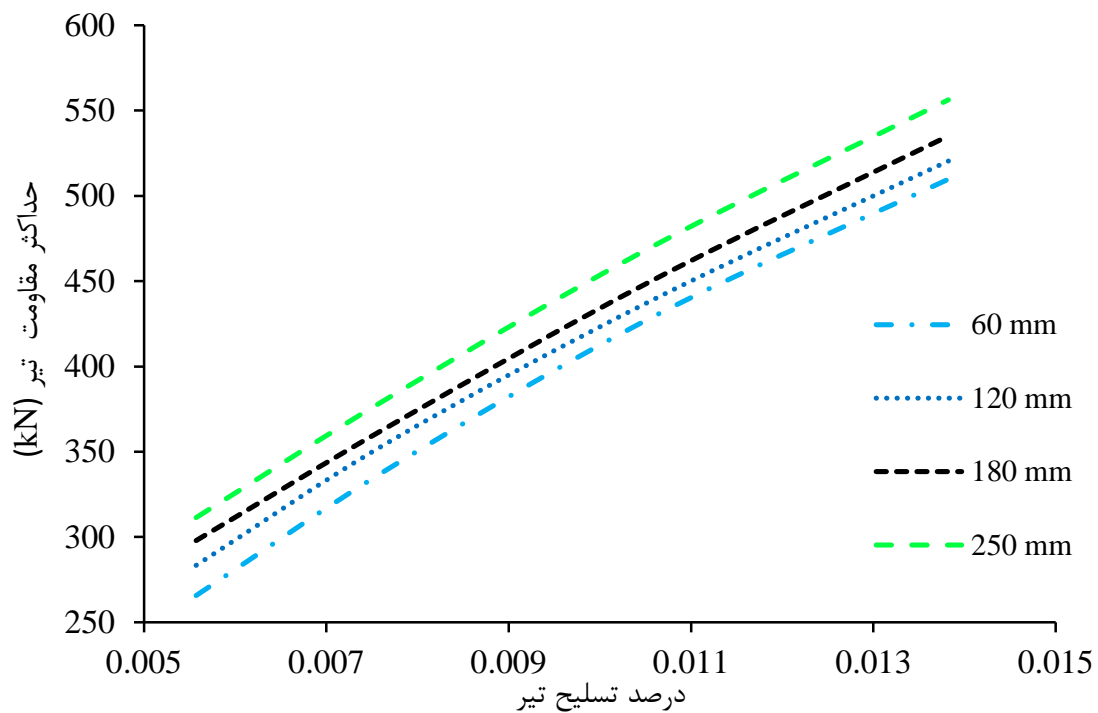
در این بخش، تأثیر ضخامت لایه SHCC بر حداکثر نیروی قابل تحمل توسط تیر بررسی می‌شود. نتایج تحلیل نشان‌دهنده ارتباط خطی بین ضخامت لایه SHCC و حداکثر نیروی قابل تحمل تیر است و افزایش ضخامت لایه SHCC باعث افزایش حداکثر نیروی قابل تحمل تیر می‌شود. به طوری که با تغییر ضخامت لایه مقاوم‌سازی از ۶۰ به ۱۲۰، ۱۸۰ و ۲۵۰ میلی‌متر باعث افزایش حداکثر نیروی قابل تحمل تیر با میلگردهای تحتانی از نوع D16، به مقدار ۶.۶، ۱۲.۱ و ۱۷.۲ درصد می‌شود. در شکل ۱.۵ حداکثر نیروی قابل تحمل تیر به به ازای میلگردهای مختلف نمایش داده شده است.



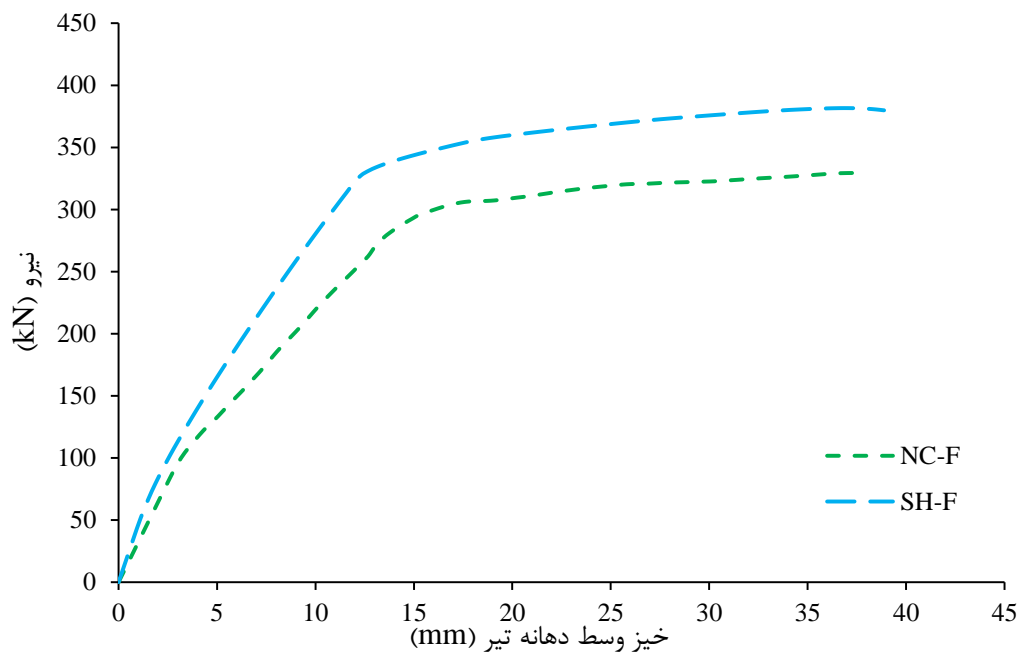
شکل ۱.۵: تأثیر ضخامت لایه مقاومسازی بر حداکثر نیروی قابل تحمل تیر

۳.۵ تأثیر درصد تسلیح تیر

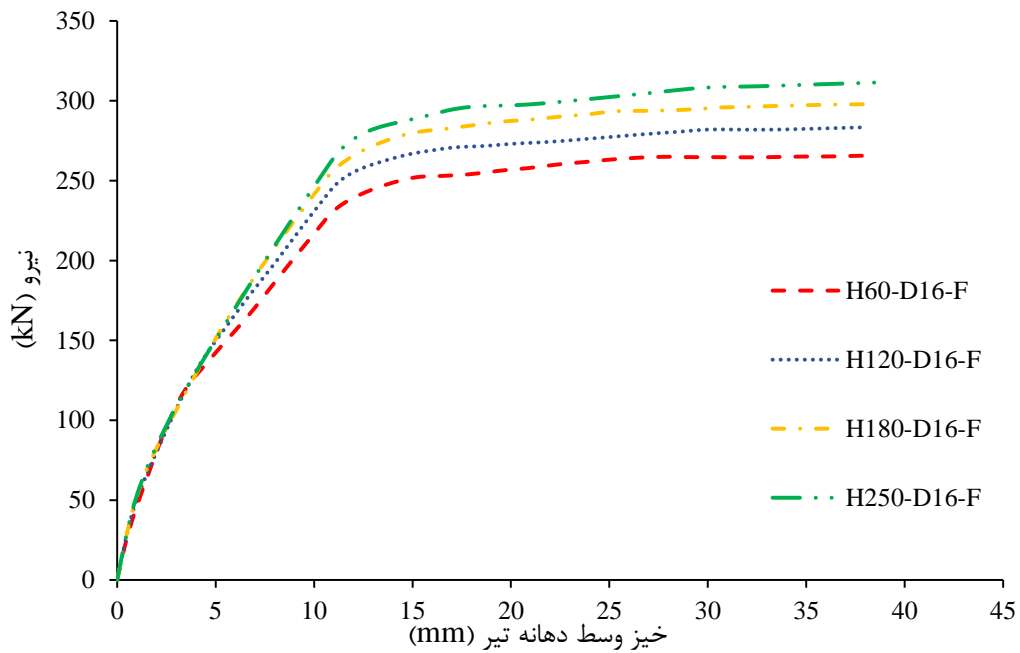
در این بخش، تأثیر درصد تسلیح تیر بر حداکثر نیروی قابل تحمل تیر بررسی می‌شود. حداکثر نیروی قابل تحمل تیر به درصد تسلیح تیر وابستگی دارد. تغییر در درصد تسلیح تیر با تغییر در قطر آرماتور و تعداد آن انجام می‌شود. که برای ساده‌سازی تحلیل و مدل‌سازی، تغییر درصد تسلیح تیر با تغییر در قطر آرماتور انجام شد. شکل ۲.۵ تأثیر درصد تسلیح تیر بر حداکثر نیروی قابل تحمل تیر را به ازای ضخامت‌های مختلف لایه مقاومسازی نشان می‌دهد. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که افزایش درصد تسلیح تیر باعث افزایش حداکثر نیروی قابل تحمل تیر می‌شود. به طوری که با تغییر میلگرد از D16 به D19، D22 و D25 حداکثر نیروی قابل تحمل تیر با لایه مقاومسازی به ضخامت ۶۰ میلی‌متر، به مقدار ۲۹.۱، ۶۲.۴ و ۹۱.۹ درصد افزایش می‌یابد. همان‌طور که از شکل ۲.۵ مشخص است می‌توان گفت که حداکثر نیروی قابل تحمل تیر با درصد تسلیح رابطه تقریباً خطی دارد. در شکل ۳.۵ NC-F همان تیر صحت‌سنجی شده است که کاملاً از بتن و SH-F تیری است که به صورت کامل از SHCC ساخته شده است. همچنین حرف F به معنای این است که مدل در نرم‌افزار ساخته شده است. در شکل‌های ۴.۵ تا ۷.۵ نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های ساخته شده در نرم‌افزار آمده است. نحوه نام‌گذاری نمونه‌ها به این صورت است که به عنوان مثال در نمونه H60-D16-F ضخامت لایه مقاومسازی ۶۰ میلی‌متر و میلگردهای تحتانی از نوع D16 می‌باشد.



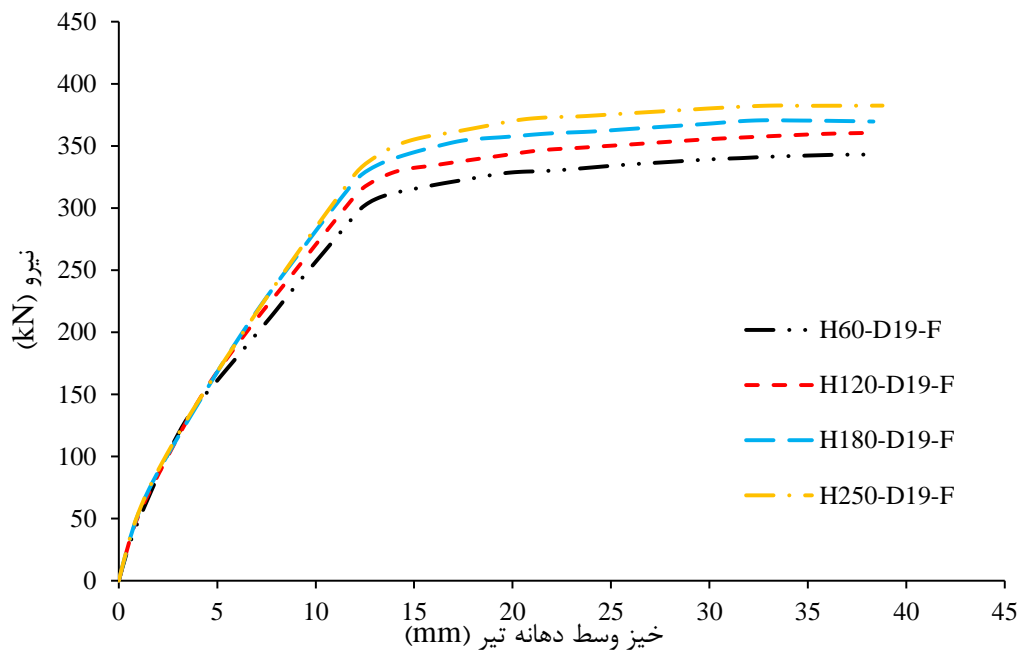
شکل ۲.۵: تأثیر درصد تسلیح بر حداکثر نیروی قابل تحمل تیر



شکل ۳.۵: نمودار نیرو-تغییر مکان وسط دهانه برای تیر بتنی معمولی و SHCC



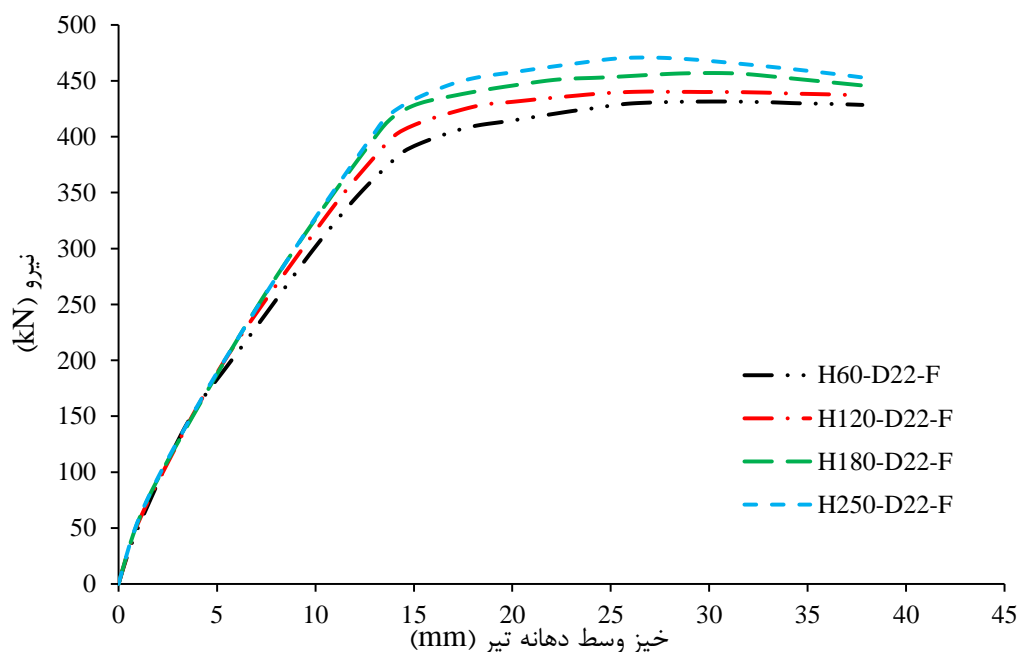
شکل ۴.۵: نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه برای درصد تسلیح ۰.۰۰۵۵



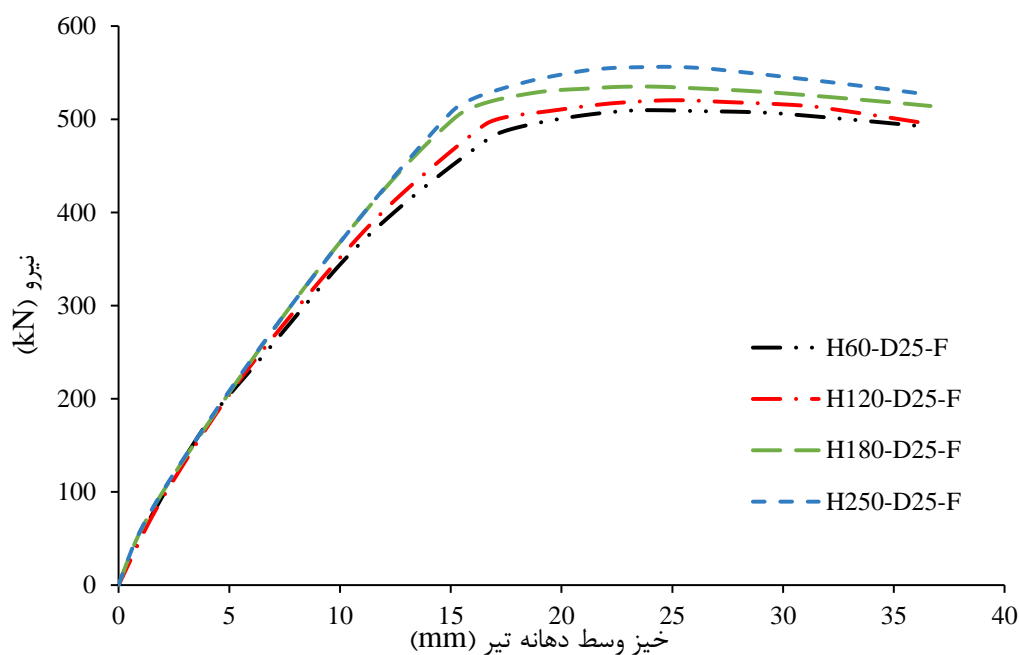
شکل ۵.۵: نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه برای درصد تسلیح ۰.۰۰۷۷

۴.۵ تأثیر نسبت ارتفاع به دهانه

در این بخش به تأثیر نسبت ارتفاع به دهانه بر حداکثر نیروی قابل تحمل تیر پرداخته می‌شود. برای بررسی تأثیر این پارامتر سه نمونه در نرم‌افزار آباکوس ساخته شد. طول تیر

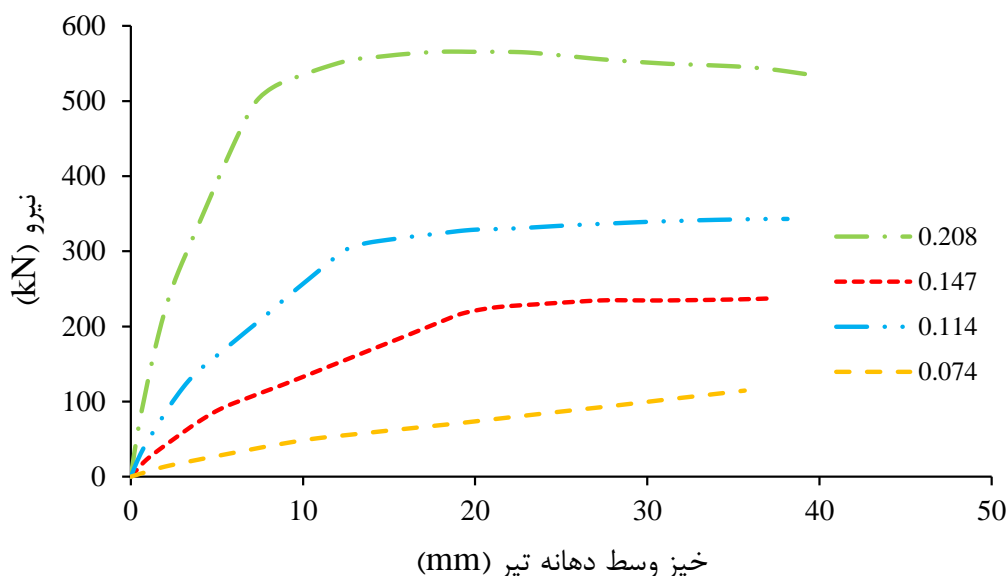


شکل ۶.۵: نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه برای درصد تسلیح ۰.۰۱۰۵



شکل ۷.۵: نمودار نیرو- تغییر مکان وسط دهانه برای درصد تسلیح ۰.۰۱۳۸

در نمونه‌های ساخته شده به ۲۴۰۰، ۴۴۰۰ و ۶۸۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد، که نمونه‌ها به ترتیب دارای نسبت ارتفاع به دهانه ۰.۲۰۸، ۰.۱۱۴ و ۰.۰۷۴ خواهند بود. همان‌طور که از شکل ۸.۵ مشخص است با کاهش نسبت ارتفاع به دهانه حداکثر نیروی قابل تحمل تیر کاهش می‌یابد.



شکل ۸.۵: نمودار نیرو-تغییر مکان وسط دهانه برای نسبت ارتفاع به دهانه‌های مختلف

۵.۵ جذب انرژی

به صورت کلی برای اعضای که به صورت رفت و برگشتی تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار می‌گیرند، سطح داخل هر یک از حلقه‌های تشکیل شده در هر چرخه به عنوان معیاری برای انرژی جذب شده در نظر گرفته می‌شود اما در این پایان‌نامه که بارگذاری به صورت مونوتونیک است سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان به عنوان معیاری برای انرژی جذب شده توسط تیر در نظر گرفته می‌شود. در جدول ۱.۵ انرژی جذب شده توسط نمونه‌ها آمده است. در شکل ۹.۵ نیز نمودار میله‌ای انرژی جذب شده توسط نمونه‌ها نمایش داده شده است.

۶.۵ شکل‌پذیری

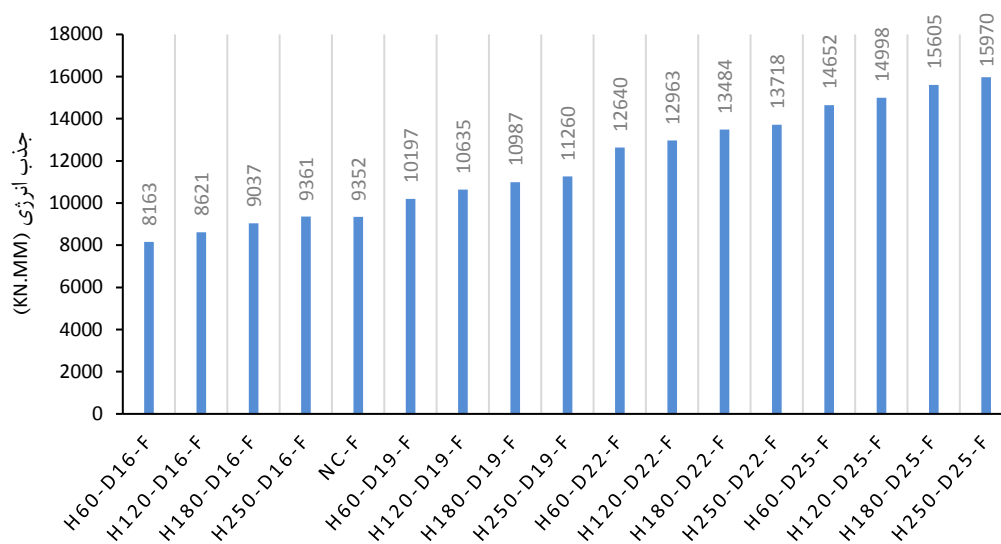
شکل‌پذیری در واقع قابلیت حفظ تغییر شکل‌های پلاستیک قبل از خرابی سازه بدون افت قابل توجهی در مقاومت یا سختی می‌باشد. شکل‌پذیری از نسبت تغییر شکل نهایی به تسلیم معادل شده محاسبه می‌شود. ضریب شکل‌پذیری از رابطه (۱.۵) به دست می‌آید.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1.5)$$

در رابطه فوق Δ_u و Δ_y به ترتیب تغییر شکل نهایی و تغییر شکل تسلیم هستند. بنابراین برای محاسبه شکل‌پذیری بایستی وضعیت نهایی و تسلیم سازه مشخص باشد. با توجه به این که در اغلب موارد نمودارهای رفتاری سازه‌ها غیرخطی هستند بایستی نمودار رفتاری سازه

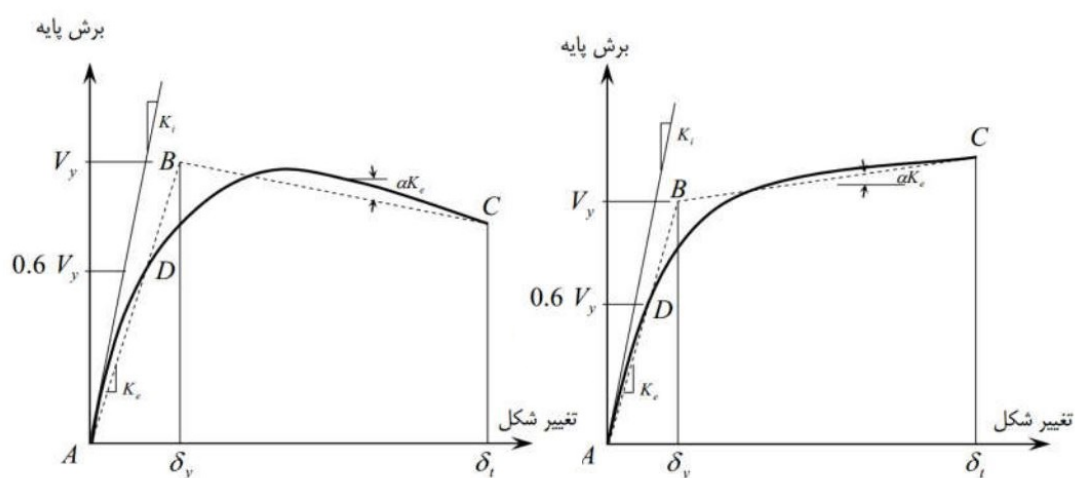
جذب انرژی (kN.mm)	حداکثر نیرو (kN)	تسلیم میلگرد			نمونه
		سختی (kN/mm)	خیز (mm)	نیرو (kN)	
۹۳۵۲	۳۳۰	۱۷	۱۸.۳	۳۰۷	NC-F
۱۱۰۹۵	۳۸۲	۲۵	۱۳.۱	۳۳۴	SH-F
۸۱۶۳	۲۶۶	۲۰	۱۲.۳	۲۴۱	H60-D16-F
۸۶۲۱	۲۸۳	۲۱	۱۲	۲۵۵	H120-D16-F
۹۰۳۷	۲۹۸	۲۳	۱۱.۶	۲۶۳	H180-D16-F
۹۳۶۱	۳۱۱	۲۳	۱۲	۲۷۶	H250-D16-F
۱۰۱۹۷	۳۴۳	۲۳	۱۳.۸	۳۱۱	H60-D19-F
۱۰۶۳۵	۳۶۰	۲۴	۱۳.۵	۳۲۶	H120-D19-F
۱۰۹۸۷	۳۷۱	۲۵	۱۳.۱	۳۳۴	H180-D19-F
۱۱۲۶۰	۳۸۳	۲۷	۱۲.۷	۳۳۸	H250-D19-F
۱۲۶۴۰	۴۳۱	۲۶	۱۵.۲	۳۹۳	H60-D22-F
۱۲۹۶۳	۴۴۰	۲۷	۱۴.۹	۴۰۹	H120-D22-F
۱۳۴۸۴	۴۵۷	۲۹	۱۴.۶	۴۲۴	H180-D22-F
۱۳۷۱۸	۴۷۱	۳۰	۱۴.۲	۴۲۵	H250-D22-F
۱۴۶۵۲	۵۱۰	۲۸	۱۷.۴	۴۸۷	H60-D25-F
۱۴۹۹۸	۵۲۰	۲۹	۱۷	۴۹۹	H120-D25-F
۱۵۶۰۵	۵۳۵	۳۱	۱۶.۷	۵۱۹	H180-D25-F
۱۵۹۷۰	۵۵۶	۳۴	۱۵.۳	۵۱۳	H250-D25-F

جدول ۱.۵: مقایسه تسلیم میلگرد، حداکثر نیرو و جذب انرژی نمونه‌ها

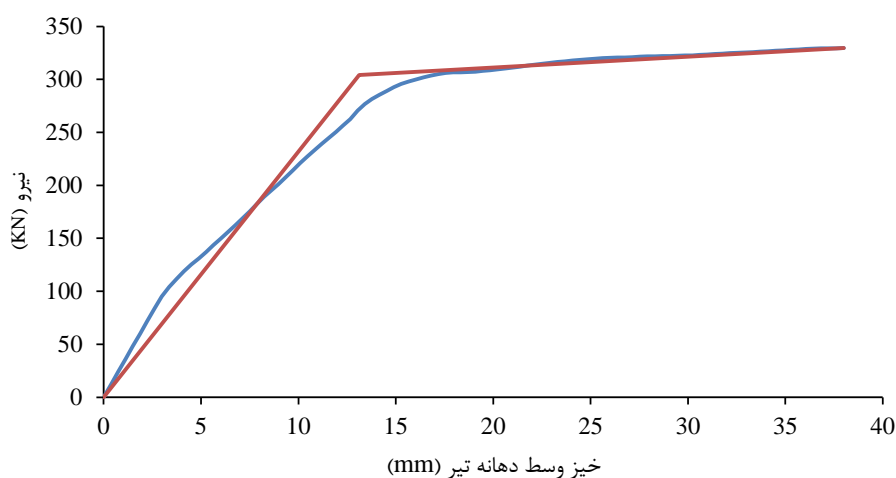


شکل ۹.۵: مقایسه جذب انرژی نمونه‌ها با استفاده از نمودار میله‌ای

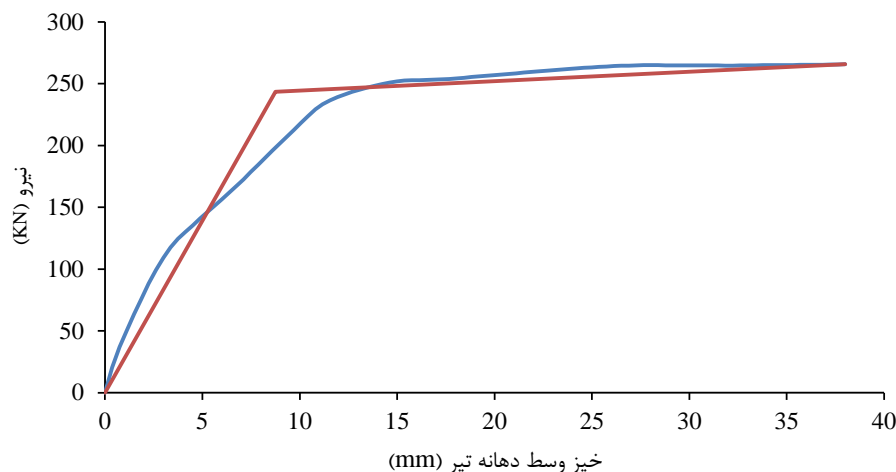
با یک نمودار دوخطی ساده جایگزین گردد. برای دوخطی کردن نمودار روش‌های متعددی مانند یانگ، پرستلی پائولی، روش آیین نامه ATC-40، و نشریه ۳۶۰ وجود دارد. در این بخش برای محاسبه شکل‌پذیری از روش آیین نامه ATC-40 استفاده شده است که مشابه روش نشریه ۳۶۰ می‌باشد. برای دوخطی کردن نقطه B باید طوری تعیین شود که مساحت زیر نمودار دوخطی و منحنی رفتار غیرخطی برابر شود و طول خط AD برابر ۰.۶ خط AB باشد. همچنین ارتفاع نقطه B از C بیش‌تر نشود. شکل ۱۱.۵ تا ۱۹.۵ منحنی‌های دوخطی شده تیرهای مقاوم‌سازی شده تا ضخامت ۱۲۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد. جدول ۲.۵ نیز مقادیر شاخص شکل‌پذیری برای نمونه‌ها را نشان می‌دهد.



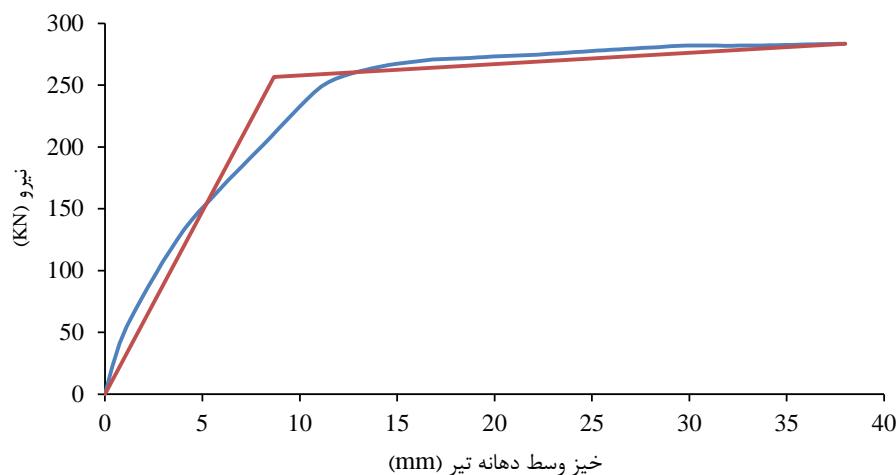
شکل ۱۰.۵: منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان



شکل ۱۱.۵: منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان نمونه NC-F



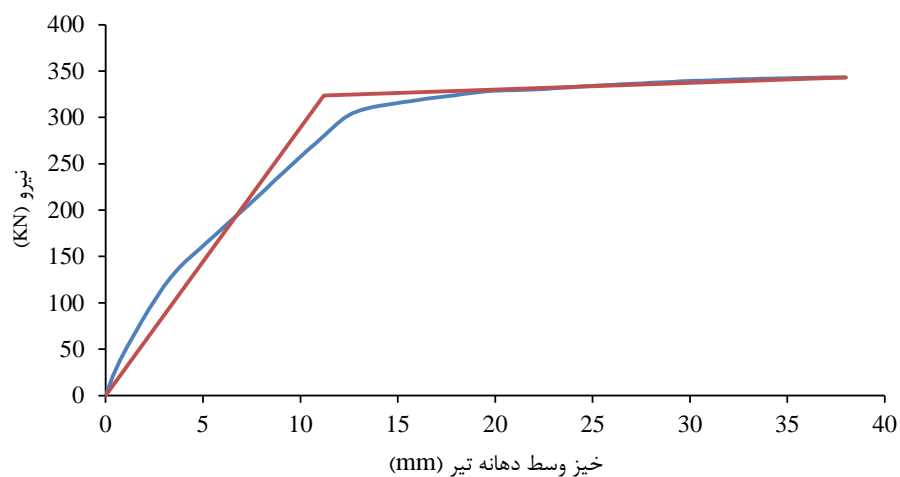
شکل ۱۲.۵: منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H60-D16-F



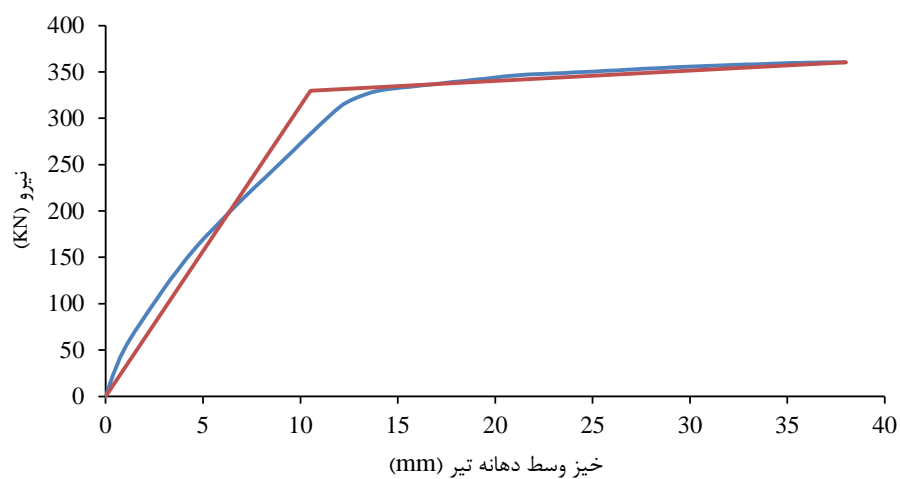
شکل ۱۳.۵: منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H120-D16-F

۷.۵ میلگرد معادل با ضخامت لایه مقاومسازی

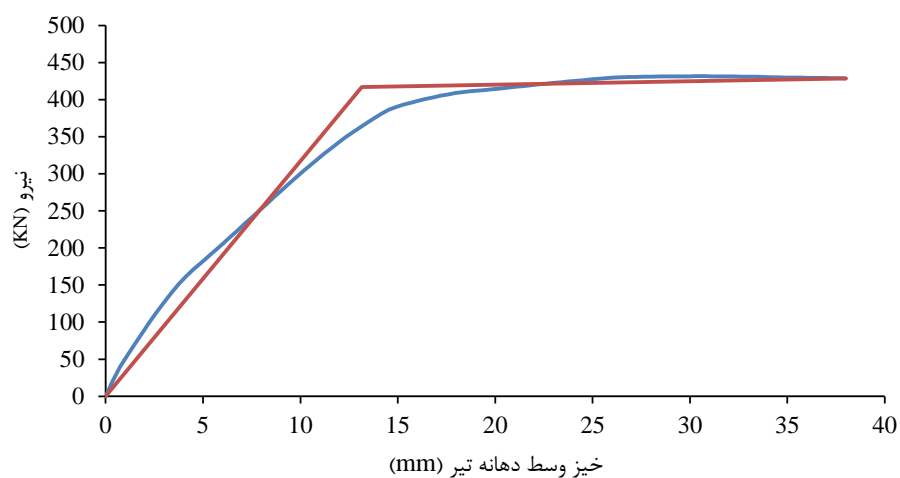
هدف از این بخش محاسبه میلگرد معادل با ضخامت لایه مقاومسازی می باشد. برای این منظور از نمودارهای نیرو- تغییر مکان نمونه های مدل سازی شده حداکثر نیرو استخراج و حداکثر لنگر خمشی موجود در تیر محاسبه شد. سپس یک تیر با ابعاد نمونه صحت سنجی شده، بر مبنای آیین نامه بتن ایران برای تحمل حداکثر لنگر خمشی طراحی شد و از تفاوت A_s تیر مقاومسازی شده و A_s تیر معادل، میلگرد معادل با ضخامت لایه مقاومسازی به دست آمد، که جزئیات آن در جدول ۳.۵ آمده است.



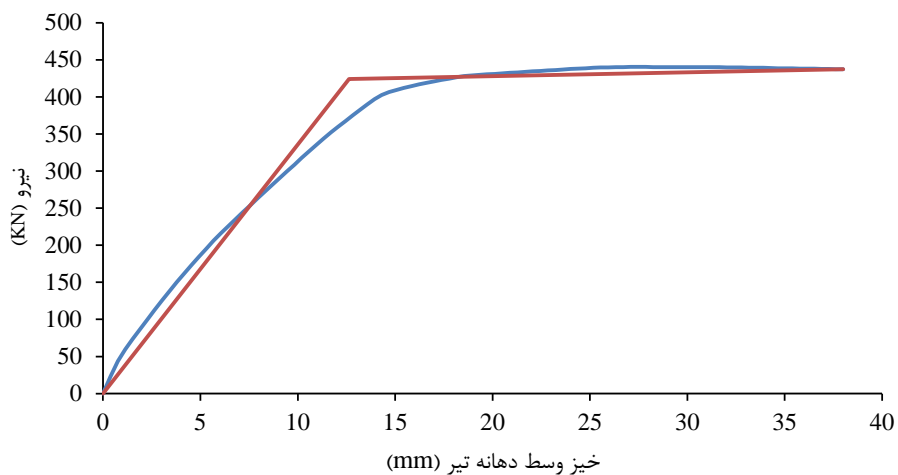
شکل ۱۴.۵: منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان نمونه H60-D19-F



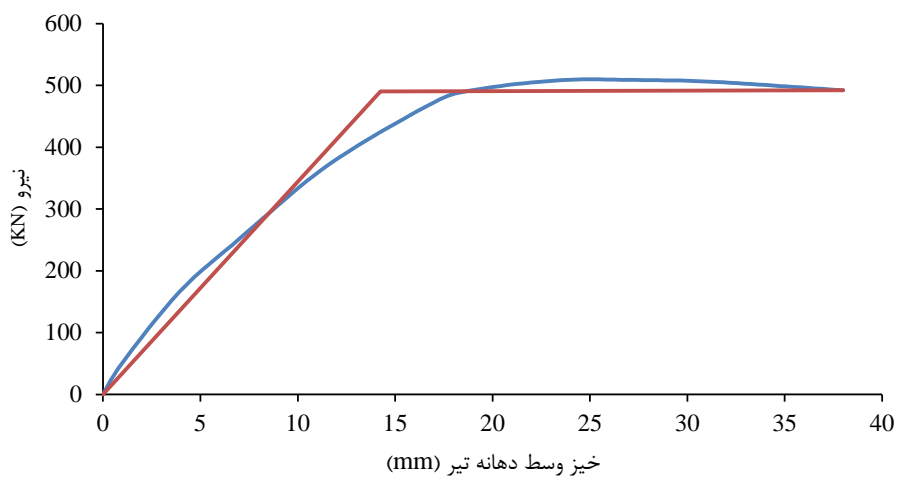
شکل ۱۵.۵: منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان نمونه H120-D19-F



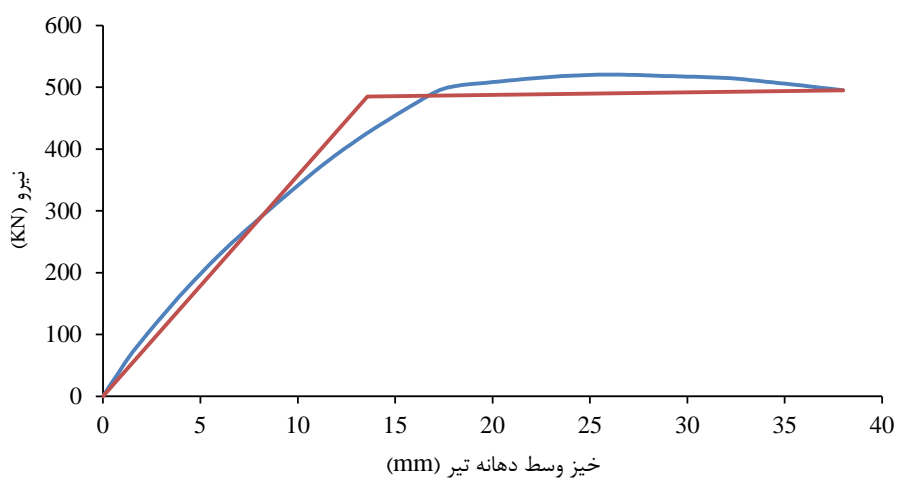
شکل ۱۶.۵: منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان نمونه H60-D22-F



شکل ۱۷.۵: منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H120-D22-F



شکل ۱۸.۵: منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H60-D25-F



شکل ۱۹.۵: منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان نمونه H120-D25-F

افزایش شکل پذیری (%)	μ	Δ_u (mm)	Δ_y (mm)	نمونه
	۴.۳۴	۳۸	۸.۷۵	H60-D16-F
۲.۰۷	۴.۴۳	۳۸	۸.۵۷	H120-D16-F
	۲.۹	۳۸	۱۳.۱	NC-F
۱۶.۹	۳.۳۹	۳۸	۱۱.۲	H60-D19-F
۶.۷۸	۳.۶۲	۳۸	۱۰.۵	H120-D19-F
	۲.۹	۳۸	۱۳.۱	H60-D22-F
۴.۱۴	۳.۰۲	۳۸	۱۲.۶	H120-D22-F
	۲.۶۸	۳۸	۱۴.۲	H60-D25-F
۴.۱	۲.۷۹	۳۸	۱۳.۶	H120-D25-F

جدول ۲.۵: مقایسه شکل پذیری نمونه‌ها

تیر معادل	تیر مقاوم‌سازی شده					نمونه
	ضخامت لایه مقاوم‌سازی معادل شده با میلگرد		ضخامت لایه مقاوم‌سازی			
A'_s mm^2	A_s mm^2	A'_s mm^2	A_s mm^2	ضخامت لایه مقاوم‌سازی mm	A'_s mm^2	A_s mm^2
۳۵۶	۱۵۷	۱۱۶۰	۶۰	۱۵۷	۸۰۴	H60-D16-F
۴۴۶	۱۵۷	۱۲۵۰	۱۲۰	۱۵۷	۸۰۴	H120-D16-F
۴۹۶	۱۵۷	۱۳۰۰	۱۸۰	۱۵۷	۸۰۴	H180-D16-F
۵۹۶	۱۵۷	۱۴۰۰	۲۵۰	۱۵۷	۸۰۴	H250-D16-F
۴۲۶	۱۵۷	۱۵۶۰	۶۰	۱۵۷	۱۱۳۴	H60-D19-F
۵۲۶	۱۵۷	۱۶۶۰	۱۲۰	۱۵۷	۱۱۳۴	H120-D19-F
۵۹۶	۱۵۷	۱۷۳۰	۱۸۰	۱۵۷	۱۱۳۴	H180-D19-F
۶۵۶	۱۵۷	۱۷۹۰	۲۵۰	۱۵۷	۱۱۳۴	H250-D19-F
۵۸۰	۱۵۷	۲۱۰۰	۶۰	۱۵۷	۱۵۲۰	H60-D22-F
۶۳۰	۱۵۷	۲۱۵۰	۱۲۰	۱۵۷	۱۵۲۰	H120-D22-F
۷۶۰	۱۵۷	۲۲۸۰	۱۸۰	۱۵۷	۱۵۲۰	H180-D22-F
۸۵۰	۱۵۷	۲۳۷۰	۲۵۰	۱۵۷	۱۵۲۰	H250-D22-F
۴۵۷	۶۰۰	۲۴۲۰	۶۰	۱۵۷	۱۹۶۳	H60-D25-F
۵۳۲	۶۰۰	۲۴۹۵	۱۲۰	۱۵۷	۱۹۶۳	H120-D25-F
۶۱۷	۶۰۰	۲۵۸۰	۱۸۰	۱۵۷	۱۹۶۳	H180-D25-F
۷۵۷	۶۰۰	۲۷۲۰	۲۵۰	۱۵۷	۱۹۶۳	H250-D25-F

جدول ۳.۵: معادل‌سازی لایه مقاوم‌سازی با میلگرد از جنبه ظرفیت خمشی

فصل ۶

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۱.۶ مقدمه

رفتار سخت‌شوندگی کرنشی تحت کشش که با بتن متفاوت می‌باشد، از SHCC یک مصالح توانمند با قابلیت جذب انرژی بالا و قابلیت ترک‌خوردگی‌های زیاد قبل از شکست ساخته است که می‌توان از آن جهت ترمیم و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی استفاده کرد.

این پایان‌نامه با هدف ایجاد یک مدل با قابلیت پیش‌بینی رفتار یک تیر مقاوم‌سازی شده با کامپوزیت‌های سیمانی سخت‌شونده تحت آزمایش خمش چهار نقطه‌ای با استفاده از روش اجزاء محدود غیر خطی انجام گرفت. پس از انجام مطالعات در مورد مدل‌های رفتاری موجود، مدل خسارت پلاستیک موجود در کتابخانه نرم‌افزار جهت شبیه‌سازی عددی انتخاب شد. سپس تیر مقاوم‌سازی شده در آزمایشگاه شبیه‌سازی شد و صحت نتایج آن مورد ارزیابی قرار گرفت. بعد از حصول اطمینان از نتایج شبیه‌سازی، آنالیز حساسیت بر روی متغیرهای فرضی منطقی انجام گرفت. پاسخ نیرو-تغییر مکان وسط دهانه تیر و الگوی ترک‌خوردگی تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت. بعد از انجام آنالیز حساسیت، بر روی مدل عددی مطالعات پارامتری انجام گرفت. مطالعات پارامتری بر روی نسبت ارتفاع به دهانه، ضخامت لایه SHCC و درصد تسلیح تیر انجام گرفته است که نتایج آن در فصل ۵ ارائه شده است.

۲.۶ نتیجه‌گیری

- نتایج حاصل از بررسی تیرهای مقاوم‌سازی شده به صورت زیر است:
- ۱- افزایش ضخامت لایه مقاوم‌سازی، در یک، درصد تسلیح مشخص تأثیر زیادی بر سختی تیر (حداکثر ۲۰ درصد) ندارد.
 - ۲- افزایش ضخامت لایه مقاوم‌سازی تیر بسته به درصد تسلیح، میزان جذب انرژی را ۲ تا ۱۴ درصد نسبت به تیر مقاوم‌سازی شده با ضخامت ۶۰ میلی‌متر افزایش می‌دهد. همچنین مقدار بار نهایی قابل تحمل تیر را به میزان ۲ تا ۱۷ درصد افزایش می‌دهد.
 - ۳- در تیر ساخته شده با مصالح SHCC جذب انرژی نسبت به تیر بتنی معمولی، به مقدار ۱۸ درصد بیش‌تر است.
 - ۴- تیرهای دارای SHCC نیروی حداکثر بیش‌تری را نسبت به تیر بتنی معمولی نشان می‌دهند، دلیل این موضوع در نمودار رفتاری کامپوزیت‌های سیمانی سخت‌شونده، در کشش و پذیرفتن کرنش‌های زیاد در حد ۳ تا ۷ درصد است.
 - ۵- به ازای ضخامت‌های مختلف لایه مقاوم‌سازی، با افزایش درصد تسلیح تیر از ۰.۰۰۵۵ به ۰.۰۰۷۷، جذب انرژی به مقدار ۲۰ الی ۲۴ درصد، از ۰.۰۰۷۷ به ۰.۰۱۰۵، جذب انرژی به مقدار ۲۱.۸ تا ۲۳.۹ درصد و از ۰.۰۱۰۵ به ۰.۰۱۳۸، جذب انرژی به مقدار ۱۵.۶ الی ۱۶.۴ درصد افزایش می‌یابد.

۳.۶ پیشنهادات

- با توجه به بررسی‌های انجام شده در این پایان‌نامه، برای ادامه تحقیقات موارد زیر پیشنهاد می‌گردد.
- ۱- بررسی تیرهای مقاوم‌سازی شده با SHCC تحت بارگذاری‌های پیچیده‌تر مانند بارگذاری چرخه‌ای و ضربه‌ای
 - ۲- بررسی تیرهای مقاوم‌سازی شده در قاب
 - ۳- بررسی تأثیر نوع تکیه‌گاه بر رفتار و عملکرد تیر مقاوم‌سازی شده
 - ۴- بررسی تأثیر استفاده این شیوه مقاوم‌سازی در ستون‌های یک قاب
 - ۵- تغییر در خواص مکانیکی SHCC نظیر مقاومت فشاری و کششی آن و بررسی تأثیر آن بر نتایج تحلیل
 - ۶- بررسی رفتار تیرهای مقاوم‌سازی شده تحت تأثیر برش و پیچش

فصل ۷

پیوست

۱.۷ مقدمه

در این فصل توضیحات مربوط به صحت‌سنجی دیوار برشی پیوست شده است، دلیل این موضوع این است که مدل مورد بررسی در ابتدا دیوار برشی کامپوزیتی بود و زمان زیادی صرف تلاش برای صحت‌سنجی این مدل شد. پس از عدم موفقیت در صحت‌سنجی، مدل به تیر مقاوم‌سازی شده تغییر پیدا کرد.

۲.۷ تاریخچه استفاده از ECC در دیوار برشی

۱.۲.۷ معرفی

دیوارهای برشی سیستم‌های باربر جانبی هستند که قادر به مهاربندی ساختمان‌ها در برابر نیروهای جانبی مانند زلزله و باد هستند. از گذشته برای سال‌های متمادی به طور گسترده دیوارهای برشی بتن مسلح برای مهار جانبی سازه‌های ساختمانی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در کمتر از چهار دهه گذشته، انواع دیوارهای برشی برای مهاربندی جانبی ساختمان‌های فولادی توسعه پیدا کردند. در این سیستم از پنل فولادی استفاده می‌شد.

انواع پنل استفاده شده می‌توانست از جنس صفحه فولادی مسطح^۱، صفحه فولادی نورد شده^۲، صفحه کامپوزیتی^۳ و یا صفحه با دو ورقه فولادی نورد شده^۴ باشد. این نوع دیوارهای برشی بر روی ساختمان‌های جدید مورد بررسی قرار گرفتند که به طور نسبی باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی و فولادی می‌شدند. در این بخش به مراحل توسعه و همچنین تحقیقات انجام شده بر روی انواع دیوارهای برشی می‌پردازیم.

۲.۲.۷ دیوار برشی با استفاده از ورق فولادی

تاکنون تحقیقات زیادی بر روی رفتار و طراحی دیوارهای برشی فولادی انجام گرفته است. اولین طراحی دیوار برشی بر مبنای مفهوم جلوگیری از کمانش برشی^۵ ورق تحت بارهای جانبی بود، که منجر به استفاده زیاد از ورق فولادی و حذف مقاومت پس‌کمانش^۶ می‌شد. اولین تحقیق بر روی پس‌کمانش دیوارهای برشی در سال ۱۹۳۱ توسط وانگر^۷ بر مبنای تعدادی آزمایش بر روی پنل‌های برشی آلومینیومی نازک انجام گرفت. در سال‌های اخیر ایده استفاده از مقاومت پس‌کمانش با استفاده از ورقه‌های فولادی سخت نشده نازک به صورت گسترده‌ای توسط محققان زیادی در کانادا [۶۲، ۶۳] و ایالات متحده [۶۴، ۶۵] پذیرفته شده است. تحقیق بر روی دیوارهایی که دارای بازشدگی^۸ هستند، از آنجایی که می‌تواند به طرز قابل توجهی ورق فولادی را ضعیف کند مورد توجه محققان قرار گرفت [۶۶]. در این بخش به طور خلاصه به مطالعه دیوارهای برشی با ورق فولادی سخت نشده نازک می‌پردازیم. در ابتدا توسعه مدل نواری^۹ و سپس تحقیقات محاسباتی و آزمایشگاهی انجام شده بر روی دیوارهای برشی فولادی تحت بار مونوتونیک^{۱۰} ارائه می‌شود.

در سال ۱۹۸۳ سوربورن^{۱۱} و همکارانش [۶۷] بر روی یک مدل محاسباتی بر مبنای تنش کششی قطری خالص برای دیوارهای برشی فولادی سخت نشده نازک مطالعه کردند. از مقاومت برشی پنل قبل از کمانش صفحه صرف نظر می‌شد. آن‌ها مدلی را پیشنهاد کردند که در آن ورق‌ها با یک سری نوارهای با انتهای مفصلی زاویه دار مدل می‌شدند. زاویه هر یک از نوارها در جهت تنش‌های کششی اصلی بود. در شکل ۱.۷ مدل ارائه شده توسط آن‌ها نشان داده شده است. سختی تیرهای داخلی بی‌نهایت فرض می‌شد و همچنین اتصال‌ها به ستون‌ها

¹ flat steel plate

² profiled steel plate

³ composite plate

⁴ double skin profiled steel plate

⁵ shear buckling

⁶ post-buckling strength

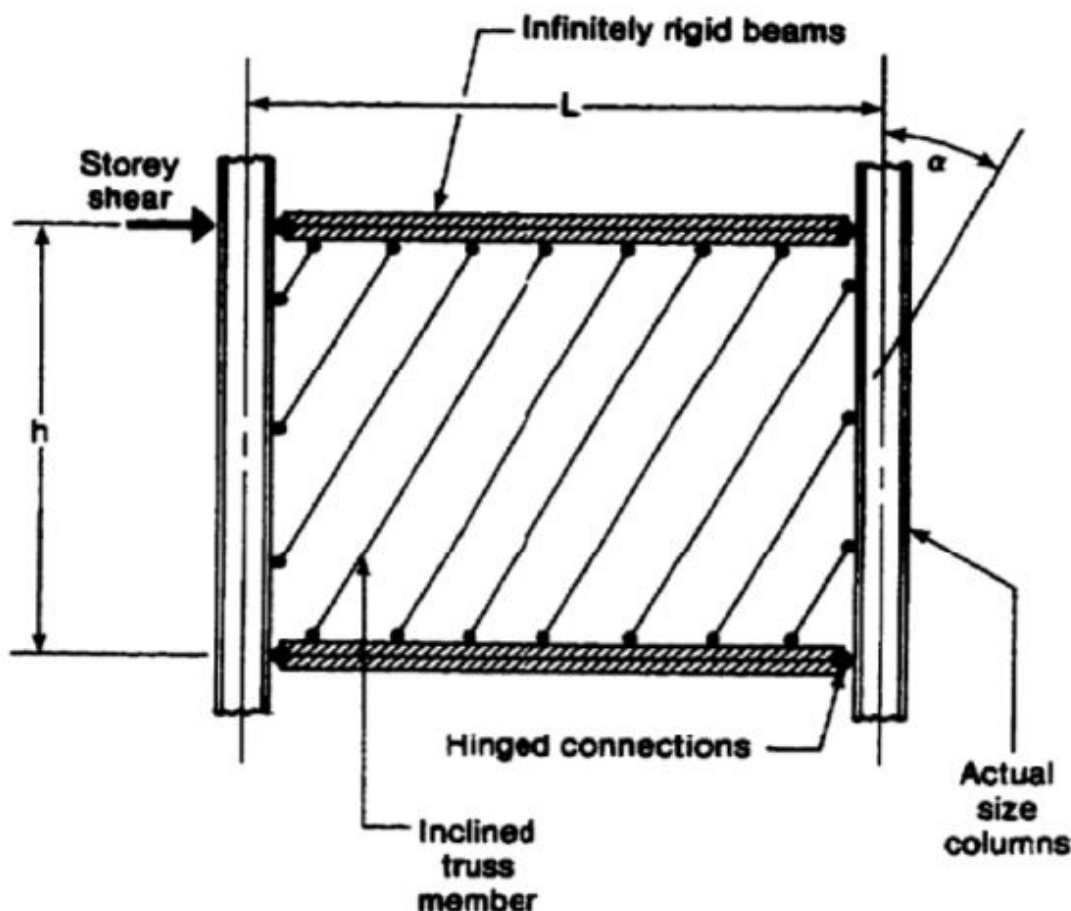
⁷ Wagner

⁸ openings

⁹ strip model

¹⁰ monotonic

¹¹ Thorburn



شکل ۱.۷: مدل نواری برای دیوار برشی [۶۷]

مفصلی در نظر گرفته می‌شود. در این بخش به طور کلی برای به دست آوردن زاویه میدان تنش کششی از روش کار حداقل^۱ استفاده می‌شود. فقط انرژی میدان تنش کششی و انرژی محوری در تیر و ستون در نظر گرفته می‌شود. زاویه میدان تنش کششی، α ، از فرمول (۱.۷) محاسبه می‌شود. که در آن L عرض دهانه، L_w ضخامت ورق فولادی داخل قاب، h ارتفاع طبقه و A_c و A_b مساحت سطح مقطع ستون و تیر هستند.

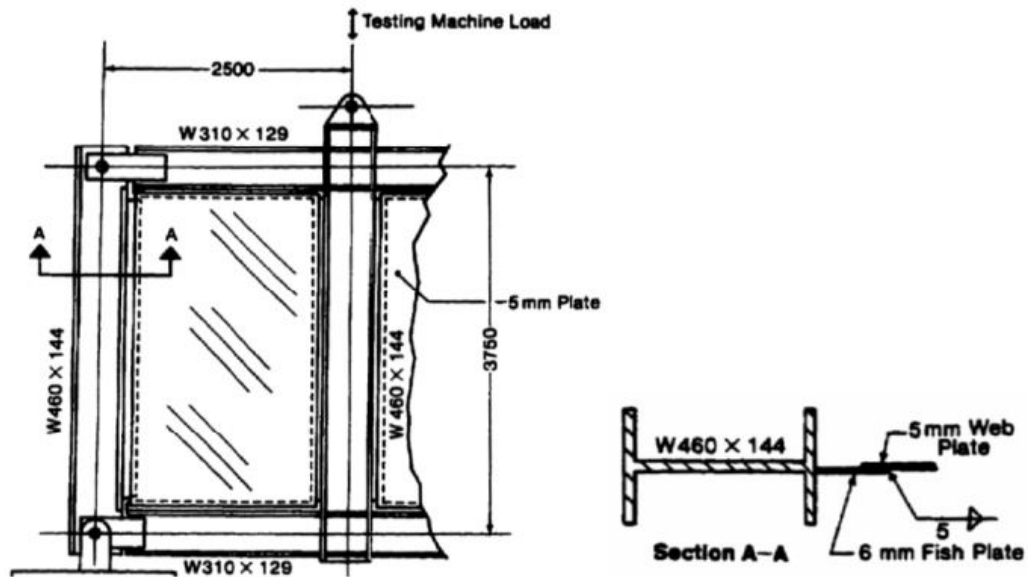
$$\tan^4 \alpha = \left[\frac{1 + \frac{L \times t_w}{2A_c}}{1 + \frac{h \times t_w}{A_b}} \right] \quad (1.7)$$

سوربورن و همکارانش همچنین یک مدل محاسباتی برای تعیین تعداد نوارهای مورد نیاز که به صورت مؤثر رفتار ورق درون قاب را مدل کند، ارائه کردند. تیملر و کولک^۲ [۶۸] در سال ۱۹۸۳ آزمایش‌هایی را بر روی یک طبقه در مقیاس بزرگ برای یک دیوار برشی با ورق فولادی جهت تایید مدل پیشنهادی سوربورن و همکارانش انجام دادند. جزئیات نمونه در شکل ۲.۷

¹ least work

² Timler and Kulak

نشان داده شده است.



شکل ۲.۷: جزئیات دیوار برشی تیملر و کولک [۶۸]

نمونه در هر دو حالت بار نهایی و سرویس مورد آزمایش قرار گرفت. نتایج حاکی از آن بود که سختی خمشی ستون‌ها مقدار زاویه میدان تنش کششی را تحت تأثیر قرار می‌دهد. بنابراین معادله به صورت رابطه (۲.۷) بهینه می‌شود.

$$\tan^4 \alpha = \left[\frac{1 + \frac{L \times t_w}{2A_c}}{1 + h \times t_w \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \right] \quad (2.7)$$

که در آن I_c ممان اینرسی ستون می‌باشد.

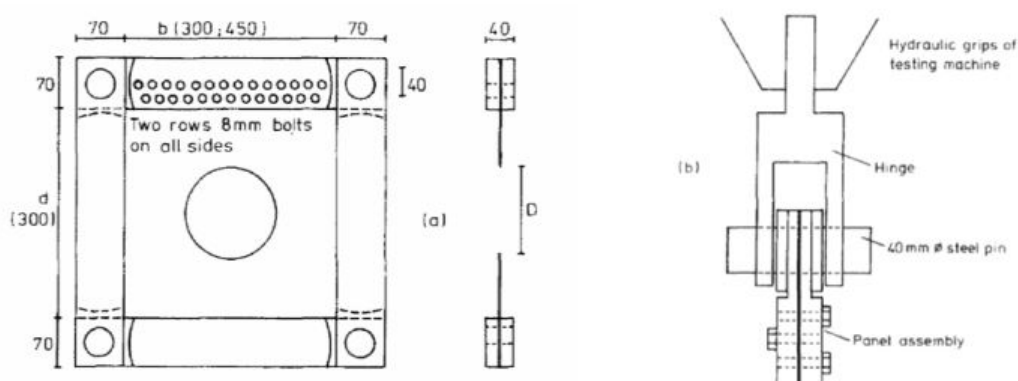
رابرت و صبوری قمی^۱ [۶۶] در سال ۱۹۹۲ یک سری بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیکی بر روی پنل‌های برشی فولادی با بازشدگی‌های دایره‌ای شکل در مرکز پنل انجام دادند. پنل‌ها دارای ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر، عرض ۳۰۰ تا ۴۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۸۳ تا ۱۲۳ میلی‌متر بودند. قطر بازشدگی دایره شکل مرکزی از ۱۵۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر تغییر می‌کرد. جزئیات نمونه در شکل ۳.۷ نشان داده شده است.

نمونه توسط جک هیدرولیکی ۲۵۰ کیلو نیوتونی تحت بارگذاری قرار گرفت. نتایج آزمایش شبه‌استاتیکی نشان می‌داد که مقاومت و سختی پنل سوراخ شده می‌تواند به صورت تقریبی با اعمال کردن یک ضریب کاهش خطی $(1 - D/d)$ در مقاومت و سختی پنل سوراخ نشده مشابه به دست آید.

دراپور^۲ و همکارانش [۶۲] در سال ۱۹۹۸ یک آزمایش چرخه‌ای شبه‌استاتیکی بر روی یک

^۱ Roberts and Sabouri-Ghomi

^۲ Driver

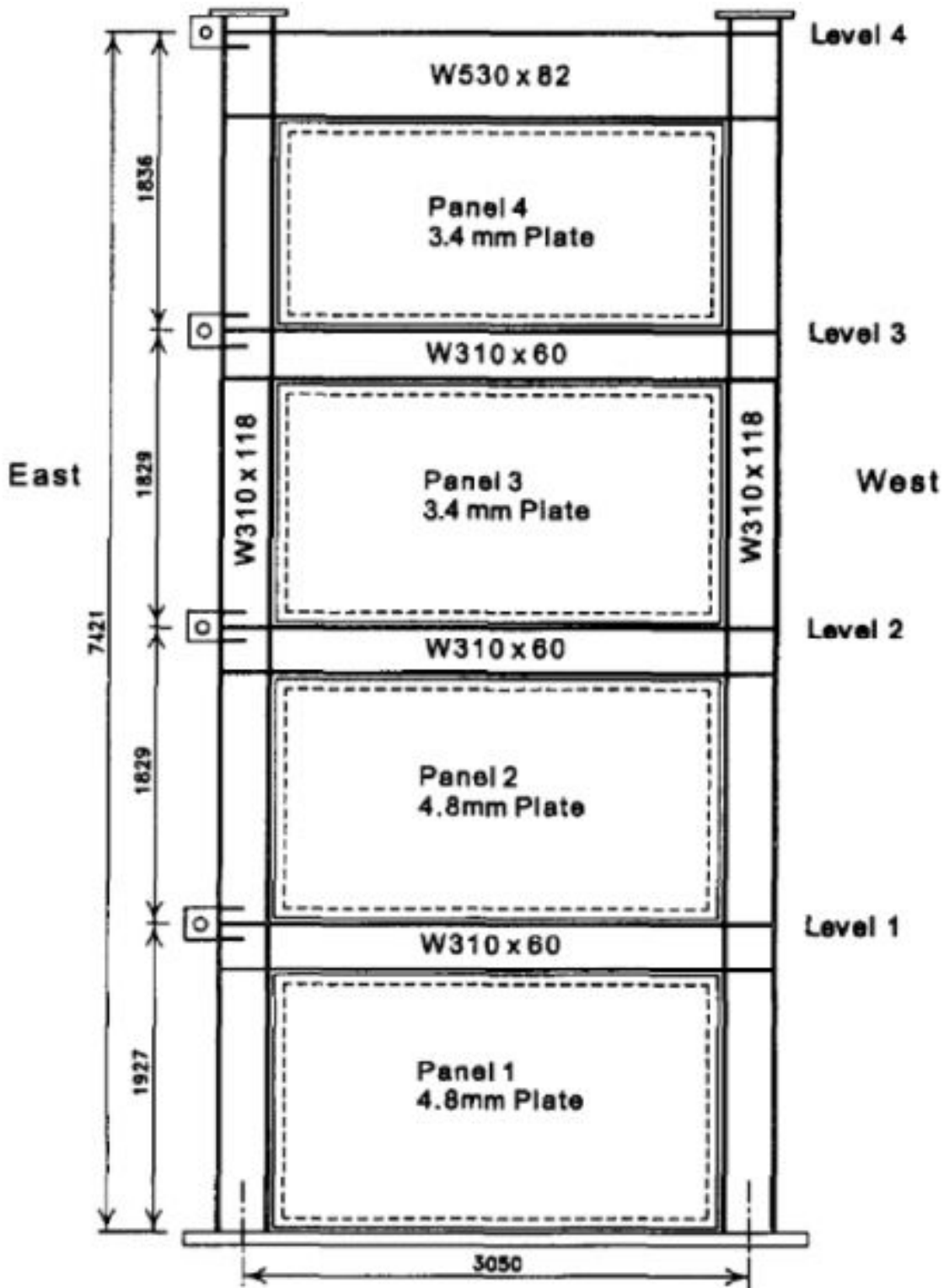


شکل ۳.۷: جزئیات نمونه: (a) پنل برشی ساخته شده (b) اتصال مفصلی [۶۶]

قاب چهار طبقه یک دهانه در مقیاس بزرگ و دارای دیوار برشی فولادی سخت نشده انجام دادند تا عملکرد کلی درون صفحه‌ای دیوار را تحت بارگذاری چرخه‌ای ارزیابی کنند. اتصالات تیر به ستون‌ها دارای مقاومت خمشی بود و ورق فولادی به اعضای مرزی خود جوشکاری شده بود. ارتفاع کلی قاب ۷.۴ متر و عرض دهانه آن ۳.۰۵ متر بود که جزئیات آن در شکل ۴.۷ نشان داده شده است. ضخامت ورق فولادی مورد استفاده در دیوار برشی در طبقه اول و دوم ۴.۸ میلی‌متر و در طبقه سوم و چهارم ۳.۴ میلی‌متر بود. در طول آزمایش ۳۰ بار چرخه‌ای به نمونه اعمال شد و پس از چرخه ۲۰ نمونه وارد مرحله غیر خطی شد. نتایج آزمایش نشان می‌داد نمونه شکل پذیری خوبی دارد و همچنین قادر به جذب انرژی بالایی است.

همچنین درایور و همکارانش با استفاده از نرم‌افزار آباکوس از یک مدل اجزاء محدود برای تحلیل نتایج آزمایشگاهی نمونه خود استفاده کردند. ورق فولادی داخل قاب به صورت المان پوسته و تیرها و ستون‌ها به عنوان المان تیر مدل سازی شدند. خواص مواد به صورت مشابه در کشش و فشار فرض شدند. هر دو تحلیل پوش‌آور و چرخه‌ای انجام گرفت. پیش بینی بسیار خوبی برای مقاومت نهایی برای تحلیل مونوتونیک مشاهده گردید اما در مورد حلقه‌های هیستریزس به علت کماتش و باز توسعه پیدا کردن میدان تنش کششی، در منحنی های بار-تغییر مکان نتایج خوبی در بارگذاری چرخه‌ای به دست نیامد.

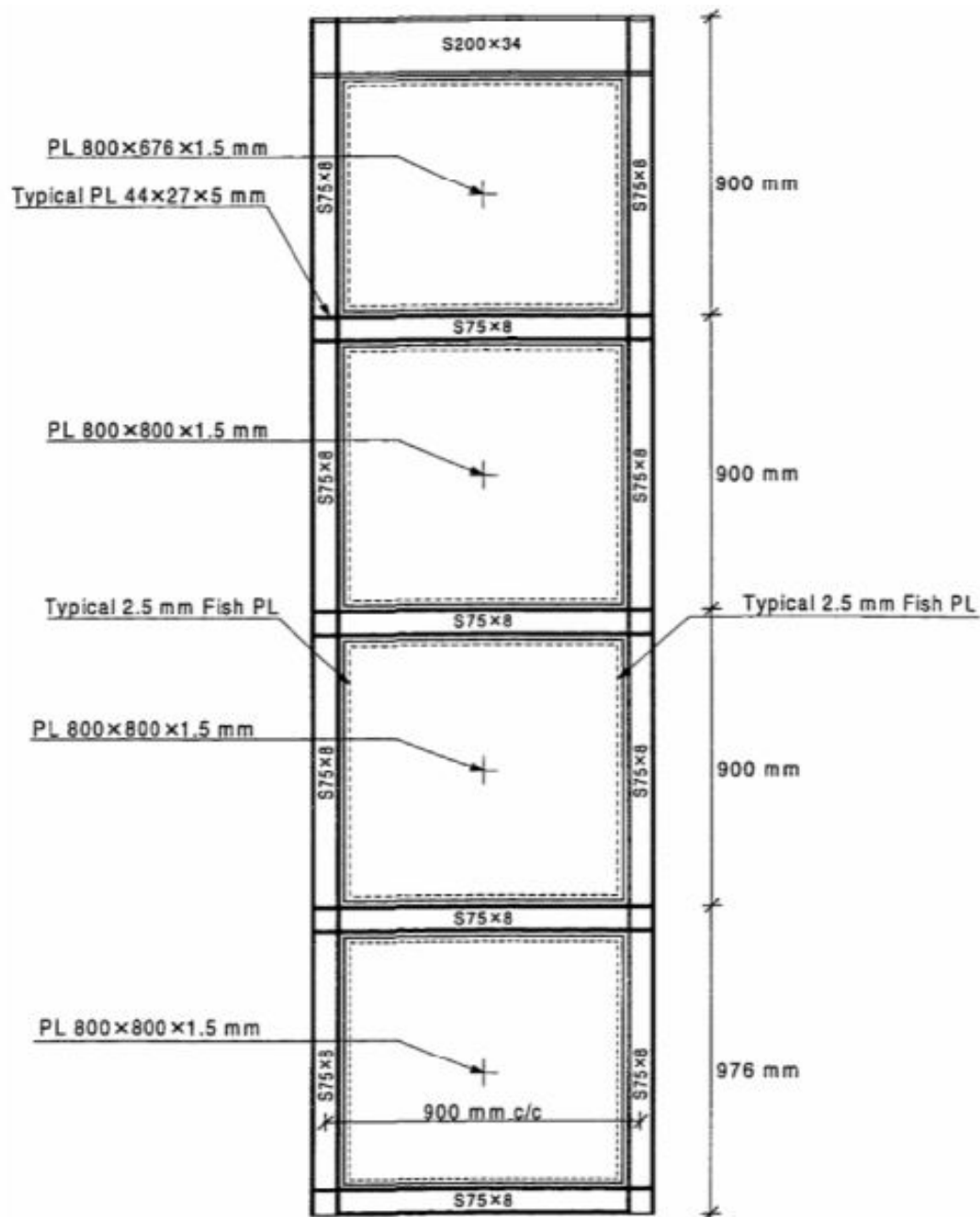
رضایی [۶۹] در سال ۱۹۹۹ یک آزمایش میز لرزان بر روی یک قاب چهار طبقه با دیوار برشی فولادی در مقیاس یک چهارم برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی چند طبقه انجام داد. همه اتصالات تیر به ستون دارای مقاومت خمشی بودند و ضخامت صفحات ۱.۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده بود. در هر طبقه ورقه‌های فولادی بر روی تیرها قرار گرفته بودند تا جرم طبقه که ۱۷۰۰ کیلوگرم بود را فراهم کنند. حرکت نمونه در خارج از صفحه محدود شده بود. رضایی قبل از انجام آزمایش اصلی یک آزمایش ارتعاش برای به دست آوردن فرکانس سازه انجام داد. فرکانس اصلی سازه ۶.۱ هرتز بود. سپس نمونه تحت تعدادی بارگذاری با شبیه‌سازی حرکت زمین قرار گرفت. با توجه به محدودیت‌های میز لرزان امکان بررسی پاسخ



شکل ۴.۷: جزئیات آزمایش دیوار برشی درایور و همکاران [۶۲]

غیرخطی نبود. بنابراین تمرکز محقق بر روی محدوده خطی معطوف شد. نتایج به دست آمده از نمودار بار-تغییر مکان برای قاب نشان می‌داد که بیش‌ترین انرژی توسط طبقه اول

مستهلک شده است. نمونه مورد آزمایش در شکل ۵.۷ نشان داده شده است.

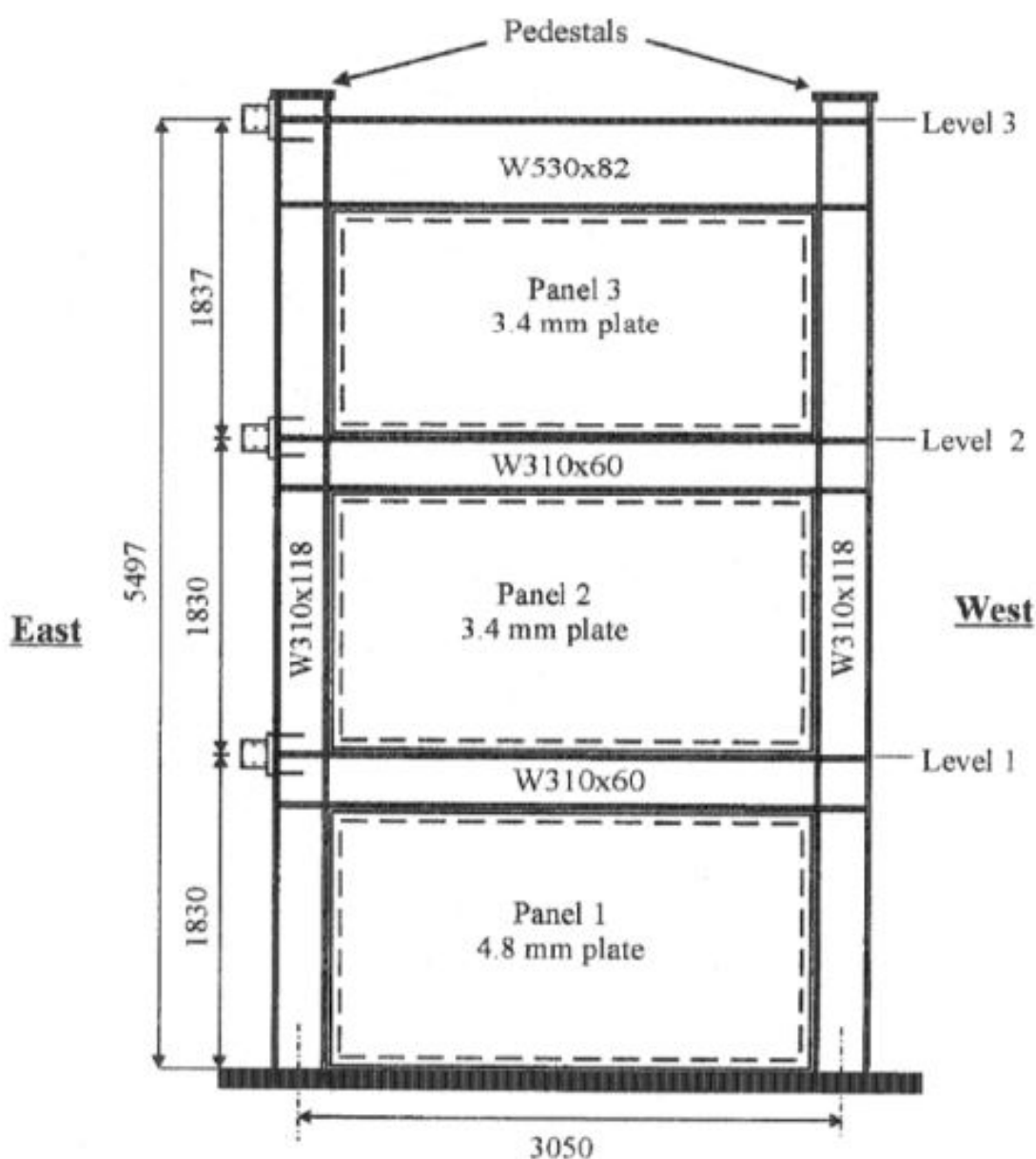


شکل ۵.۷: جزئیات آزمایش دیوار برشی چهار طبقه رضایی [۶۹]

در سال ۲۰۰۳ بهبهانی فرد [۷۰] یک آزمایش چرخه‌ای شبه‌استاتیک در مقیاس بزرگ بر روی یک نمونه دیوار برشی با ورق فولادی سخت نشده^۱ سه طبقه انجام داد.

شکل ۶.۷ نشان‌دهنده نمونه ساخته شده توسط او است. نمونه تحت بار جاذبه و بارگذاری جانبی چرخه‌ای قرار گرفت. ۱۴ حلقه از ۲۴ حلقه در محدوده غیرخطی قرار داشتند. نمونه مورد آزمایش، سختی اولیه بالا، شکل‌پذیری خوب و ظرفیت جذب انرژی بالا و همچنین

^۱unstiffened steel



شکل ۶.۷: جزئیات آزمایش دیوار برشی سه طبقه بهبهانی فرد [۷۰]

حلقه‌های هیستریزیس پایدار از خود نشان داد. همچنین یک مدل اجزاء محدود غیرخطی بر اساس فرمول‌بندی صریح^۱ در نرم افزار آباکوس برای شبیه سازی بارگذاری مونوتونیک و رفتار چرخه‌ای نمونه ساخته شده توسط بهبهانی فرد انجام گرفت. تنش‌های پسماند در مدل اجزاء محدود برای سادگی کار در نظر گرفته نشدند. ظرفیت دیوار برشی بر اساس مدل اجزاء محدود به میزان ۱۲ درصد کمتر از نتایج آزمایشگاهی بود.

برمن و برونو^۲ [۷۱] در سال ۲۰۰۳ معادله‌ای را بر مبنای مفهوم تحلیل پلاستیک و مدل

^۱ explicit

^۲ Berman and Bruneau

نواری برای محاسبه مقاومت نهایی دیوار برشی با ورق فولادی در حالت یک و چند طبقه ارائه کردند. هر دو حالت اتصال تیر به ستون صلب و ساده مورد بررسی قرار گرفت. برای یک دیوار برشی یک طبقه با اتصال تیر به ستون ساده مقاومت برشی طبقه از فرمول (۳.۷) به دست می‌آید.

$$V_{yp} = 0.5F_y t_w L \sin 2\alpha \quad (3.7)$$

که در آن F_y مقاومت تسلیم ورق فولادی می‌باشد. فرمول (۳.۷) برای یک قاب با اتصال تیر به ستون صلب با اضافه کردن مولفه‌های کار داخلی برای ممان پلاستیک^۱ در ستون یا تیر به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$V_{yp} = 0.5F_y t_w L \sin 2\alpha + 4 \frac{M_p}{h} \quad (4.7)$$

که در آن M_p کمتر از ظرفیت ممان پلاستیک تیر یا ستون و h ارتفاع طبقه است. ویان^۲ و همکارانش [۷۲] در سال ۲۰۰۹ یک تحقیق آزمایشگاهی در مقیاس یک دوم بر روی نمونه‌هایی یک طبقه با یک دهانه که با دیوار برشی فولادی سوراخ شده مقاوم‌سازی شده بود و تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیکی قرار گرفته بود را تا رسیدن به حداکثر جابجایی و مقاومت بارگذاری نمود.

برای اولین نمونه یک پنل صلب که در گوشه‌های فوقانی به صورت ربع دایره سوراخ شده بود، در نظر گرفته شد. برای پنل دوم چندین سوراخ با فاصله‌های منظم در سطح پنل در نظر گرفته شد. نمونه‌های ساخته شده در شکل ۷.۷ نمایش داده شده است. همچنین یک نمونه با



شکل ۷.۷: جزئیات آزمایش دیوار برشی ویان و همکاران [۷۲]

ورق فولادی ساده به عنوان مرجع ساخته شد و مورد آزمایش برای گرفت. آزمایش انجام گرفته از نوع کنترل تغییر مکان بود. نتایج آزمایش نشان می‌داد که دیوار برشی با سوراخ‌های منظم

¹ plastic moments

² Vian

شکل‌پذیری بیش‌تری از خود نشان می‌دهند و در عین حال نیاز به استفاده از سخت‌کننده پیرامون سوراخ‌ها نیست. ویان و همکاران همچنین یک تحلیل اجزاء محدود با استفاده از نرم افزار آباکوس بر روی سه نمونه آزمایش شده انجام دادند. به طور کلی بین نتایج آزمایش و حلقه‌های هیستریزیس به دست آمده از تحلیل همپوشانی خوبی وجود داشت. مدل محاسباتی دیوار برشی با ورق فولادی سوراخکاری شده به صورت گسترده‌تری برای بررسی اثر سوراخکاری با سوراخ‌های با ابعاد ۵۰ میلی‌متر تا ۳۰۰ میلی‌متر با فاصله ۵۰ میلی‌متر مورد بررسی قرار گرفت. محققان معادله‌ای برای محاسبه مقاومت پنل سوراخ شده با اعمال یک ضریب کاهش خطی $(1 - 0.7D/S_{diag})$ به مقاومت و سختی پنل فولادی مشابه پیشنهاد کردند. که در آن D قطر و S_{diag} فاصله قطری سوراخ هستند.

۳.۲.۷ دیوار برشی با ورق فولادی نورد شده

در چند دهه اخیر استفاده از ورق‌های فولادی نورد شده برای ساخت کف طبقات امری متداول بوده است. یک ورق فولادی نورد شده در مقایسه با ورق مشابه خود با همان ضخامت اما ساده سختی خارج از صفحه قابل توجهی را از خود نشان می‌دهد. ظرفیت کم‌انرژی برشی ورق فولادی نورد شده با تکیه‌گاه ساده را می‌توان از فرمول (۵.۷) محاسبه کرد [۷۳، ۷۴].

$$V_{cr} = 36L \frac{D_x^{0.25} D_y^{0.75}}{h^2} \quad (5.7)$$

که در آن

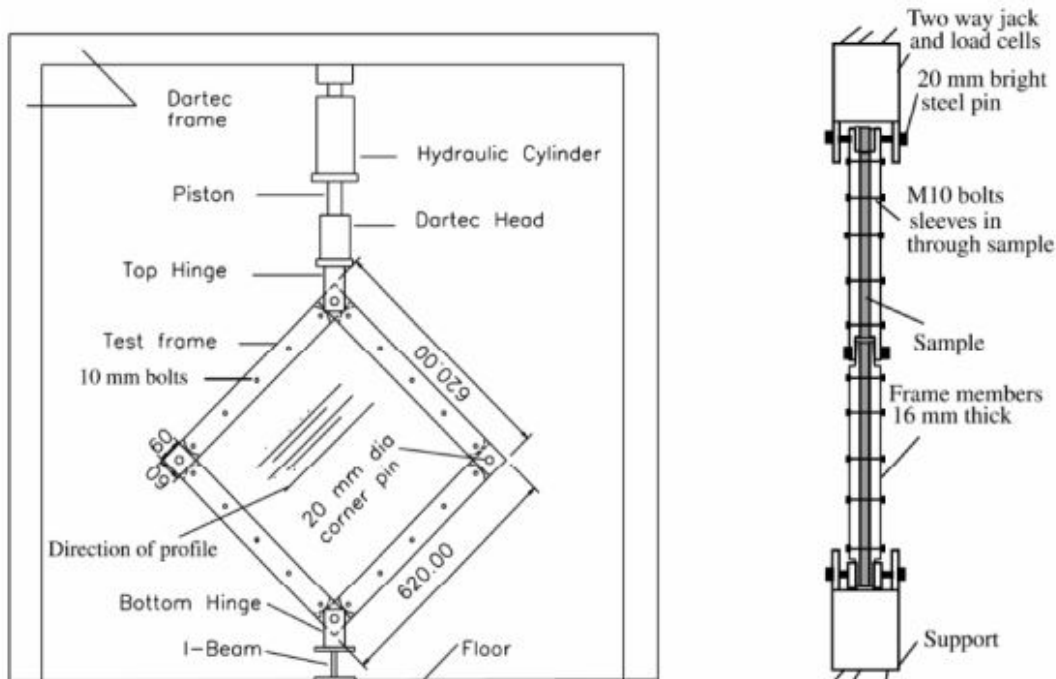
L, h : ارتفاع و عرض ورق فولادی نورد شده

D_x, D_y : ثابت‌های ارتوتروپیک

داکاکی^۱ [۷۵] در سال ۱۹۷۶ استفاده از ورق‌های فولادی نورد شده به عنوان یک پارتیشن عمودی در ساختمان‌های بلند برای مقاومت در برابر بارهای پرشی را پیشنهاد داد. رایت و همکارانش^۲ [۷۶] در سال ۱۹۹۷ بر روی رفتار برشی درون صفحه‌ای ورق‌های فولادی نورد شده تحقیق کردند. پنل‌های در مقیاس کوچک ۵۶۰ میلی‌متر در ۵۶۰ میلی‌متر برای بررسی رفتار پنل‌های با ورق فولادی نورد شده تحت نیروی برشی خالص در راستای پنل، مورد آزمایش قرار گرفتند. همچنین یک مدل محاسباتی برای سختی و مقاومت برشی ورق‌های فولادی نورد شده ارائه و صحت‌سنجی شد. شکل ۸.۷ جزئیات آزمایش آن‌ها را نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌داد که سختی و مقاومت ورق نورد شده بستگی به نحوه اتصال آن در مرزها با قاب داشت. چندین فاکتور مرتبط با نحوه اتصال ورق نورد شده به قاب مورد بررسی قرار

¹ El-Dakhakhi

² Wright and Hossain



شکل ۸.۷: جزئیات آزمایش رایت و همکاران بر روی دیوار برشی [۷۶]

گرفت. بنابراین محققان رابطه (۵.۷) را به صورت زیر اصلاح کردند.

$$V_{cr} = 36\beta L \frac{D_x^{0.25} D_y^{0.75}}{h^2} \quad (۶.۷)$$

که در آن β یک ضریب وابسته به نوع اتصال ورق به مرزهای قاب است و بسته به نوع اتصال از ۱ تا ۱.۹ تغییر می‌کند. همچنین بر اساس کارهای انجام شده توسط دیو و برایان^۱ در سال ۱۹۸۲، محققان به دلیل شکست کمانشی ناگهانی برای ایمنی بیش‌تر کمانش برشی را ۲۵ درصد کمتر در نظر گرفتند. بنابراین معادله (۶.۷) به صورت زیر اصلاح می‌شود [۷۷].

$$V_{cr} = 28\beta L \frac{D_x^{0.25} D_y^{0.75}}{h^2} \quad (۷.۷)$$

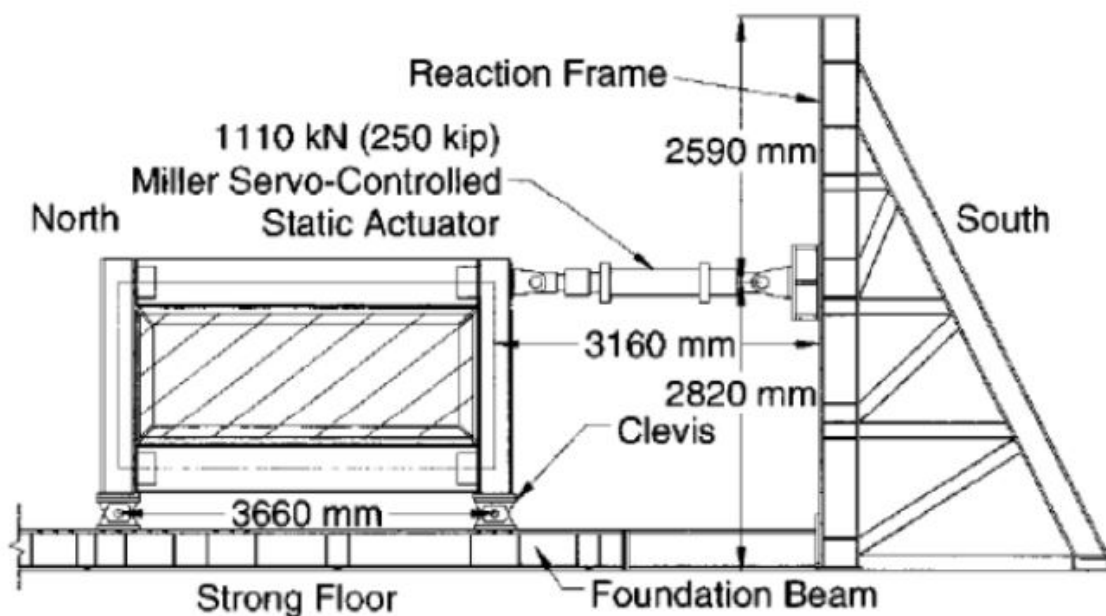
برمن و برونو^۲ [۷۸] در سال ۲۰۰۵ یک آزمایش شبه‌استاتیک بر روی سه نمونه دیوار برشی یک طبقه یک دهانه در مقیاس بزرگ انجام دادند ارتفاع و عرض نمونه‌ها به ترتیب ۱۸۳۰ میلی‌متر و ۳۶۶۰ میلی‌متر بود. جزئیات آزمایش آن‌ها در شکل ۹.۷ و ۱۰.۷ نشان داده شده است. در دو نمونه ی اول از ورق‌های ساده صاف با ضخامت ۹ میلی‌متر و در نمونه سوم از ورق موج‌دار^۳ با ضخامت ۷ میلی‌متر استفاده شد. برای اتصال ورق‌های نمونه اول و سوم به قاب از ترکیب

^۱ Davies and Bryan

^۲ Berman and Bruneau

^۳ corrugated

استفاده از بولت و اپوکسی استفاده شد. در حالی که در نمونه دوم ورق با استفاده از جوشکاری به قاب متصل شد.

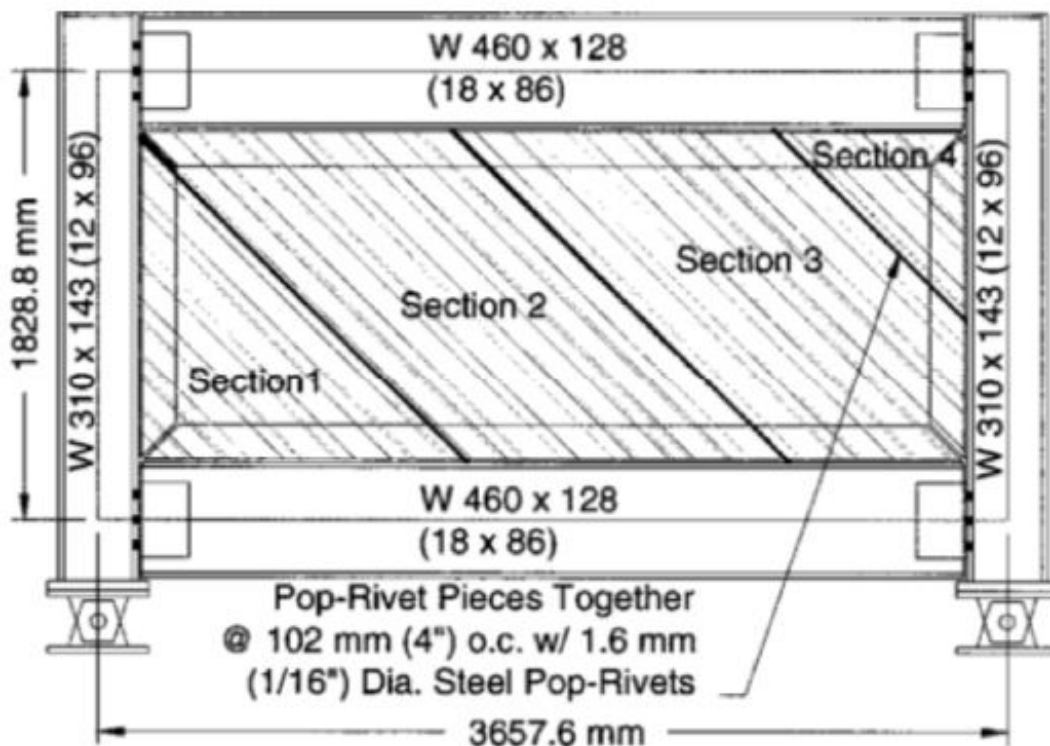


شکل ۹.۷: جزئیات آزمایش دیوار برشی برمن و برونو [۷۸]

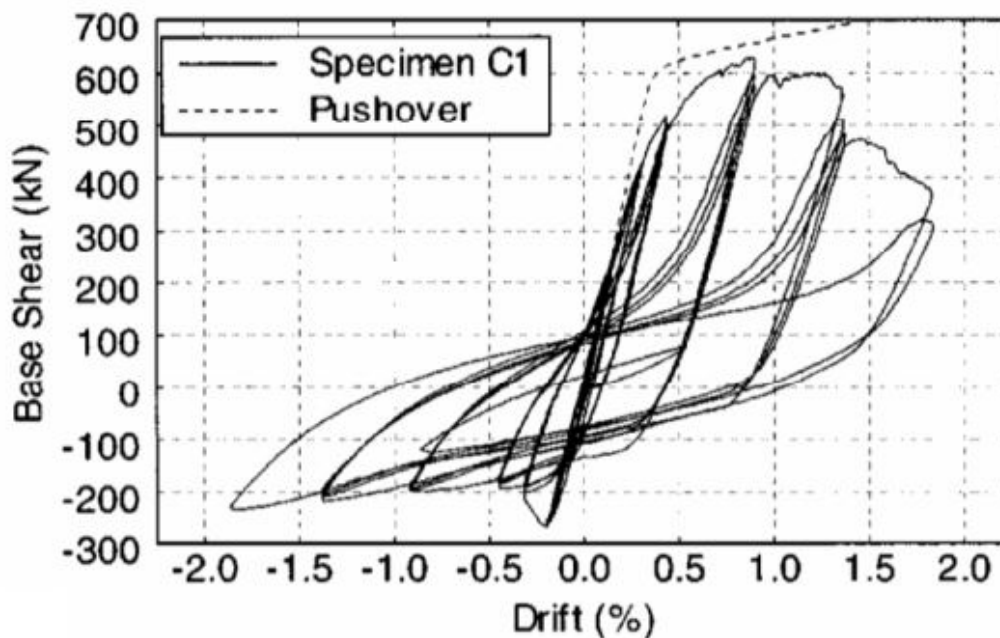
زاویه موج‌های ورق مورد استفاده ۴۵ درجه بود. با توجه به این که عرض ورق‌های موج‌دار موجود به ۹۱۰ میلی‌متر محدود می‌شد لذا ۴ عدد ورق با استفاده از پرچ‌های فلزی به قطر ۱۶ میلی‌متر و در فواصل مرکز به مرکز ۱۰۰ میلی‌متر به یکدیگر متصل شدند. مقاومت تسلیم نمونه‌های اول دوم و سوم به ترتیب ۱۵۲، ۲۱۴ و ۳۳۰ مگاپاسکال بود. چرخه‌های هیستریزس و منحنی پوش‌آور برای پنل موج‌دار در شکل ۱۱.۷ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل دیده می‌شود از آن جایی که عملکرد میدان تنش کششی فقط در جهت موج‌ها توسعه پیدا می‌کند چرخه‌های هیستریزس نامتقارن است. هرچند حلقه‌های هیستریزس نامتقارن بود اما نمونه مورد آزمایش جذب انرژی قابل توجهی را نشان می‌داد. بنابراین پیشنهاد شد که اگر دو دیوار با پنل‌های موج‌دار در جهت مخالف هم مورد استفاده قرار گیرد رفتار سیستم متقارن خواهد بود.

بتروس^۱ [۷۹] آنالیز اجزاء محدود غیرخطی بر روی دیوار برشی فولادی موج‌دار با استفاده از نرم‌افزار آدینا انجام داد. مدل‌های دیوار برشی تحت بار مونوتونیک و چرخه‌ای مورد مطالعه قرار گرفتند. پارامترهای مورد تحقیق عبارت بودند از: زاویه موج‌ها، عرض پنل برشی و ضخامت ورق. نتایج گویای این بود که دیوار برشی با پنل فولادی موج‌دار به میزان ۶ درصد از

¹ Botros



شکل ۱۰.۷: جزئیات آزمایش دیوار برشی برمن و برونو [۷۸]



شکل ۱۱.۷: منحنی هیستریزیس و پوش اور دیوار برشی موج دار برمن [۷۸]

خود مقاومت برشی بیش‌تری نسبت به دیوار برشی فولادی با ورق ساده نشان می‌داد. همچنین زاویه موج‌ها تأثیر حداقلی بر روی مقاومت دیوار برشی موج‌دار داشت. ورا و یو^۱ [۸۰] در سال ۲۰۰۸ بر روی رفتار و مقاومت برشی دیوار برشی با ورق فولادی سرد نورد شده و ورق موج‌دار به ضخامت ۰.۶۹ میلی‌متر پرداختند. پارامترهای مورد بررسی آن‌ها سایز بست‌ها، فاصله و ضخامت اعضا تحت بار مونوتونیک و چرخه‌ای بود. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌داد که با استفاده از پیکربندی مناسب بست‌ها و همچنین قاب‌بندی مناسب اعضا ورق فولادی موج‌دار می‌تواند تا بیش از دو برابر مقاومت بیش‌تری در مقایسه با همان ورق ولی به صورت ساده نشان دهد. در سال ۲۰۰۹ استوجیدینوویک و تیپینگ^۲ [۸۱] یک تحقیق آزمایشگاهی بر روی ۴۴ دیوار برشی با ورق فولادی موج‌دار تحت بار چرخه‌ای انجام دادند. متغیر آزمایشگاهی عبارت بود از ضخامت ورق‌های موج‌دار. محقق در پژوهش خود فاکتور اصلاح پاسخ R را برای سیستم دیوار برشی خود ۵.۵ پیشنهاد کرد. همچنین بر اساس نتایج آزمایشگاهی خود یک جدول طراحی، بر اساس مقاومت برشی اسمی برای دیوارهای برشی موج‌دار پیشنهاد کرد.

۴.۲.۷ دیوار برشی کامپوزیت

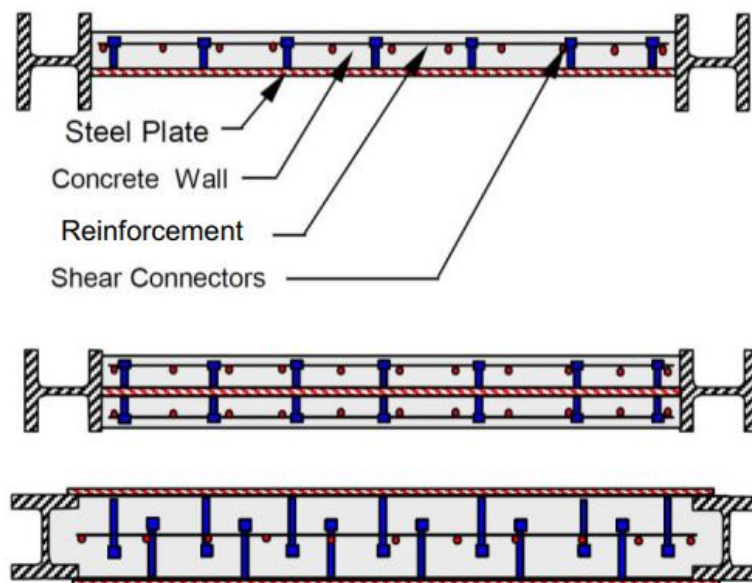
عبارت دیوار برشی کامپوزیت به دیوار برشی که در آن پنل بتنی مسلح توسط ستون‌های فلزی احاطه شده است بر می‌گردد. در سال‌های اخیر محققان در سراسر جهان تحقیقات گسترده‌ای بر روی دیوارهای برشی کامپوزیت انجام داده‌اند. در این بخش بر روی دیوار برشی کامپوزیتی که از ترکیب فولاد و بتن ساخته شده است و به عنوان پنل برشی به ستون‌های فلزی متصل شده است، تمرکز می‌کنیم. پنل برشی کامپوزیتی متشکل از یک یا دو لایه ورق فولادی به اضافه بتن مسلح است که می‌تواند به صورت پیش‌ساخته و یا ساخت در محل مورد استفاده قرار گیرد. ورق فولادی می‌تواند به پنل بتنی پیش‌ساخته با استفاده از اتصال‌دهنده‌های مکانیکی مانند بولت‌ها متصل گردد. شکل ۱۲.۷ نشان‌دهنده نمای کلی این نوع دیوار برشی است. در دیوار برشی کامپوزیت قسمت بتنی صفحه فولادی را محدود می‌کند و اجازه نمی‌دهد که ورق فولادی قبل از رسیدن به مقاومت تسلیم فولاد کم‌انرژی کند. این نکته باید ذکر گردد که ظرفیت برشی تسلیم ورق فولادی به طرز قابل توجهی از ظرفیت آن در مقابل میدان تنش کششی قطری بیش‌تر است [۸۲]. مهم‌ترین ایراد دیوار برشی فولادی سخت نشده کم‌انرژی ناحیه فشاری آن است که باعث کاهش سختی مقاومت و ظرفیت مستهلک کردن انرژی آن می‌شود [۸۳].

ژائو و آستانه^۳ [۸۴] در سال ۲۰۰۴ یک تحقیق آزمایشگاهی بر روی دو نمونه با یک دهانه و سه طبقه دیوار برشی کامپوزیت در مقیاس یک دوم تحقیق کردند. دیوار برشی کامپوزیت

¹ Vora and Yu

² Stojadinovic and Tipping

³ Zhao and Astaneh-Asl



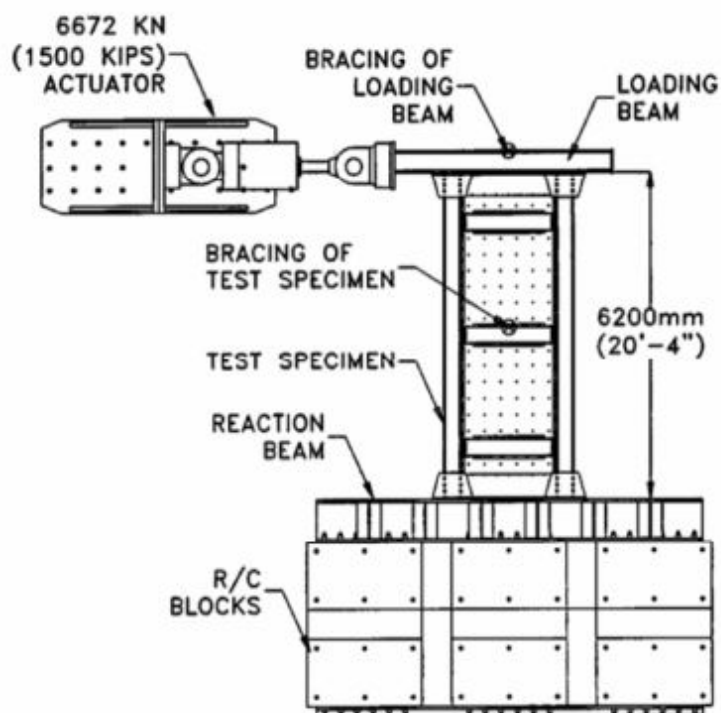
شکل ۱۲.۷: دیوار برشی مورد مطالعه توسط آستانه [۸۲]

متشکل از یک پنل برشی بتن مسلح متصل شده توسط بولت از یک طرف به ورق فولادی بود. طول و ارتفاع نمونه‌ها ۲.۱ متر بود. ضخامت پنل بتنی مسلح و ورق فولادی به ترتیب ۷۶ میلی‌متر و ۴.۸ میلی‌متر بود. در نمونه اول بین پنل بتنی مسلح و قاب فلزی ۳۲ میلی‌متر فاصله وجود داشت. در بقیه، خواص نمونه‌ها مشابه هم بودند. شکل ۱۳.۷ آزمایش آن‌ها را نشان می‌دهد. تغییر مکان‌های چرخه‌ای در بالای نمونه‌ها بر اساس آیین‌نامه AISC 1997 اعمال گردید. توالی‌های بارگذاری برای هر دو نمونه در شکل ۱۴.۷ نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود هر دو نمونه دیوار برشی شکل‌پذیری بالا و مقاومت جانبی خوبی از خود نشان دادند. پنل بتنی مسلح به تنهایی نتوانست افزایش قابل توجهی در مقاومت برشی نشان دهند (کمتر از ۲۰ درصد) اما وجود آن برای جلوگیری از کماتش ورق فولادی ضروری بود. پنل بتنی مسلح در نمونه اول آسیب کمتری دید. همچنین نمونه اول شکل‌پذیری بیشتری از خود نشان داد.

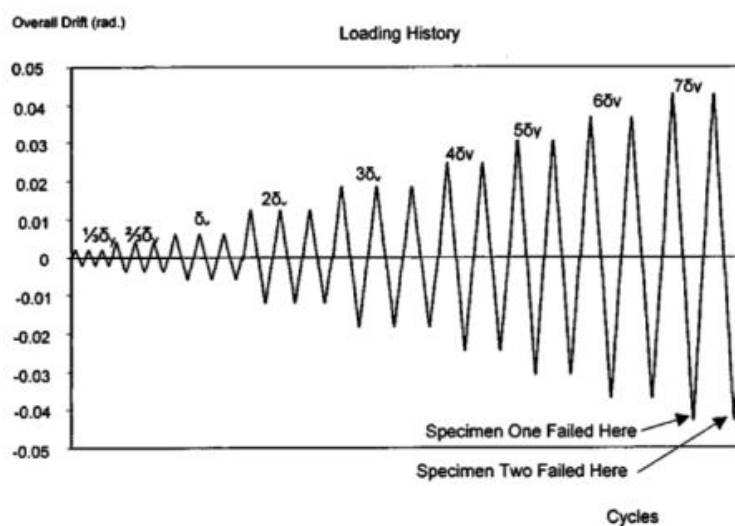
رهایی و حاتمی^۱ [۸۵] در سال ۲۰۰۹ تحقیقی آزمایشگاهی بر روی تأثیر تغییر فاصله اتصال‌های برشی بر روی رفتار دیوار برشی انجام دادند.

آزمایش‌ها بر روی نمونه‌هایی در مقیاس کوچک با یک دهانه و یک طبقه دیوار برشی متشکل از ورق فولادی با ضخامت ۳.۳ میلی‌متر و پنل بتنی مسلح با ضخامت ۵۰ میلی‌متر که از یک طرف به ورق فولادی با بولت متصل بود، انجام گرفت. ورق فولادی توسط ۹، ۱۲ و ۲۴ بولت به پنل بتنی مسلح متصل شده بود. فاصله عمودی بولت‌ها از ۲۲۲ میلی‌متر تا ۷۷۷ میلی‌متر متغیر و فاصله افقی بولت‌ها در همه نمونه‌ها ۲۲۲ میلی‌متر بود. بارگذاری چرخه‌ای

¹ Rahai and Hatami



شکل ۱۳.۷: جزئیات آزمایش دیوار برشی ژائو و آستانه [۸۴]



شکل ۱۴.۷: جزئیات بارگذاری آزمایش دیوار برشی ژائو و آستانه [۸۴]

بالای نمونه‌ها اعمال گردید. نتایج آزمایش نشان می‌داد که کاهش فاصله بین بولت‌ها، انرژی جذب شده توسط دیوار برشی را افزایش می‌دهد و همچنین مقدار تغییر مکان خارج از صفحه ورق‌ها را کاهش می‌دهد.

۵.۲.۷ دیوار برشی کامپوزیت با دو ورق نورد شده پوسته‌ای

دال‌های کامپوزیتی از ورق فولادی نورد شده و بتن ساخته شده در محل تشکیل می‌شوند و سال‌های زیادی است در سیستم کف ساختمان‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. در سیستم کف ساختمان‌ها ورق نورد شده در دال کامپوزیت دو عمل را انجام می‌دهد، اول این که به عنوان یک قالب دائمی مورد استفاده قرار می‌گیرد و دوم این که به عنوان یک مهاربندی کششی برای بتن ریخته شده در محل عمل می‌کند. تاکنون تحقیقات زیادی بر روی صلبیت، مقاومت برشی و رفتار دیافراگمی دال‌های کامپوزیتی انجام گرفته است.

مزیت‌های این سیستم دیوار عبارتند از:

– حذف قالب‌های موقت

– پایداری جانبی قاب فلزی پس از نصب شدن ورق‌های فولادی

– حذف مهاربندی استفاده شده با میلگرد

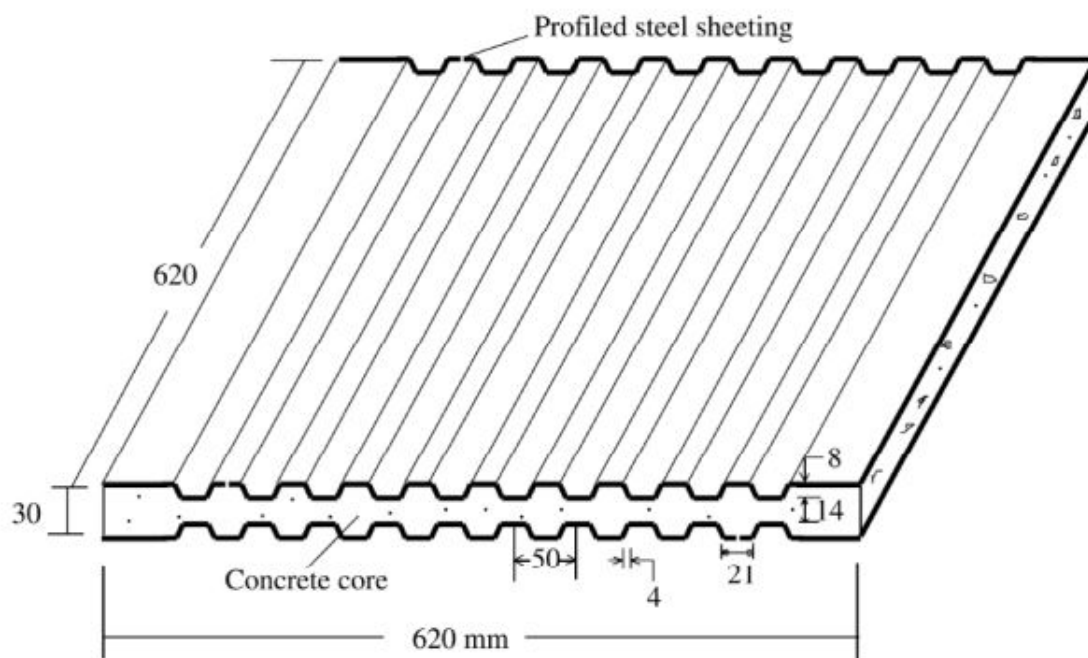
رایت و همکارش [۸۶] در سال ۲۰۰۴ یک سری کارهای آزمایشگاهی بر روی نمونه‌هایی در مقیاس کوچک برای دیوارهای برشی کامپوزیتی با پوسته دو طرفه انجام دادند، تا اطلاعاتی در خصوص پاسخ بار-تغییر شکل، سختی، مقاومت و برهمکنش ورق و بتن و همچنین مدهای شکست به دست آورند. نمونه‌ها در مقیاس یک ششم ساخته شده بودند. ابعاد کلی نمونه‌ها ۶۲۰ میلی‌متر در ۶۲۰ میلی‌متر بود به طوری که ابعاد مؤثر آن ۵۶۰ میلی‌متر در ۵۶۰ میلی‌متر می‌شد. جزئیات آزمایش او مشابه شکل ۸.۷ بود. ضخامت ورق‌های مورد استفاده ۰.۴۵ میلی‌متر و حداکثر ضخامت بتن ۳۰ میلی‌متر بود که در شکل ۱۵.۷ نشان داده شده است. یک سری آزمایش بر روی دیوار کامپوزیتی پِنل بتنی و پِنل‌های فولادی نورد شده انجام گرفت. نمونه‌ها به صورت قطری و یکنواخت تحت بارگذاری قرار گرفتند.

نتایج آزمایش نشان می‌داد که رفتار دیوار کامپوزیت به برهمکنش هسته بتنی و ورق فولادی بستگی دارد. همچنین دیوار کامپوزیت شکل‌پذیری، مقاومت و سختی بیشتری نسبت به دیواره ساده با پِنل بتنی یا پِنل فولادی نشان می‌داد. محققین همچنین یک معادله محاسباتی برای سختی برشی و مقاومت برشی پیشنهاد کردند و همچنین یک تحلیل اجزاء محدود برای دیوار کامپوزیت انجام دادند. با فرض این که مرزهای قاب در مقایسه با پِنل کامپوزیت به اندازه کافی مقاوم باشد، به طور محافظه‌کارانه ظرفیت برشی دیوار کامپوزیتی به صورت جمع مقاومت برشی هر یک از ورق‌ها (دو برابر رابطه (۶.۷)) و مقاومت برشی پِنل بتنی بر مبنای مدل کاپفر و گرسل^۱ پیشنهاد گردید [۶۱].

$$V_{cr} = 72\beta L \frac{D_x^{0.25} D_y^{0.75}}{h^2} + \frac{f'_c \times f'_t}{f'_c + f'_t} t_{eq} L \quad (۸.۷)$$

f_c مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بتنی، f_t مقاومت کششی بتن، t_{eq} ضخامت متوسط پِنل بتنی است. همچنین محقق پیشنهاد کرده است که می‌توان مقدار β را ۱.۷۲ اختیار کرد. در

^۱ Kupfer and Gerstle



شکل ۱۵.۷: جزئیات آزمایش دیوار برشی رایت و همکارش [۸۶].

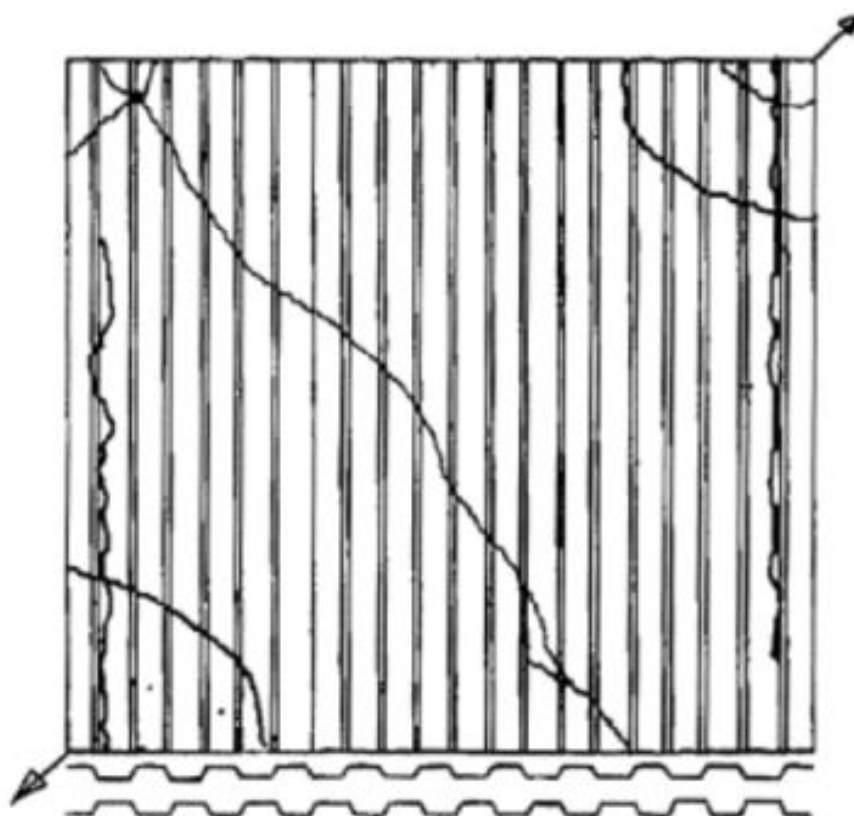
رابطه (۸.۷) برهمکنش میان فولاد و بتن در نظر گرفته نشده است.

حسین و رایت^۱ [۸۷] در سال ۲۰۰۴ آزمایش‌هایی بر روی نمونه‌های دیوار کامپوزیتی تحت بارگذاری چرخه‌ای انجام دادند. نحوه آزمایش آن‌ها مشابه شکل ۸.۷ بود. بارهای چرخه‌ای به صورت قطری اعمال شدند. افزایش بار در هر چرخه ۶ کیلونیوتن بود و این کار تا رسیدن به ۶۰ کیلونیوتن ادامه یافت. الگوهای ترک خوردگی بتن در شکل ۱۶.۷ و ۱۷.۷ نمایش داده شده است. همچنین آن‌ها ضریب کاهش ϕ را در رابطه (۷.۷) برای محاسبه مقاومت در حالت بارگذاری چرخه‌ای پیشنهاد کردند. مقدار ϕ عددی بین ۰.۷۳ تا ۰.۸ پیشنهاد شد.

حسین و همکارانش [۸۸] در سال ۲۰۰۵ بر روی برهم‌کنش برشی بین ورق نورد شده نورد فولادی و هسته بتنی در دیوار برشی کامپوزیت انجام دادند. برهمکنش بین ورق فولادی و هسته بتنی نقشی اساسی در عملکرد ترکیبی دیوار دارد. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌داد که چسبندگی شیمیایی^۲ بین ورق فولادی و هسته بتنی مقدار قابل توجهی نبود. زمانی که بار به صورت هم‌زمان به هر دو جزء دیوار برشی یعنی ورق فولادی و هسته بتنی اعمال می‌شود دیوار مقاومت برشی بیش‌تری از خود نشان می‌دهد. شکست دیوار برشی کامپوزیتی زمانی اتفاق می‌افتد که ورق فولادی از هسته بتنی جدا می‌شود. در نهایت این امر باعث می‌شود که ورق فولادی در مجاورت پل بتنی بلغزد و با افزایش میدان تنش کششی تغییر شکل دهد و شکل نورد شده خود را از دست بدهد.

¹ Hossain and Wright

² chemical bond



(a)

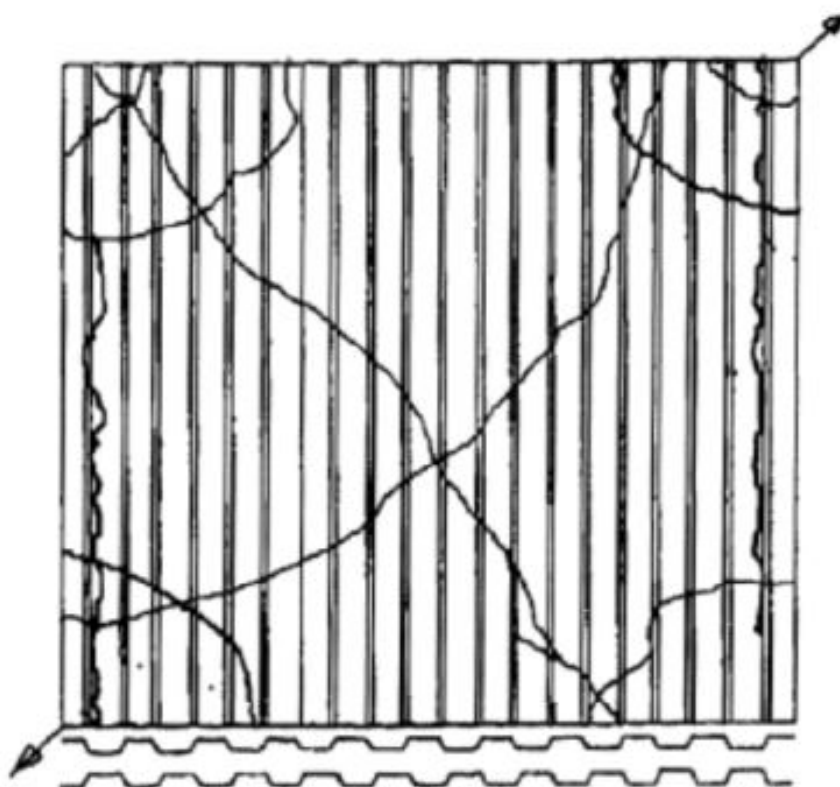
شکل ۱۶.۷: الگوهای ترک تحت بار مونوتونیک [۸۷]

۶.۲.۷ استفاده از ECC به عنوان هسته دیوار برشی کامپوزیت

برای داشتن یک دیوار برشی کامپوزیت با دو ورق پوسته‌ای نیاز به یک هسته بتنی است. حسین و رایت [۸۹] در سال ۱۹۹۴ بر روی استفاده از میکروبتن برای شبیه‌سازی رفتار برشی دیوار کامپوزیت در مقیاس کوچک مطالعه کردند. به علت ضخامت ۱۴ میلی‌متری پنل کامپوزیت از میکروبتن برای پر کردن هسته بتنی استفاده شد. در زمان ساخت میکروبتن بر روی یک میز دارای ارتعاش در چند لایه و پیره زده شد. در همان زمان نمونه‌های کنترلی در قالب‌های مکعبی و استوانه‌ای ساخته شدند. بعد از گذشت ۵ روز پنل از قالب‌ها جدا شد و تا زمان آزمایش در مجاورت هوا قرار گرفت.

۱.۶.۲.۷ کامپوزیت سیمانی مهندسی شده

همانطور که قبلاً اشاره شد کامپوزیت سیمانی مهندسی شده یک نوع بتن الیافی است که برای اولین بار در دانشگاه میشیگان توسط لی ابداع شد [۵]. ECC با شکل پذیری بالا در محدوده ۳ تا ۷ درصد و ترک‌های در محدوده ۶۰ میکرومتر و به طور نسبی درصد کم حجم



(b)

شکل ۱۷.۷: الگوهای ترک تحت بار چرخه‌ای [۸۷]

الیاف در محدوده ۲ درصد شناخته می‌شود. الیافی که به طور معمول در ECC استفاده می‌شود دارای قطر ۳۹ میکرو متر و طول ۶ تا ۱۲ میلی متر است. ECC بر خلاف بتن های معمول ظرفیت کرنشی قابل توجهی از خود نشان می‌دهد. برای طراحی ECC از علم میکرومکانیک استفاده می‌شود. میکرو مکانیک شاخه‌ای از مکانیک است که الیاف، ماتریس و اندرکنش آن‌ها را مورد بررسی قرار می‌دهد. ماتریس متشکل از سیمان، ماسه و سایر افزودنی‌های معدنی است. به عنوان مثال یک مخلوط طراحی ECC با استفاده از پلی‌وینیل‌الکل در جدول ۱.۷ نشان داده شده است.

۷.۲.۷ جمع‌بندی

در این بخش مراحل توسعه چهار نوع دیوار برشی سازه‌ای (دیوار برشی با ورق فولادی، دیوار برشی با ورق فولادی نورد شده، دیوار برشی کامپوزیت و دیوار برشی کامپوزیتی با دو لایه ورق نورد شده) شرح داده شد. ایراد دیوار برشی با ورق فولادی کمانش الاستیک آن است که منجر به کاهش مقاومت، سختی و ظرفیت جذب انرژی می‌شود. ورق فولادی نورد شده در مقایسه با نوع ساده آن با همان ضخامت، سختی قابل توجهی از خود نشان می‌داد. در

Material	Proportion
Cement	1.00
Water	0.54
Fly ash	1.20
Sand	0.54
Fiber (Vol.) %	2.00
Superplasticizer	0.013

جدول ۱.۷: طرح اختلاط ECC [۹۰]

دیوار برشی کامپوزیت بتن، ورق فولادی را محدود می‌کرد تا قبل از تسلیم شدن، از کم‌انرژی آن جلوگیری کند. کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده، شکل‌پذیر و دارای کارایی بالایی هستند. بنابراین انتظار می‌رود، استفاده از آن عملکرد سازه‌ای دیوار را بهبود بخشد. هدف این بخش بررسی مزیت‌های احتمالی استفاده از ECC جهت بهبود مقاومت، سختی و جذب انرژی دیوارهای برشی با دو لایه ورق نورد شده است.

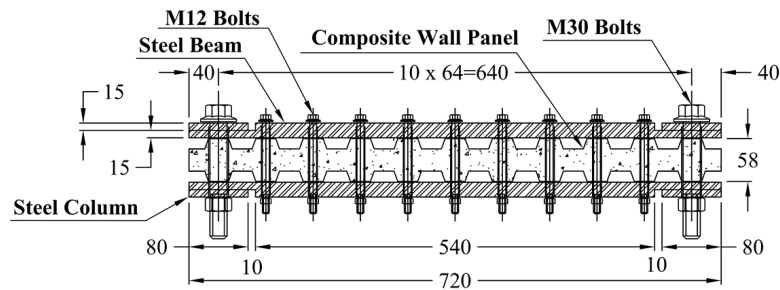
۳.۷ صحت‌سنجی و مدل‌سازی دیوار برشی کامپوزیت

۱.۳.۷ مدل‌سازی آزمایش پوش اور

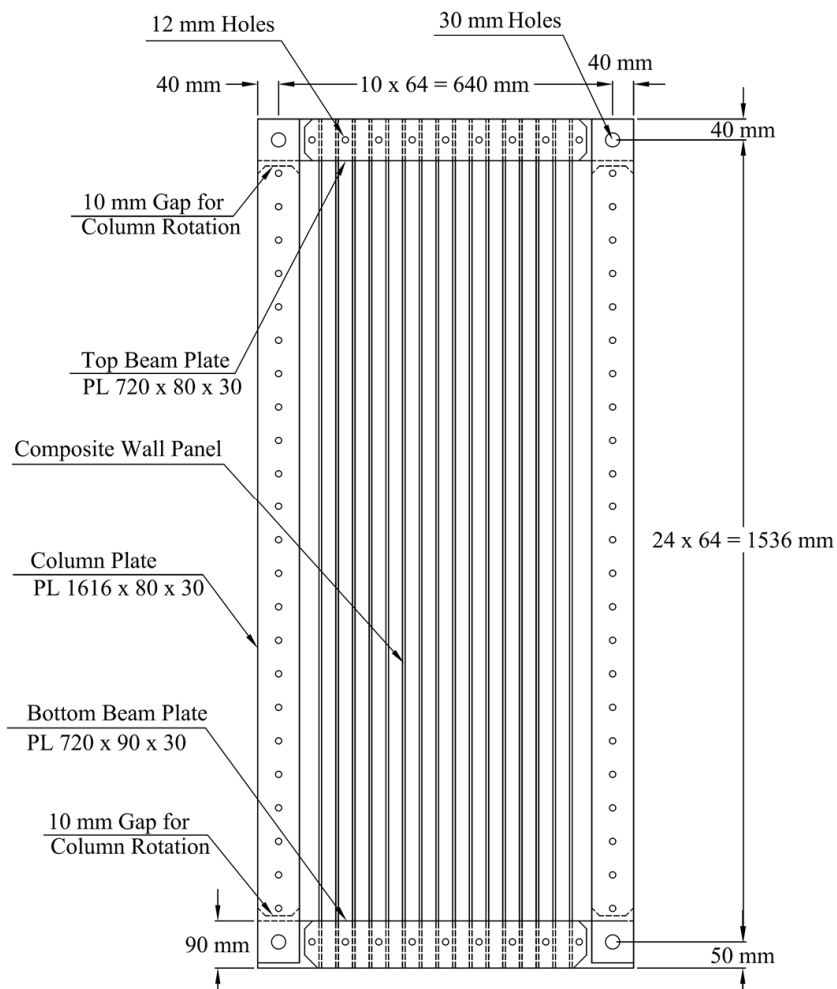
در این بخش شبیه‌سازی اجزاء محدود غیرخطی توسط نرم‌افزار آباکوس انجام می‌گیرد. مدل اجزاء محدود شامل هسته کامپوزیت سیمانی، ورق‌های موج‌دار فولادی و قاب فولادی است.

۲.۳.۷ مشخصات هندسی و مکانیکی نمونه آزمایشگاهی

به منظور صحت‌سنجی از آزمایش پوش اور که توسط رفیعی و همکاران [۹۱] بر روی دیوار برشی با هسته کامپوزیت سیمانی صورت گرفته، به عنوان مرجع استفاده شده است. در شکل ۱۸.۷ و ۱۹.۷ مشخصات هندسی دیوار نمایش داده شده است. در جدول ۲.۷ مشخصات مصالح مورد استفاده در دیوار آمده است. در شکل ۲۰.۷ جزئیات آزمایش انجام گرفته، نمایش داده شده است.



شکل ۱۸.۷: نمای دیوار برشی و قاب فولادی از بالا [۹۱]



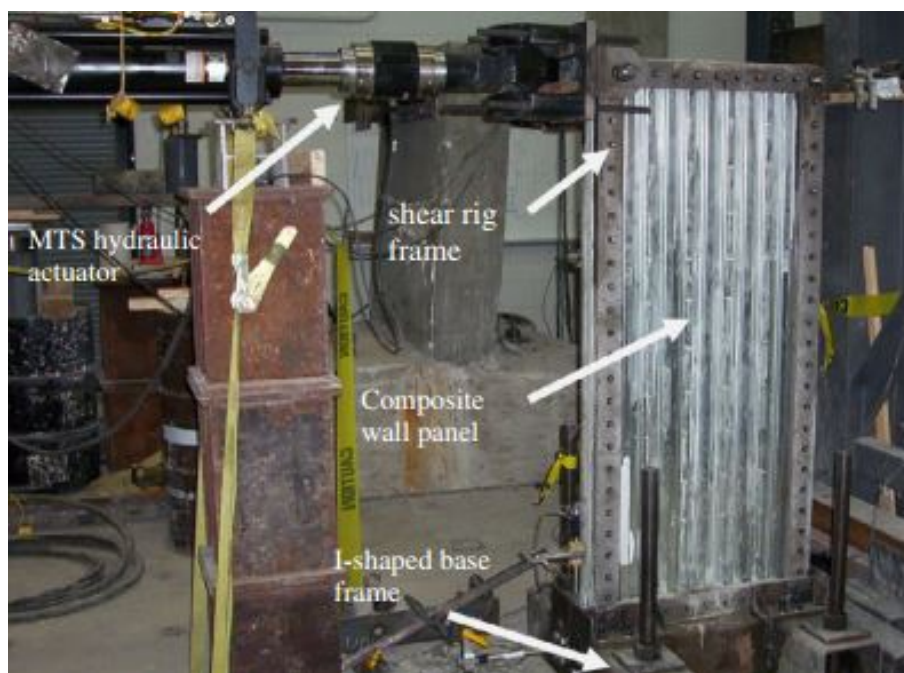
شکل ۱۹.۷: نمای دیوار برشی و قاب فولادی از کنار [۹۱]

۳.۳.۷ مدل سازی و مش بندی نمونه آزمایشگاهی

مدل اجزاء محدود شامل هسته کامپوزیت سیمانی مهندسی شده، ورق‌های فولادی و قاب فولادی می باشد. با توجه به این که در مدل آزمایشگاهی تعداد زیادی بولت استفاده گردیده است. اگر نمونه آزمایشگاهی به صورت کامل در نرم افزار مدل شود تعداد زیادی قید

ورق فولادی		بتن			دیوار	نمونه
F_u (MPa)	F_y (MPa)	E_c (MPa)	f_t' (MPa)	f_c' (MPa)	ابعاد (mm)	
۵۷۷	۵۵۲	۲۴۵۰۰	۴٫۸	۴۰٫۲	ECC ۱۶۲۶×۷۲۰	CSW-3

جدول ۲.۷: مشخصات مصالح مورد استفاده در دیوار برشی [۹۱]



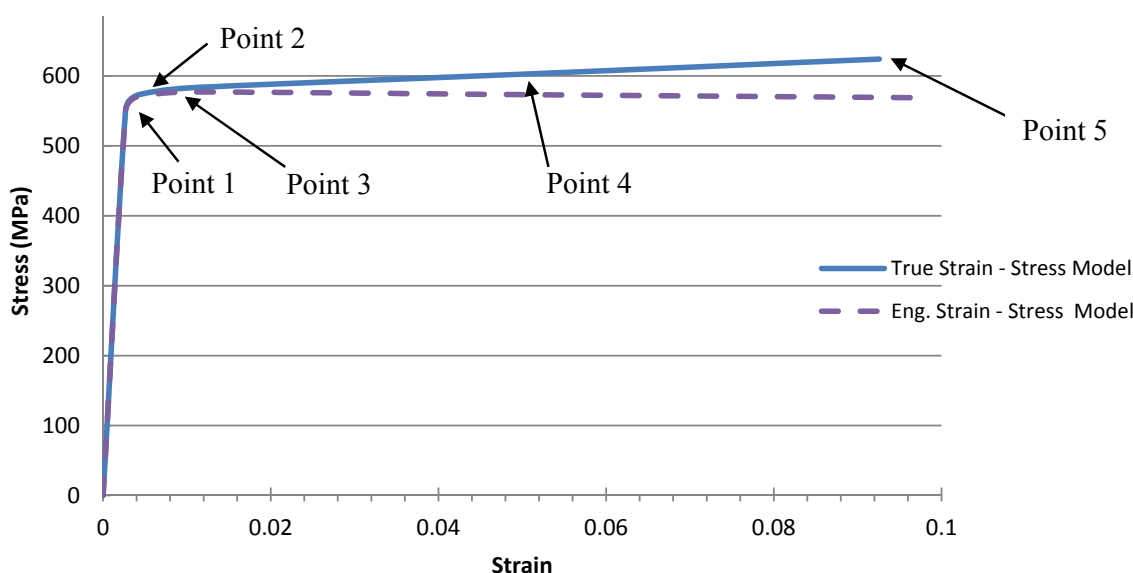
شکل ۲.۷: جزئیات آزمایش انجام گرفته بر روی دیوار برشی [۹۱]

تماسی باید تعریف گردد که منجر به افزایش زمان آنالیز می‌شود. بنابراین به جهت ساده‌سازی مدل، بولت‌های ۱۲ میلی‌متری حذف و در محل تماس قاب فلزی با دیوار برشی به صورت Tie در نظر گرفته شد. همچنین پس انجام چند آنالیز بولت‌های ۳۰ میلی‌متری در ۴ گوشه قاب حذف شد زیرا هندسه مدل را پیچیده می‌کرد و به اجبار می‌بایستی در گوشه‌ها از المان‌های هرمی و مثلثی شکل استفاده می‌شد که منجر افزایش غیر منطقی زمان آنالیز و تغییر شکل‌های غیر منطقی در این نقاط می‌شد. برای شبیه‌سازی رفتار هسته کامپوزیت سیمانی از روش خسارت-پلاستیک موجود در کتابخانه نرم‌افزار آباکوس استفاده شد، همچنین برای مدل‌سازی رفتار فشاری از مدل تورنفیلد استفاده شد که توضیحات مربوط به این مدل در فصل ۳ ارائه شده است. برای شبیه‌سازی رفتار کششی کامپوزیت سیمانی نیز مقادیر مربوط به تنش‌ها و کرنش‌های ترک‌خوردگی به صورت جدولی در آباکوس تعریف شد. پارامترهای مربوط به پلاستیسیته پس از آنالیز حساسیت مطابق جدول ۳.۷ در نرم‌افزار در نظر گرفته شد. توضیح بیش‌تر در مورد مفاهیم این پارامترها در بخش ۵.۲.۴ آمده است.

زاویه اتساع	خروج از مرکزیت	نسبت مقاومت فشاری دو محوره به تک محوره	سطح تسلیم
۳۰	۰,۱	۱,۱۶	۰,۶۶۷

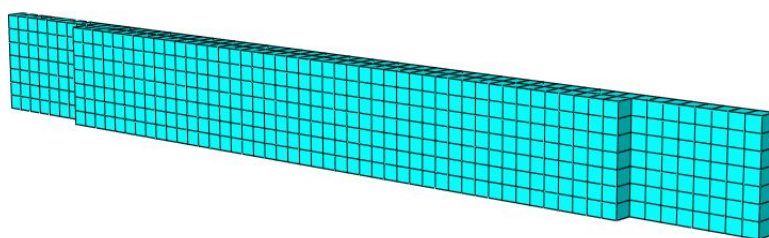
جدول ۳.۷: پارامترهای مربوط به پلاستیسیته، وارد شده در نرم‌افزار

جهت معرفی خواص مکانیکی فولاد به نرم‌افزار مقادیر تنش‌های اصلاح شده و کرنش‌های لگاریتمی مطابق روابط (۲۹.۳) و (۳۰.۳) محاسبه شد و سپس به صورت جدولی در نرم‌افزار وارد شد. مدول الاستیسیته فولاد ۲۰۲۹۴۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد [۹۱]. شکل ۲۱.۷ مقایسه نمودارهای تنش و کرنش مهندسی و اصلاح‌شده را نشان می‌دهد. برای ساختن مدل

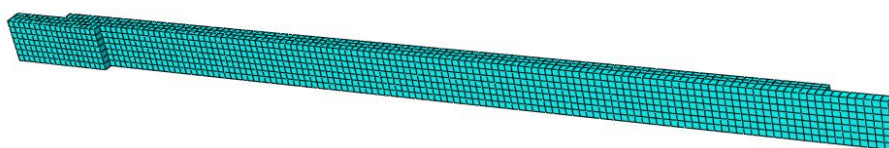


شکل ۲۱.۷: مقایسه تنش‌ها و کرنش‌های مهندسی و اصلاح شده [۹۱]

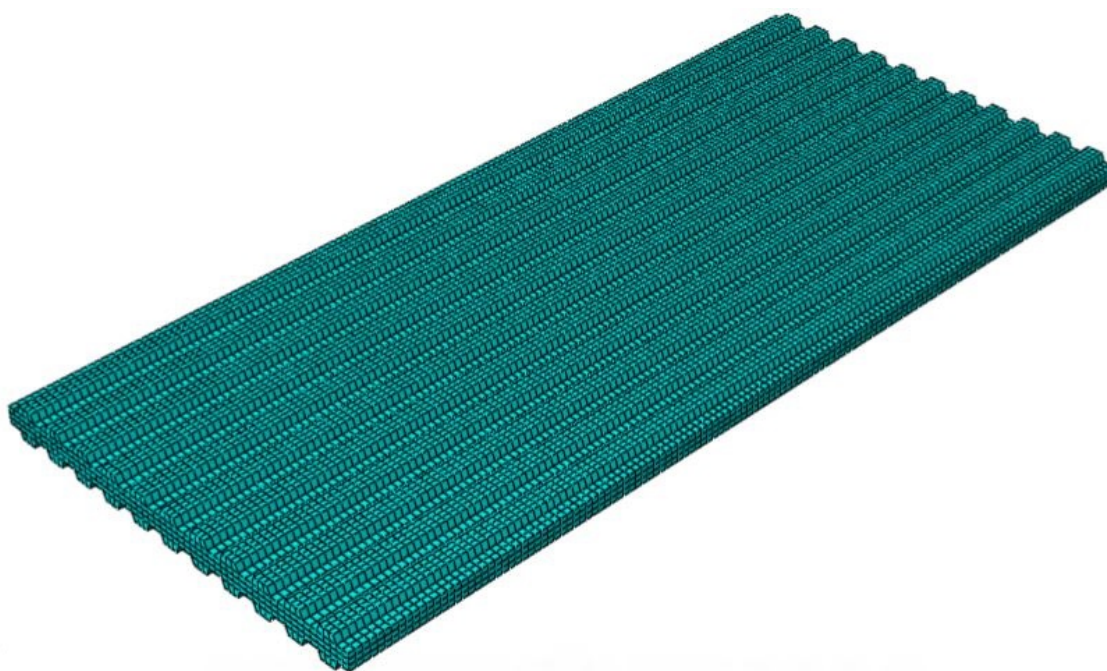
عددی، ۴ عضو در نرم‌افزار ایجاد گردید. اعضا و نحوه مش‌بندی و المان مورد استفاده در شکل‌های ۲۲.۷ تا ۲۵.۷ نمایش داده شده است. برای همه اعضا به غیر از ورق فولادی از المان C3D8R شد، این المان دارای ۸ گره است که هر گره آن دارای سه درجه آزادی می‌باشد. استفاده از این المان در تحلیل‌های غیرخطی که دارای تماس، تغییرشکل‌های بزرگ، خرابی و پلاستیسیته هستند، مناسب است. به دلیل استفاده از انتگرال‌گیری کاهش‌یافته از حرف R در نامگذاری این المان استفاده شده است. ورق فولادی نیز با توجه به ضخامت کم آن از نوع پوسته تعریف گردید و از المان S4R برای شبکه‌بندی آن استفاده شد. برای رسیدن به شبکه‌بندی مناسب از سعی و خطا استفاده شد و در نهایت اندازه شبکه‌بندی برای همه اعضا، ۱۲ میلی‌متر در نظر گرفته شد.



شکل ۲۲.۷: تیر فولادی شبکه‌بندی شده با استفاده از المان C3D8R



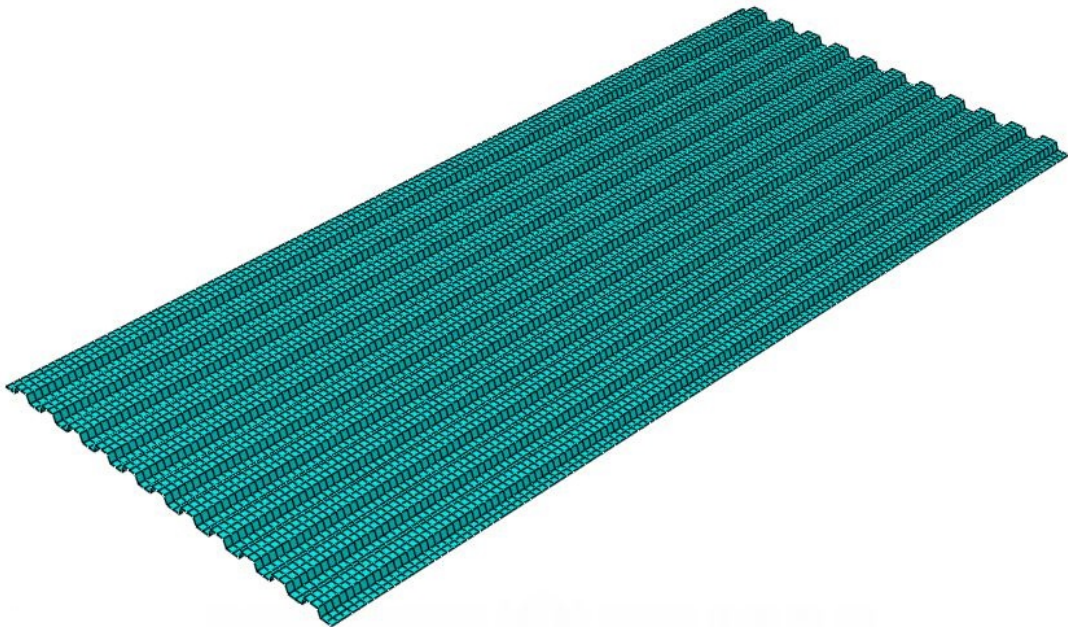
شکل ۲۳.۷: ستون فولادی شبکه‌بندی شده با استفاده از المان C3D8R



شکل ۲۴.۷: هسته ECC شبکه‌بندی شده با استفاده از المان C3D8R

۴.۳.۷ اندرکنش، شرایط مرزی و بارگذاری

زمانی که دو سطح در تماس با یکدیگر هستند، یک نیروی عمودی بین دو سطح منتقل می‌شود. در صورتی که بین دو سطح اصطکاک وجود داشته باشد، نیروی برشی ایجاد شده بین دو سطح نیز باعث ایجاد مقاومت در برابر لغزش می‌شود. در نرم‌افزار آباکوس قیده‌های



شکل ۲۵.۷: ورق فولادی شبکه‌بندی شده با استفاده از المان S4R

تماس نوعی از قیدهای ناپیوسته^۱ هستند، یعنی زمانی که دو سطح در تماس با یکدیگر باشند قید اعمال می‌شود و در صورتی که تماس بین دو عضو قطع شود قید نیز حذف می‌شود و نیرویی منتقل نمی‌گردد. قید Tie زمانی استفاده می‌شود که بخواهیم دو گره و یا سطح به یکدیگر دوخته شود. در تعریف قید Tie هر گره در روی سطح برده^۲ حرکت مشابه نقطه نظیر بر روی سطح اصلی^۳ خواهد داشت. به عبارت دیگر درجات آزادی انتقالی دو سطح به یکدیگر بسته می‌شود.

همان‌گونه که در قسمت قبل اشاره شد تمامی بولت‌های ۳۰ میلی‌متری در مدل عددی حذف شد و به جای آن با استفاده از قید کانکتور^۴ در محل تماس تیر با ستون مفصل‌هایی ایجاد شد تا قاب وضعیت مفصلی خود را حفظ کند. بولت‌های ۱۲ میلی‌متری نیز حذف و در محل تماس قاب با دیوار برشی از قید Tie استفاده شده است. در مدل آزمایشگاهی در سطح تماس ورق و هسته ECC در ۴۴ نقطه توسط بولت‌های میانی ورق‌ها از دو طرف به یکدیگر بسته شده‌اند که در مدل عددی این بولت‌ها حذف و به جای آن در سطح تماس بین ورق و هسته ECC از قید Tie استفاده شده است. در جدول ۴.۷ سطوح Tie شده نمایش داده شده است. جهت جلوگیری از حرکت خارج از صفحه دیوار برشی، درجه آزادی انتقالی قاب فلزی در هر دو طرف در راستای Z بسته شد. همچنین جهت اعمال شرایط مرزی تکیه‌گاه درجه آزادی انتقالی قسمت زیرین مدل در هر سه راستا بسته شد شکل ۲۶.۷ نحوه اعمال شرایط مرزی

¹ Discontinuous

² Slave

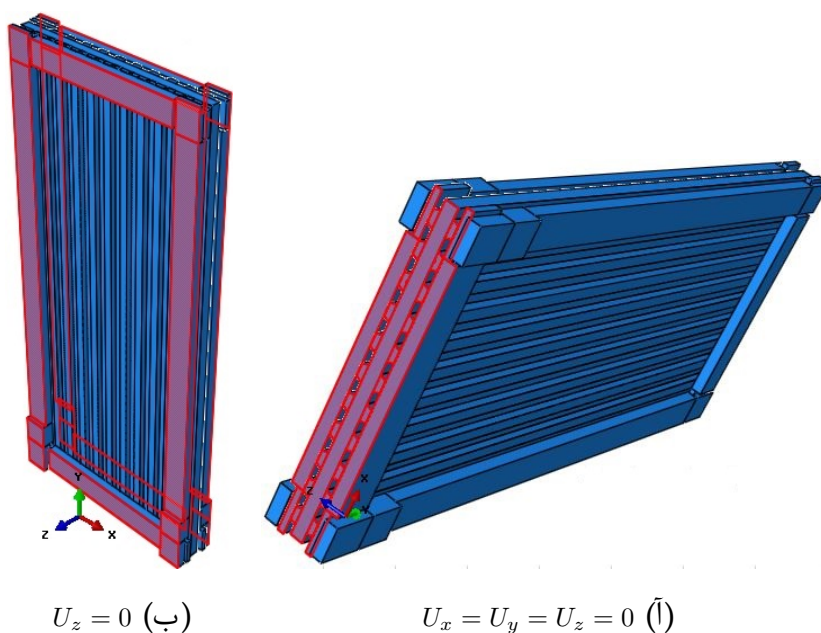
³ Master

⁴ Connector

نوع قید	تعداد	سطح
Tie	$2 \times 1 = 2$	بین ورق‌ها و هسته کامپوزیت سیمانی
Tie	$4 \times 1 = 4$	بین ستون‌ها و ورق‌های فولادی
Tie	$4 \times 1 = 4$	بین هسته کامپوزیتی و ورق‌های فولادی در محل ستون‌ها
Tie	$4 \times 1 = 4$	بین تیرها و ورق‌های فولادی
Tie	$4 \times 1 = 4$	بین هسته کامپوزیتی و ورق‌های فولادی در محل تیرها

جدول ۴.۷: نحوه تعریف نوع تماس سطوح دیوار برشی در نرم‌افزار

مدل عددی را نشان می‌دهد.



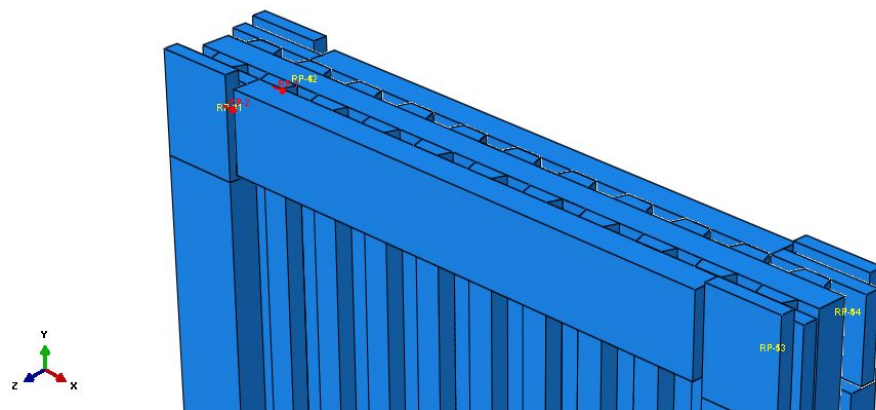
(ب) $U_z = 0$

(ا) $U_x = U_y = U_z = 0$

شکل ۲۶.۷: شرایط مرزی مدل عددی دیوار برشی

حجت اعمال بار دو سطح در گوشه فوقانی قاب فولادی صلب گردید و به هر کدام یک نقطه مرجع اختصاص یافت. سپس جابه‌جایی به اندازه 8° میلی‌متر در جهت مثبت محور X اعمال شد. در شکل ۲۷.۷ محل اعمال جابه‌جایی نمایش داده شده است.

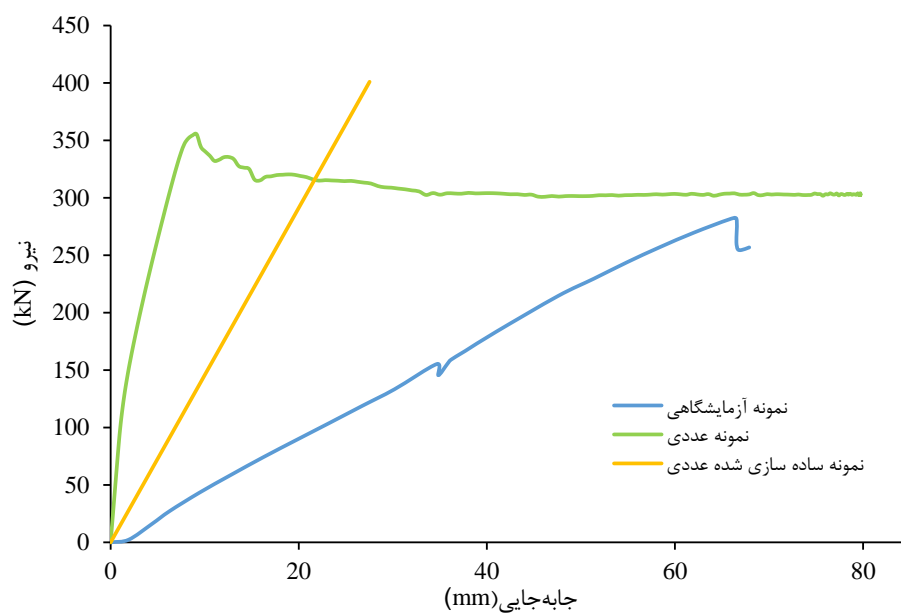
پس از انجام سعی و خطا مقدار Time Period در مدول Step برابر ۱ ثانیه در نظر گرفته شد و از روش مقیاس کردن جرم نیز استفاده نشد، در همین شرایط بارگذاری، پس از انجام تحلیل انرژی جنبشی مدل در مقایسه با انرژی داخلی آن کمتر از ۵٪ شد، که نشان می‌دهد نتایج قابل اعتماد است و اثر اینرسی ناچیز است.



شکل ۲۷.۷: محل اعمال جابه‌جایی به دیوار برشی

۵.۳.۷ اعتبارسنجی

شکل ۲۸.۷ مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. در جدول ۵.۷ مقادیر



شکل ۲۸.۷: نمودار نیرو- تغییر مکان دیوار برشی

کمی نیرو و سختی به دست آمده از نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی نمایش داده شده است. همان‌طور که در جدول ۵.۷ مشاهده می‌شود سختی در نمونه عددی ۹.۲ برابر سختی آزمایشگاهی است. با توجه به اختلاف زیاد سختی، مسئله را از جنبه دیگر بررسی می‌کنیم، بدین منظور سختی دیوار برشی به صورت دستی محاسبه می‌شود. برای محاسبه سختی دیوار از فرضیات ساده کننده ذیل استفاده می‌کنیم:

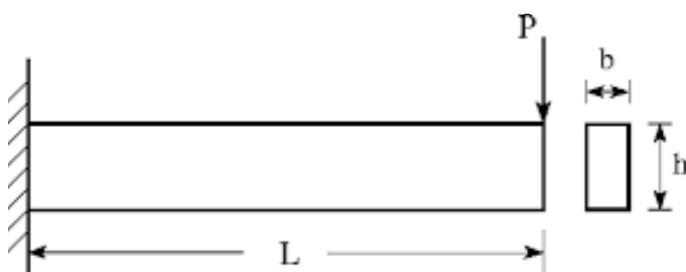
- با توجه به هندسه مدل دیوار به صورت تیر طره در نظر گرفته می‌شود.

نمونه	نیرو (kN)	سختی (kN/mm)
آزمایشگاهی	۲۸۱,۸	۴,۳
عددی	۳۰۲,۷	۳۹,۱
درصد اختلاف	۷,۴	۸۰۹,۳

جدول ۵.۷: مقایسه نتایج شبیه‌سازی عددی و نتایج آزمایشگاهی دیوار برشی

- رفتار مصالح خطی است.
 - از سختی برشی دیوار صرف نظر می‌شود.
 - ورق‌های فولادی از مدل حذف می‌شود.
 - اثرات ترک‌خوردگی بتن در کشش لحاظ نمی‌شود.
 - از موج سطح مقطع دیوار صرف نظر و ضخامت یکنواخت ۳۰ میلی‌متر برای دیوار در نظر گرفته می‌شود.
- شکل ۲۹.۷ مشخصات هندسی مدل ساده‌سازی شده را نشان می‌دهد.

$$\Delta = \frac{PL^3}{3EI} \quad (9.7)$$



شکل ۲۹.۷: مدل ساده‌سازی شده دیوار برشی

$$b = 30mm \quad h = 721mm$$

$$\Delta = 66.5mm \quad L = 1626mm \quad E = 24500N/mm^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(30mm)(721mm)^3}{12} = 937013402.5mm^4$$

$$P = \frac{3 \times (24500N/mm^2)(937013402.5mm^4)(66.5mm)}{(1626mm)^3} = 1065.4kN$$

$$k = \frac{P}{\Delta} = \frac{1065.352}{66.5} = 16.02kN/mm$$

نمونه	نیرو (kN)	جابه‌جایی (mm)	سختی (kN/mm)
ساده‌سازی شده عددی	۹۷۴.۷	۶۶.۵	۱۴.۶۶
ساده‌سازی شده تحلیلی	۱۰۶۵.۴	۶۶.۵	۱۶.۰۲
آزمایشگاهی	۲۸۱.۸	۶۶.۵	۴.۳

جدول ۶.۷: مقایسه سختی عددی، تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی

مدل نشان داده شده در شکل ۲۹.۷ با فرضیات ذکر شده در نرم‌افزار آباکوس ساخته شد. جدول ۶.۷ مقایسه نتایج عددی، تحلیلی و آزمایشگاهی را برای مدل ساده‌سازی شده نشان می‌دهد. در جدول ۶.۷ مشاهده می‌شود که سختی محاسبه شده برای مدل ساده‌سازی شده تقریباً ۴ برابر سختی آزمایشگاهی است. اگر قسمت موج‌دار و مقاومت برشی نیز در نظر گرفته شود، سختی دیوار بیش‌تر هم خواهد شد. بنابراین می‌توان گفت که در نمونه آزمایشگاهی احتمالاً سختی نمونه به درستی گزارش نشده است.

با توجه به این مطلب تصمیم بر این شد که مدل مورد بررسی با یک تیر مقاوم‌سازی شده جایگزین شود.

مراجع

- [1] J. Romualdi and G. Batson, "Mechanics of crack arrest in concrete beam with closely spaced reinforcement," *J. Am. Inst.*, vol.60, pp.775–789, 1963.
- [2] A. J. Majumdar and V. Laws, "Fibre cement composites: research at bre," *Composites*, vol.10, no.1, pp.17–27, 1979.
- [3] H. Krenchel and H. Stang, "Stable microcracking in cementitious materials," *Brittle Matrix Composites 2*, pp.20–33, 1988.
- [4] G. Fischer and V. C. Li, "Effect of fiber reinforcement on the response of structural members," *Engineering Fracture Mechanics*, vol.74, no.1-2, pp.258–272, 2007.
- [5] V. C. Li, "From micromechanics to structural engineering-the design of cementitious composites for civil engineering applications," 1993.
- [6] G. FISCHER, W. Shuxin, *et al.*, "Design of engineered cementitious composites (ecc) for processing and workability requirements," in *Brittle Matrix Composites 7*, pp.29–36, Elsevier, 2003.
- [7] V. Li and S. Wang, "Failure mode and structural ductility of gfrp reinforced engineered cementitious composite beams," *ACI Materials J*, vol.99, no.1, pp.11–21, 2002.
- [8] E.-H. Yang, Y. Yang, and V. C. Li, "Use of high volumes of fly ash to improve ecc mechanical properties and material greenness," *ACI materials journal*, vol.104, no.6, p.620, 2007.
- [9] S. Wang and V. C. Li, "High-early-strength engineered cementitious composites," *ACI Materials journal*, vol.103, no.2, p.97, 2006.
- [10] M. D. Lepech, V. C. Li, R. E. Robertson, and G. A. Keoleian, "Design of green engineered cementitious composites for improved sustainability," *ACI Materials Journal*, vol.105, no.6, p.567, 2008.

- [11] V. C. Li, M. D. Lepech, S. Wang, M. Weimann, and G. Keoleian, "Development of green ecc for sustainable infrastructure systems," 2004.
- [12] V. C. Li and E.-H. Yang, "Self healing in concrete materials," in *Self healing materials*, pp.161–193, Springer, 2007.
- [13] S. Wang and V. Li, "Materials design of lightweight pva-ecc," *Proceedings of HPFRCC*, pp.379–390, 2003.
- [14] M. Şahmaran, M. Lachemi, K. M. Hossain, and V. C. Li, "Internal curing of engineered cementitious composites for prevention of early age autogenous shrinkage cracking," *Cement and Concrete Research*, vol.39, no.10, pp.893–901, 2009.
- [15] V. C. Li, H.-C. Wu, M. Maalej, D. K. Mishra, and T. Hashida, "Tensile behavior of cement-based composites with random discontinuous steel fibers," *Journal of the American Ceramic Society*, vol.79, no.1, pp.74–78, 1996.
- [16] V. C. Li, "Engineered cementitious composites-tailored composites through micromechanical modeling," 1998.
- [17] V. C. Li, D. K. Mishra, and H.-C. Wu, "Matrix design for pseudo-strain-hardening fibre reinforced cementitious composites," *Materials and Structures*, vol.28, no.10, pp.586–595, 1995.
- [18] M. Maalej and V. C. Li, "Flexural/tensile-strength ratio in engineered cementitious composites," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol.6, no.4, pp.513–528, 1994.
- [19] V. Li, M. Maalej, and Y. Lim, "Fracture and flexural behavior in strain-hardening cementitious composites," *Fracture of Brittle Disordered Materials: Concrete, Rock and Ceramics*, G. Baker and BL Karihaloo, eds., E & FN Spon, London, pp.101–115, 1995.
- [20] A. Picard, B. Massicotte, and E. Boucher, "Strengthening of reinforced concrete beams with composite materials: theoretical study," *Composite Structures*, vol.33, no.2, pp.63–75, 1995.
- [21] M. Shahawy, M. Arockiasamy, T. Beitelman, and R. Sowrirajan, "Reinforced concrete rectangular beams strengthened with cfrp laminates," *Composites Part B: Engineering*, vol.27, no.3-4, pp.225–233, 1996.
- [22] Y. Diab, "Strengthening of rc beams by using sprayed concrete: experimental approach," *Engineering Structures*, vol.20, no.7, pp.631–643, 1998.

- [23] M. Maalej and Y. Bian, "Interfacial shear stress concentration in frp-strengthened beams," *Composite Structures*, vol.54, no.4, pp.417–426, 2001.
- [24] S. El-Refaie, A. Ashour, and S. Garrity, "-strengthening of reinforced concrete continuous beams with cfrp composites," in *Structural Engineering, Mechanics and Computation*, pp.1591–1598, Elsevier, 2001.
- [25] A. Ghobarah and A. Said, "Shear strengthening of beam-column joints," *Engineering structures*, vol.24, no.7, pp.881–888, 2002.
- [26] B. B. Adhikary and H. Mutsuyoshi, "Numerical simulation of steel-plate strengthened concrete beam by a non-linear finite element method model," *Construction and Building Materials*, vol.16, no.5, pp.291–301, 2002.
- [27] O. Rabinovitch and Y. Frostig, "Experiments and analytical comparison of rc beams strengthened with cfrp composites," *Composites part B: engineering*, vol.34, no.8, pp.663–677, 2003.
- [28] S. Altin, T. Tankut, Ö. Anil, and Y. Demirel, "Response of reinforced concrete beams with clamps applied externally: an experimental study," *Engineering Structures*, vol.25, no.9, pp.1217–1229, 2003.
- [29] N. F. Grace, W. F. Ragheb, and G. Abdel-Sayed, "Development and application of innovative triaxially braided ductile frp fabric for strengthening concrete beams," *Composite Structures*, vol.64, no.3-4, pp.521–530, 2004.
- [30] H.-K. Lee and L. Hausmann, "Structural repair and strengthening of damaged rc beams with sprayed frp," *Composite structures*, vol.63, no.2, pp.201–209, 2004.
- [31] M. Maalej and K. Leong, "Effect of beam size and frp thickness on interfacial shear stress concentration and failure mode of frp-strengthened beams," *Composites Science and Technology*, vol.65, no.7-8, pp.1148–1158, 2005.
- [32] M. Maalej and K. Leong, "Engineered cementitious composites for effective frp-strengthening of rc beams," *Composites Science and Technology*, vol.65, no.7-8, pp.1120–1128, 2005.
- [33] C. Gheorghiu, P. Labossière, and J. Proulx, "Fatigue and monotonic strength of rc beams strengthened with cfrps," *Composites Part A: applied science and manufacturing*, vol.37, no.8, pp.1111–1118, 2006.

- [34] A. Hosny, H. Shaheen, A. Abdelrahman, and T. Elafandy, "Performance of reinforced concrete beams strengthened by hybrid frp laminates," *Cement and Concrete Composites*, vol.28, no.10, pp.906–913, 2006.
- [35] G. Xiong, X. Jiang, J. Liu, and L. Chen, "A way for preventing tension delamination of concrete cover in midspan of frp strengthened beams," *Construction and Building Materials*, vol.21, no.2, pp.402–408, 2007.
- [36] G. Martinola, A. Meda, G. A. Plizzari, and Z. Rinaldi, "Strengthening and repair of rc beams with fiber reinforced concrete," *Cement and Concrete Composites*, vol.32, no.9, pp.731–739, 2010.
- [37] C. Wu and V. C. Li, "Cfrp-ecc hybrid for strengthening of the concrete structures," *Composite Structures*, vol.178, pp.372–382, 2017.
- [38] C.-C. Hung and Y.-S. Chen, "Innovative ecc jacketing for retrofitting shear-deficient rc members," *Construction and building materials*, vol.111, pp.408–418, 2016.
- [39] A. A. El Ezz, K. Galal, *et al.*, "Compression behavior of confined concrete masonry boundary elements," *Engineering Structures*, vol.132, pp.562–575, 2017.
- [40] J.-B. Yan, X. Qian, J. R. Liew, and L. Zong, "Damage plasticity based numerical analysis on steel–concrete–steel sandwich shells used in the arctic offshore structure," *Engineering Structures*, vol.117, pp.542–559, 2016.
- [41] A. S. Genikomsou and M. A. Polak, "Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in abaqus," *Engineering Structures*, vol.98, pp.38–48, 2015.
- [42] R. Shamass, X. Zhou, and G. Alfano, "Finite-element analysis of shear-off failure of keyed dry joints in precast concrete segmental bridges," *Journal of Bridge Engineering*, vol.20, no.6, p.04014084, 2014.
- [43] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, and E. Onate, "A plastic-damage model for concrete," *International Journal of solids and structures*, vol.25, no.3, pp.299–326, 1989.
- [44] V. Abaqus, "6.14 documentation," *Dassault Systemes Simulia Corporation*, vol.651, 2014.
- [45] D. C. Drucker and W. Prager, "Soil mechanics and plastic analysis or limit design," *Quarterly of applied mathematics*, vol.10, no.2, pp.157–165, 1952.

- [46] W.-F. Chen and D.-J. Han. *Plasticity for structural engineers*. J. Ross Publishing, 2007.
- [47] E. Onate, S. Oller, J. Oliver, and J. Lubliner, “A constitutive model for cracking of concrete based on the incremental theory of plasticity,” *Engineering Computations*, vol.5, no.4, pp.309–319, 1988.
- [48] W. J. Weiss, K. Guler, and S. P. Shah, “Localization and size-dependent response of reinforced concrete beams,” *Structural Journal*, vol.98, no.5, pp.686–695, 2001.
- [49] A. Standard, “Building code requirements for structural concrete (aci 318m-08) and commentary,” *Reported by ACI Committee*, vol.318, 2008.
- [50] S. Popovics, “A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete,” *Cement and concrete research*, vol.3, no.5, pp.583–599, 1973.
- [51] E. Hognestad, “Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members,” tech. rep., University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station., 1951.
- [52] E. Thorenfeldt, “Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design,” in *Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete, Norway, 1987*, 1987.
- [53] H. M. M. Salem, *Enhanced tension stiffening model and application to nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete*. Ph.D. thesis, □□□□, 1998.
- [54] K. Maekawa, H. Okamura, and A. Pimanmas. *Non-linear mechanics of reinforced concrete*. CRC Press, 2014.
- [55] T. T. Hsu. *Unified Theory of Reinforced Concrete*. CRC Press, 1992.
- [56] Y. H. Koh, *Characterizing a Reinforced Concrete Beam-column-slab Subassemblage Connection for Progressive Collapse Assessment*. Ph.D. thesis, University of Florida, 2011.
- [57] R. L. Park, R. Park, T. Paulay, *et al.* *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons, 1975.
- [58] Y. Y. Kim, B. Y. Lee, J.-W. Bang, B.-C. Han, L. Feo, and C.-G. Cho, “Flexural performance of reinforced concrete beams strengthened with strain-hardening cementitious composite and high strength reinforcing steel bar,” *Composites Part B: Engineering*, vol.56, pp.512–519, 2014.

- [59] T. Yu, J. Teng, Y. Wong, and S. Dong, "Finite element modeling of confined concrete-i: Drucker–prager type plasticity model," *Engineering Structures*, vol.32, no.3, pp.665–679, 2010.
- [60] A. S. Genikomsou and M. A. Polak, "Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in abaqus," *Engineering Structures*, vol.98, pp.38–48, 2015.
- [61] H. B. Kupfer and K. H. Gerstle, "Behavior of concrete under biaxial stresses," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol.99, no.4, pp.853–866, 1973.
- [62] R. G. Driver, G. L. Kulak, D. L. Kennedy, and A. E. Elwi, "Cyclic test of four-story steel plate shear wall," *Journal of Structural Engineering*, vol.124, no.2, pp.112–120, 1998.
- [63] P. Timler, C. E. Ventura, H. Prion, and R. Anjam, "Experimental and analytical studies of steel plate shear walls as applied to the design of tall buildings," *The structural design of tall buildings*, vol.7, no.3, pp.233–249, 1998.
- [64] M. Elgaaly, V. Caccese, and C. Du, "Postbuckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads," *Journal of Structural Engineering*, vol.119, no.2, pp.588–605, 1993.
- [65] M. Xue, "Interaction of steel plate shear panels with surrounding frame members," *Proc. Struct. Stability Res. Council Annu. Tech. Session, Bethlehem, Pa. 1994*, pp.339–354, 1994.
- [66] T. M. Roberts and S. Sabouri-Ghomi, "Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel plate shear panels," *Thin-Walled Structures*, vol.14, no.2, pp.139–151, 1992.
- [67] L. J. Thorburn, C. Montgomery, and G. L. Kulak, "Analysis of steel plate shear walls," 1983.
- [68] P. A. Timler and G. L. Kulak, "Experimental study of steel plate shear walls," 1983.
- [69] M. Rezaei, *Seismic behaviour of steel plate shear walls by shake table testing*. Ph.D. thesis, University of British Columbia, 1999.
- [70] M. R. Behbahanifard, "Cyclic behaviour of unstiffened steel plate shear walls.," 2003.
- [71] J. Berman and M. Bruneau, "Plastic analysis and design of steel plate shear walls," *Journal of Structural Engineering*, vol.129, no.11, pp.1448–1456, 2003.

- [72] D. Vian, M. Bruneau, K.-C. Tsai, and Y.-C. Lin, "Special perforated steel plate shear walls with reduced beam section anchor beams. i: Experimental investigation," *Journal of Structural Engineering*, vol.135, no.3, pp.211–220, 2009.
- [73] J. T. Easley and D. E. McFarland, "Buckling of light-gage corrugated metal shear diaphragms," *Journal of the Structural Division*, vol.95, no.7, pp.1497–1516, 1969.
- [74] J. T. Easley, "Buckling formulas for corrugated metal shear diaphragms," *Journal of the structural Division*, vol.101, no.7, pp.1403–1417, 1975.
- [75] W. M. El-Dakhakhni, "Shear of light-gage partitions in tall buildings," *Journal of the Structural Division*, vol.102, no.7, pp.1431–1445, 1976.
- [76] H. D. Wright and K. A. Hossain, "In-plane shear behaviour of profiled steel sheeting," *Thin-walled structures*, vol.29, no.1-4, pp.79–100, 1997.
- [77] J. M. Davies and E. R. Bryan. *Manual of stressed skin diaphragm design*. Wiley, 1982.
- [78] J. W. Berman and M. Bruneau, "Experimental investigation of light-gauge steel plate shear walls," *Journal of Structural Engineering*, vol.131, no.2, pp.259–267, 2005.
- [79] J. Qiu, Q. Zhao, C. Yu, and Z. Li, "Experimental studies on cyclic behavior of corrugated steel plate shear walls," *Journal of Structural Engineering*, vol.144, no.11, p.04018200, 2018.
- [80] H. Vora and C. Yu, "Pilot research on cold-formed steel framed shear wall assemblies with corrugated sheet steel sheathing," 2008.
- [81] B. Stojadinovic and S. Tipping, "Structural testing of corrugated sheet steel shear walls," 2008.
- [82] A. Astaneh-Asl. *Seismic behavior and design of composite steel plate shear walls*. Structural Steel Educational Council Moraga, CA, 2002.
- [83] M. Alinia and M. Dastfan, "Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels," *Journal of Constructional Steel Research*, vol.63, no.4, pp.554–563, 2007.
- [84] Q. Zhao and A. Astaneh-Asl, "Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls," *Journal of Structural Engineering*, vol.130, no.2, pp.271–284, 2004.

- [85] A. Rahai and F. Hatami, "Evaluation of composite shear wall behavior under cyclic loadings," *Journal of constructional steel research*, vol.65, no.7, pp.1528–1537, 2009.
- [86] K. M. A. Hossain and H. Wright, "Performance of double skin-profiled composite shear walls—experiments and design equations," *Canadian Journal of civil engineering*, vol.31, no.2, pp.204–217, 2004.
- [87] K. Hossain and H. Wright, "Behaviour of composite walls under monotonic and cyclic shear loading," *Structural Engineering and Mechanics*, vol.17, no.1, pp.69–85, 2004.
- [88] H. Anwar, H. Wright, *et al.*, "Finite element modelling of the shear behaviour of profiled composite walls incorporating steel-concrete interaction," *Structural Engineering and Mechanics*, vol.21, no.6, pp.659–676, 2005.
- [89] K. Hossain and H. Wright, "Use of micro-concrete to simulate the in-plane shear behaviour," in *Research Workshop on Cement and Concrete, Centre for Cement and Concrete, The University of Sheffield, UK*, pp.11–12, 1994.
- [90] M. Şahmaran and V. C. Li, "Engineered cementitious composites: An innovative concrete for durable structure," in *Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*, pp.1–13, 2009.
- [91] S. Rafiei, K. Hossain, M. Lachemi, K. Behdinan, and M. Anwar, "Finite element modeling of double skin profiled composite shear wall system under in-plane loadings," *Engineering Structures*, vol.56, pp.46–57, 2013.

Abstract

Today, there are numerous concrete structures in the world that have been built several decades ago. These structures have been damaged throughout their lives. One of the available solutions is the destruction of existing structures, which has no logical justification due to high economical costs and environmental degradation. Another solution is to use different methods of strengthening existing structures. One of these methods is the use of engineered cementitious composites in structural strengthening.

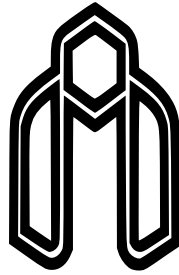
Engineered cementitious composite is an advanced type of fiber reinforced cementitious composites with high tensile strain capacity which is owed to the strain hardening and multiple micro-cracking. The advantage of using engineered cementitious composite in the structures is that it exhibits a considerable ductility.

Although, many laboratory studies have already been done on engineered cementitious composite, only a few studies have been conducted on numerical modeling of engineered cementitious composite. The purpose of this study is to study the potential advantages of using engineered cementitious composite in beam strengthening employing finite element method. Therefore, a retrofitted beam with strain hardening cementitious composite was investigated.

The use of strain hardening cementitious composite in different thicknesses was evaluated. For the abovementioned purpose, and for simulating the beam in a four-point bending test, a numerical model was created using Abaqus software and the available experimental results were used to verify the model. Finally, a parametric study was conducted on the factors affecting the resistance of the beam.

The results have shown that increasing the thickness of the retrofitting layer, for a specific reinforcement ratio, leads to increment of the maximum bearable force on the beam.

Keyword: Strain Hardening Cementitious Composite, Nonlinear finite element, Beam strengthening, Abaqus



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

MSc Thesis in: Structural Engineering

**Numerical Modeling of Engineered
Cementitious Composite for Strengthening
structures**

By: Vahid Shakoori

Supervisors

Dr. Farshid Jandaghi Alaei

Dr. Pooyan Broumand

September 2018