

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

رشته عمران-سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح ترمیم شده با بتن جدید

نگارنده: متین خرمالی

استاد راهنما

دکتر وحیدرضا کلات جاری

شهریور ۱۳۹۸

شماره: ۹۸۲۸۸ / ۹۸
تاریخ: ۱۰ / ۱۰ / ۹۸

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

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

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم / آقای متین خرمالی با شماره دانشجویی ۹۴۰۶۷۶۴ رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح ترمیم شده با بتن جدید که در تاریخ ۱۳۹۸/۶/۱۱ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می‌گردد:

قبول (با درجه: عالی) مردود

نوع تحقیق: نظری عملی

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر وحیدرضا کلانجاری	دانشیار	
۲- استاد راهنمای دوم			
۳- استاد مشاور			
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر ایمان آقایان	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر فرشید جندقی علانی	دانشیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر جلیل شفاهی	استادیار	

نام و نام خانوادگی: دکتر رضا نادری

دانشکده مهندسی عمران
تاریخ: ۱۰ / ۱۰ / ۹۸
آموزش تحصیلات تکمیلی

توجه: در صورتی که کسی مردود شود جداگانه یک نفر دیگر در مدت مجاز تحصیل می‌تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

تقدیم بہ:

آنان کہ وجودم برایشان ہمہ رنج بود و وجودشان برایم ہمہ مہر، توانشان رفت تبارہ توانایی برسم و مویشان سپید
گشت تارویم سپید باند...

آنان کہ فروغ نگاہشان، گرمی کلامشان و روشنی رویشان سرمایہ های جاودانی زندگی من است...

آنان کہ راستی قائم در شگفتی قاتلان تجلی یافت...

در برابر وجود کرامیشان زانوی ادب بر زمین می نهم و بادی ملو از عشق و محبت و خضوع بردستانشان بوسہ

می زنم.

وجودتان ہمیشہ سبز و استوار...

تشکر و قدردانی:

حال که مراحل این پایان نامه روبرو اتمام نهاده، لازم می‌دانم تا از کلیه عزیزانی که در مسیر سمودن این راه ایجاب رایاری نموده‌اند مراتب امتنان و

تشکر خالصانه را داشته باشم.

ابتداء بر خود لازم می‌دانم تا از زحمات و پشتیبانی‌های بی‌دریغ و راهمائی‌های صبورانه استاد محترم و معزز، جناب آقای دکتر وحید رضا کلات جاری که

راهمائی این پایان نامه را بر عهده داشته‌اند تشکر و قدردانی ویژه‌ای داشته باشم. بی‌شک انجام این تحقیق مدیون حمایت و پشتیبانی‌های ایشان است.

همچنین از جناب مهندس منصور جامعی که در مراحل مختلف این پایان نامه رایاری نموده‌اند و نقش کلک و ارزنده در انجام آن داشته‌اند پاسکزارم،

و موفقیت ایشان در مراحل مختلف زندگی را از خداوند متعال خواستارم.

در انتها از تمامی دوستان عزیزم که به اشکال مختلف در طول مدت انجام این تحقیق رایاری رسانند تشکر و قدردانی می‌نمایم.

متین خرمالی

شهریور ۱۳۹۸

تعمیرنامه

اینجانب **متین خرمالی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **مهندسی عمران** دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه با عنوان **بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح ترمیم شده با بتن جدید تحت راهنمایی دکتر وحیدرضا کلات جاری** متعهد می‌شوم:

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

متین خرمالی

شهریور ۱۳۹۸

مالکیت نتایج و حق نشر

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

حکیده

وجود درز در سازه‌ها و زیرساخت‌های بتنی، چه در هنگام ساخت سازه‌های جدید و چه با هدف ترمیم و مقاوم‌سازی سازه‌های موجود، امری اجتناب‌ناپذیر می‌باشد. هدف اصلی تحقیق حاضر، بررسی رفتار و تعیین میزان اثرگذاری درزهای ایجاد شده در این سازه‌ها می‌باشد. بدین منظور در ابتدا با طراحی یک‌سری آزمایش، خصوصیات مکانیکی نظیر مقاومت‌های کششی، برشی و انرژی شکست بتن و درز تعیین شده‌اند. نتایج حاکی از کاهش شدید ۵۰ الی ۸۵ درصدی در پارامترهای مقاومتی درز، نسبت به بتن یک‌پارچه است. همچنین رفتار تیرهای بتن‌آرمه ترمیم شده در قسمت‌های کششی و فشاری با استفاده از آزمایش خمش چهار نقطه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفتند. قسمت ترمیمی مورد مطالعه در این تحقیق، پوشش بتنی روی میلگردها در نظر گرفته شد. نتایج به دست آمده کاهش محسوس در پارامترهایی نظیر انرژی جذب شده، شکل‌پذیری و سختی در این تیرها را نشان می‌دهد. در ادامه با استفاده از شبیه‌سازی عددی به کمک نرم‌افزار ABAQUS، هر کدام از تیرهای ترمیم شده مدل‌سازی و نتایج آن‌ها با داده‌های آزمایشگاهی صحت‌سنجی شدند. سپس با تعمیم نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی این تیرها، یک قاب بتن‌آرمه ترمیم شده تحت حالت‌های مختلف، مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج حاصل بیانگر اختلاف ناچیز در رفتار نمونه‌های ترمیم شده نسبت به نمونه یک‌پارچه می‌باشد.

واژگان کلیدی: درز سرد، ترمیم و مقاوم‌سازی، خمش چهار نقطه‌ای، انرژی شکست، مقاومت کششی،

مقاومت برشی، آزمایش پوش-آف، آزمایش دونیم‌شدگی، نرم‌افزار ABAQUS

فهرست مطالب

فصل اول: مقدمه	۱
۱-۱ مقدمه	۲
۲-۱ ضرورت و اهمیت پژوهش	۳
۳-۱ اهداف و فعالیت‌ها	۳
۴-۱ ساختار پایان‌نامه	۵
فصل دوم: مروری بر ادبیات فنی پیشین	۷
۱-۲ مقدمه	۸
۲-۲ پیشینه تحقیق	۸
فصل سوم: تعیین خصوصیات مکانیکی بتن و درز	۱۵
۱-۳ مقدمه	۱۶
۲-۳ مصالح مورد استفاده برای بتن	۱۶
۳-۳ طرح و فرآیند اختلاط	۲۳
۴-۳ نحوه ساخت و عمل‌آوری نمونه‌ها	۲۴
۵-۳ برنامه آزمایشگاهی	۳۶
۶-۳ نتایج آزمایش‌ها	۵۶
۷-۳ تفسیر و مقایسه نتایج	۸۰
فصل چهارم: مدل‌سازی عددی و صحت‌سنجی نتایج	۹۱

۹۲	مقدمه.....	۱-۴
۹۳	مبانی تئوری در تحلیل غیرخطی.....	۲-۴
۱۰۲	مدل‌های بتن ارائه شده در نرم‌افزار Abaqus.....	۳-۴
۱۰۵	المان‌ها در نرم‌افزار آباکوس.....	۴-۴
۱۱۰	المان چسبنده و سطح چسبنده.....	۵-۴
۱۱۶	منحنی‌های رفتاری در بتن.....	۶-۴
۱۲۵	مدل‌سازی عددی.....	۷-۴
۱۴۰	صحت‌سنجی نتایج.....	۸-۴
۱۴۹	فصل پنجم: ارزیابی رفتار قاب‌های بتن مسلح ترمیم شده.....	
۱۵۰	مقدمه.....	۱-۵
۱۵۰	مدل‌سازی قاب‌ها.....	۲-۵
۱۵۱	نتایج.....	۳-۵
۱۶۳	فصل ششم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات.....	
۱۶۴	مقدمه.....	۱-۶
۱۶۵	نتیجه‌گیری.....	۲-۶
۱۶۷	پیشنهادات.....	۳-۶
۱۶۷	مراجع.....	

فهرست جداول

- جدول ۱-۳: مشخصات فیزیکی و شیمیایی سیمان تیپ II شاهرود..... ۱۷
- جدول ۲-۳: دانه‌بندی شن..... ۱۹
- جدول ۳-۳: دانه‌بندی ماسه..... ۲۰
- جدول ۴-۳: طرح اختلاط بتن..... ۲۳
- جدول ۵-۳: نام‌گذاری نمونه‌ها..... ۵۶
- جدول ۶-۳: نتایج آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های با و بدون درز..... ۵۷
- جدول ۷-۳: مدول الاستیسیته بتن..... ۵۹
- جدول ۸-۳: روابط تجربی تعیین مدول الاستیسیته بتن..... ۶۱
- جدول ۹-۳: نتایج آزمایش کشش مستقیم نمونه‌های با و بدون درز..... ۶۲
- جدول ۱۰-۳: نتایج آزمایش دونیم‌شدگی نمونه‌های با و بدون درز..... ۶۴
- جدول ۱۱-۳: روابط تجربی تعیین مقاومت کششی بتن..... ۶۶
- جدول ۱۲-۳: نتایج آزمایش پوش-آف نمونه‌های با و بدون درز..... ۶۶
- جدول ۱۳-۳: نتایج آزمایش انرژی شکست نمونه‌های با و بدون درز..... ۶۹
- جدول ۱۴-۳: روابط تجربی تعیین انرژی شکست بتن..... ۷۱
- جدول ۱۵-۳: خصوصیات مکانیکی میلگرد S400 نمره ۸..... ۷۳
- جدول ۱۶-۳: مقایسه حداکثر نیروی تحمل شده توسط نمونه‌های تیر..... ۸۳
- جدول ۱۷-۳: مقایسه انرژی جذب شده توسط نمونه‌های تیر..... ۸۴
- جدول ۱۸-۳: مقایسه ضریب شکل‌پذیری تیرها..... ۸۹
- جدول ۱۹-۳: مقایسه سختی تیرها..... ۸۹
- جدول ۱-۴: خصوصیات مربوط به مدل خسارت پلاستیک بتن برای مدل‌سازی تیرها..... ۱۲۷

- جدول ۲-۴: خصوصیات مکانیکی بتن برای مدل‌سازی تیرها..... ۱۲۷
- جدول ۳-۴: خصوصیات مکانیکی میلگردها برای مدل‌سازی تیرها..... ۱۳۰
- جدول ۴-۴: خصوصیات مربوط به درز..... ۱۳۲
- جدول ۵-۴: مشخصات قاب الچار [۴۰]..... ۱۳۴
- جدول ۶-۴: مشخصات مکانیکی بتن در مدل الچار..... ۱۳۵
- جدول ۷-۴: مشخصات مکانیکی آرماتورها در مدل الچار..... ۱۳۵
- جدول ۸-۴: خصوصیات مربوط به مدل خسارت پلاستیک بتن..... ۱۳۶
- جدول ۹-۴: خصوصیات مکانیکی بتن..... ۱۳۷
- جدول ۱۰-۴: خصوصیات مکانیکی میلگردها برای مدل‌سازی قاب..... ۱۳۸
- جدول ۱۱-۴: مقایسه کمی نتایج صحت‌سنجی تیرها..... ۱۴۶
- جدول ۱-۵: نام‌گذاری قاب‌ها..... ۱۵۱
- جدول ۲-۵: خلاصه نتایج تحلیل نمونه‌ها..... ۱۵۹

فهرست اشکال

- شکل ۱-۲: نمونه‌ها و چیدمان آزمایش در تحقیق شگ [۱]..... ۹
- شکل ۲-۲: شماتیکی از رفتار نرم‌شوندگی برای مواد ترد و شکل‌پذیر [۱]..... ۹
- شکل ۳-۲: نمونه‌های استفاده شده در تحقیق چاندراکیشن [۵]..... ۱۲
- شکل ۴-۲: چیدمان آزمایش و محل قرارگیری درز در تحقیق بیسویجیت روی [۷]..... ۱۴
- شکل ۱-۳: دستگاه لرزاننده الک برای دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها..... ۱۹
- شکل ۲-۳: منحنی دانه‌بندی شن..... ۲۰
- شکل ۳-۳: منحنی دانه‌بندی ماسه..... ۲۱
- شکل ۴-۳: مخلوط‌کن‌های استفاده شده در ساخت نمونه‌ها..... ۲۴
- شکل ۵-۳: نمونه‌های یکپارچه در حین عمل‌آوری در آب..... ۲۵
- شکل ۶-۳: تصاویری از مراحل ساخت نمونه‌های استوانه‌ای..... ۲۶
- شکل ۷-۳: تصاویری از مراحل ساخت نمونه‌های دمبلی..... ۲۶
- شکل ۸-۳: قالب ساخته شده برای نمونه پوش-آف..... ۲۷
- شکل ۹-۳: نحوه آرماتوربندی و قرارگیری آرماتورها در قالب پوش-آف..... ۲۸
- شکل ۱۰-۳: تصاویری از مراحل ساخت نمونه‌های پوش-آف..... ۲۸
- شکل ۱۱-۳: شماتیکی از مراحل ساخت نمونه‌های پوش-آف..... ۲۸
- شکل ۱۲-۳: تصاویری از مراحل ساخت نمونه‌های انرژی شکست..... ۲۹
- شکل ۱۳-۳: قالب‌های ساخته شده برای تیر..... ۳۰
- شکل ۱۴-۳: نحوه آرماتوربندی و قرارگیری آرماتورها در قالب تیر..... ۳۰
- شکل ۱۵-۳: شماتیکی از تیر بتنی ساخته شده..... ۳۰
- شکل ۱۶-۳: تصاویری از مراحل ساخت تیر بتن مسلح..... ۳۱
- شکل ۱۷-۳: عمل‌آوری نمونه‌های با درز..... ۳۲

- شکل ۳-۱۸: محل قرارگیری درز در نمونه‌های مربوط به تعیین خصوصیات مکانیکی درز..... ۳۳
- شکل ۳-۱۹: محل قرارگیری درز در تیرهای ترمیم شده..... ۳۳
- شکل ۳-۲۰: برس‌های سیمی به‌کار رفته برای زبرسازی سطح بتن بستر..... ۳۴
- شکل ۳-۲۱: سطح بستر بتن قبل و بعد از عملیات برس‌زنی..... ۳۵
- شکل ۳-۲۲: نمونه‌ای از سطح بستر بتن پس از عملیات زبرسازی..... ۳۵
- شکل ۳-۲۳: نمونه‌های با درز بعد از بتن‌ریزی دوم..... ۳۶
- شکل ۳-۲۴: جابجایی سنج‌های به‌کار رفته در تحقیق..... ۳۷
- شکل ۳-۲۵: دیتالاگر TDS-150..... ۳۸
- شکل ۳-۲۶: دستگاه یونیورسال سه‌گانه Toni Technik..... ۳۹
- شکل ۳-۲۷: دستگاه یونیورسال Instron..... ۳۹
- شکل ۳-۲۸: اکستنسومتر Instron..... ۴۰
- شکل ۳-۲۹: آزمایش مقاومت فشاری..... ۴۱
- شکل ۳-۳۰: چیدمان آزمایش مدول الاستیسیته..... ۴۲
- شکل ۳-۳۱: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش مدول الاستیسیته..... ۴۳
- شکل ۳-۳۲: ابعاد نمونه و چیدمان آزمایش کشش مستقیم..... ۴۶
- شکل ۳-۳۳: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش کشش مستقیم..... ۴۷
- شکل ۳-۳۴: ناحیه کاهش سطح مقطع نمونه کشش مستقیم..... ۴۷
- شکل ۳-۳۵: چیدمان آزمایش دونیم‌شدگی..... ۴۸
- شکل ۳-۳۶: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش دونیم‌شدگی..... ۴۹
- شکل ۳-۳۷: چگونگی ایجاد تنش‌ها در آزمایش دونیم‌شدن [۱۵]..... ۴۹
- شکل ۳-۳۸: ابعاد نمونه و چیدمان آزمایش پوش-آف..... ۵۰
- شکل ۳-۳۹: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش مقاومت برشی بتن..... ۵۱
- شکل ۳-۴۰: ابعاد نمونه و چیدمان آزمایش انرژی شکست..... ۵۲
- شکل ۳-۴۱: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش انرژی شکست..... ۵۲

- شکل ۳-۴۲: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش کشش میلگرد..... ۵۳
- شکل ۳-۴۳: قطعه ساخته شده به منظور آزمایش خمش چهار نقطه‌ای..... ۵۴
- شکل ۳-۴۴: چیدمان آزمایش خمش چهار نقطه‌ای..... ۵۵
- شکل ۳-۴۵: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش خمش چهار نقطه‌ای..... ۵۵
- شکل ۳-۴۶: تصاویری از نمونه‌های فشاری پس از بارگذاری..... ۵۸
- شکل ۳-۴۷: نمودار تنش-کرنش نمونه‌های استوانه‌ای بدون درز..... ۵۹
- شکل ۳-۴۸: داده‌های جابجایی سنج‌ها برای آزمایش مدول الاستیسیته..... ۶۰
- شکل ۳-۴۹: نمونه‌های آزمایش کشش مستقیم (قبل و بعد از آزمایش)..... ۶۳
- شکل ۳-۵۰: نمونه‌های آزمایش دونیم‌شدگی (قبل و بعد از آزمایش)..... ۶۵
- شکل ۳-۵۱: نمونه‌های آزمایش پوش-آف (قبل و بعد از آزمایش)..... ۶۷
- شکل ۳-۵۲: نمودار نیرو-جابجایی نمونه‌های بدون درز..... ۶۸
- شکل ۳-۵۳: نمودار نیرو-جابجایی نمونه‌های با درز..... ۶۹
- شکل ۳-۵۴: نمونه‌های انرژی شکست (قبل و بعد از آزمایش)..... ۷۰
- شکل ۳-۵۵: نمودار تنش-کرنش میلگرد S400 نمره ۸..... ۷۲
- شکل ۳-۵۶: لحظه گلوبی شدن میلگرد در آزمایش کشش..... ۷۳
- شکل ۳-۵۷: نمودار بار-تغییر مکان تیرهای کنترلی و ترمیم شده..... ۷۴
- شکل ۳-۵۸: رفتار تیرهای کنترلی و ترمیمی تا جابجایی ۳ میلی‌متر..... ۷۶
- شکل ۳-۵۹: تصاویری از آزمایش خمش چهار نقطه‌ای تیر کنترلی CB..... ۷۷
- شکل ۳-۶۰: تصاویری از آزمایش خمش چهار نقطه‌ای تیر ترمیم شده RCB..... ۷۸
- شکل ۳-۶۱: تصاویری از آزمایش خمش چهار نقطه‌ای تیر ترمیم شده RTB..... ۷۹
- شکل ۳-۶۲: شکل شماتیکی برای توضیح اثر دیوار [۲۹]..... ۸۱
- شکل ۳-۶۳: نمونه‌های فشاری با و بدون درز..... ۸۲
- شکل ۳-۶۴: حالت‌های مختلف محاسبه جابجایی نظیر نقطه جاری شدن در منحنی بار-تغییر مکان [۳۱]..... ۸۷
- شکل ۳-۶۵: حالت‌های مختلف محاسبه جابجایی نظیر نقطه نهایی در منحنی بار-تغییر مکان [۳۱]..... ۸۷

- شکل ۳-۶۶: منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان [۳۵]..... ۸۸
- شکل ۴-۱: دامنه کاربرد حلگرهای صریح و ضمنی در آباکوس..... ۱۰۰
- شکل ۴-۲: مدل میله و فنر برای محاسبه نمو زمانی پایدار..... ۱۰۱
- شکل ۴-۳: خانواده المان‌های موجود در آباکوس [۳۷]..... ۱۰۶
- شکل ۴-۴: المان خطی (مرتبه اول) و المان سهموی (مرتبه دوم) [۳۷]..... ۱۰۷
- شکل ۴-۵: پاسخ کشش-جدایش معمول [۳۷]..... ۱۱۲
- شکل ۴-۶: منحنی تنش-کرنش فشاری هاگنستاد اصلاح شده [۳۹]..... ۱۱۸
- شکل ۴-۷: منحنی تنش-کرنش فشاری تودسچینی [۳۹]..... ۱۱۹
- شکل ۴-۸: نمودار تنش-کرنش و تنش-بازشدگی عرض ترک تحت بار کششی [۳۹]..... ۱۲۳
- شکل ۴-۹: نمودار تنش-کرنش و تنش-بازشدگی عرض ترک تحت بار کششی طبق CEB-FIP [۲۵]..... ۱۲۴
- شکل ۴-۱۰: تیرهای بتن مسلح شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار..... ۱۲۶
- شکل ۴-۱۱: نمودار تنش-کرنش فشاری بتن به‌منظور مدل‌سازی تیرها..... ۱۲۸
- شکل ۴-۱۲: نمودار تنش-کرنش کششی بتن به‌منظور مدل‌سازی تیرها..... ۱۲۹
- شکل ۴-۱۳: نمودار تنش-کرنش میلگردها برای مدل‌سازی تیرها..... ۱۳۰
- شکل ۴-۱۴: محل سطح چسبیده در تیرهای ترمیم شده..... ۱۳۱
- شکل ۴-۱۵: مدهای ترک خوردگی در مکانیک شکست..... ۱۳۲
- شکل ۴-۱۶: نحوه قرارگیری شفت‌های صلب در مدل‌سازی خمش چهار نقطه‌ای تیرها..... ۱۳۳
- شکل ۴-۱۷: مشخصات مقاطع و جزئیات آرماتورگذاری قاب‌الچار و همکاران [۴۰]..... ۱۳۵
- شکل ۴-۱۸: قاب بتن مسلح شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار..... ۱۳۶
- شکل ۴-۱۹: نمودار تنش-کرنش فشاری بتن به‌منظور مدل‌سازی قاب..... ۱۳۷
- شکل ۴-۲۰: نمودار تنش-کرنش کششی بتن به‌منظور مدل‌سازی قاب..... ۱۳۸
- شکل ۴-۲۱: نمودار تنش-کرنش میلگردها برای مدل‌سازی قاب..... ۱۳۹
- شکل ۴-۲۲: شرایط تکیه‌گاهی و نحوه اعمال بار در قاب..... ۱۴۰
- شکل ۴-۲۳: مقایسه نمودار بار-تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی تیر CB..... ۱۴۱

- شکل ۴-۲۴: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای تیر CB..... ۱۴۲
- شکل ۴-۲۵: کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر ایجاد شده برای تیر CB..... ۱۴۲
- شکل ۴-۲۶: مقایسه نمودار بار-تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی تیر RCB..... ۱۴۳
- شکل ۴-۲۷: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای تیر RCB..... ۱۴۳
- شکل ۴-۲۸: کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر ایجاد شده برای تیر RCB..... ۱۴۴
- شکل ۴-۲۹: مقایسه نمودار بار-تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی تیر RTB..... ۱۴۴
- شکل ۴-۳۰: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای تیر RTB..... ۱۴۵
- شکل ۴-۳۱: کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر ایجاد شده برای تیر RTB..... ۱۴۵
- شکل ۴-۳۲: مقایسه نمودار بار-تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی برای قاب بتن‌آرمه..... ۱۴۷
- شکل ۴-۳۳: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای قاب..... ۱۴۷
- شکل ۴-۳۴: الگوی ترک خوردگی در قاب الچار [۴۰]..... ۱۴۸
- شکل ۴-۳۵: کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر ایجاد شده در شبیه‌سازی قاب الچار..... ۱۴۸
- شکل ۵-۱: منحنی بار-تغییر مکان قاب کنترلی (CF)..... ۱۵۱
- شکل ۵-۲: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱ (RF-1)..... ۱۵۲
- شکل ۵-۳: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۲ (RF-2)..... ۱۵۲
- شکل ۵-۴: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۳ (RF-3)..... ۱۵۳
- شکل ۵-۵: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۴ (RF-4)..... ۱۵۳
- شکل ۵-۶: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۵ (RF-5)..... ۱۵۴
- شکل ۵-۷: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۶ (RF-6)..... ۱۵۴
- شکل ۵-۸: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۷ (RF-7)..... ۱۵۵
- شکل ۵-۹: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۸ (RF-8)..... ۱۵۵
- شکل ۵-۱۰: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۹ (RF-9)..... ۱۵۶
- شکل ۵-۱۱: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱۰ (RF-10)..... ۱۵۶
- شکل ۵-۱۲: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱۱ (RF-11)..... ۱۵۷

- شکل ۵-۱۳: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱۲ (RF-12)..... ۱۵۷
- شکل ۵-۱۴: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱۳ (RF-13)..... ۱۵۸
- شکل ۵-۱۵: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱۴ (RF-14)..... ۱۵۸
- شکل ۵-۱۶: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱۵ (RF-15)..... ۱۵۹
- شکل ۵-۱۷: مقایسه حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه‌ها..... ۱۶۰
- شکل ۵-۱۸: مقایسه شکل پذیری نمونه‌ها..... ۱۶۰
- شکل ۵-۱۹: مقایسه سختی اولیه نمونه‌ها..... ۱۶۱
- شکل ۵-۲۰: مقایسه سختی موثر نمونه‌ها..... ۱۶۱
- شکل ۵-۲۱: مقایسه انرژی جذب شده نمونه‌ها..... ۱۶۲

فصل اول

مقدمه

۱-۱ مقدمه

اکنون با گذشت بیش از ۱۷۰ سال از پیدایش سیمان پرتلند به صورت کنونی توسط یک بنای لیدزی، بتن دستخوش تحولات و پیشرفت‌های شگرفی شده است و آن را تبدیل به پرکاربردترین مصالح ساختمانی کرده است. در دسترس بودن مصالح، دوام نسبتاً زیاد، انعطاف‌پذیری در طراحی و ساخت، تغییرپذیری و کارپذیری، اشتعال‌ناپذیری و پایداری بالا، این ماده را بسیار پر مصرف نموده است.

این سازه‌ها در طول عمر مفید خود و یا در هنگام ساخت، ممکن است به دلیل اجرا و طراحی نامناسب، دچار آسیب و عیب‌هایی شوند که یکپارچگی و در نتیجه عملکرد کلی سیستم سازه‌ای را به خطر اندازند. اگر آسیب‌های ایجاد شده فراگیر نباشند، می‌توان با حذف موضعی قسمت آسیب‌دیده و اضافه کردن یک لایه‌ی بتنی^۱ جدید، قسمت مربوطه را تعمیر و ترمیم نمود. به‌طور کلی ایجاد درز در هنگام بتن‌ریزی مرحله‌ای^۲ سازه‌های بتنی (هرگاه زمان قطع بتن‌ریزی از ۳۰ دقیقه تجاوز کند، باید آن نقطه را یک درز اجرایی به حساب آورد)، یا هنگام استفاده از بتن یا مصالح سیمانی برای مقاصد ترمیم و تعمیر^۳، مقاوم‌سازی^۴، توان‌بخشی^۵ و بهسازی^۶ در طول عمر این سازه‌ها، اجتناب‌ناپذیر می‌نماید.

از خصوصیت ویژه این نوع ساختار بتنی کامپوزیتی، وجود درزی در فصل مشترک^۷ بین بتن بستر و بتن جدید است. با توجه به وجود ناپیوستگی در این ناحیه، احتمالاً این فصل مشترک ضعیف‌ترین قسمت از ساختار سازه یا عضو بتنی را تشکیل می‌دهد که بسیاری از خصوصیات آن‌ها را کنترل می‌نماید. از این‌رو

¹ Concrete Overlay

² Multistage Casting or Multistage Pouring

³ Repairing

⁴ Strengthening

⁵ Rehabilitation

⁶ Retrofitting or Interventions

⁷ Interface

فهم رفتار در این ناحیه از عضو یا سازه بتنی، به منظور پیش‌بینی عملکرد آن بسیار مهم می‌نماید.

تاکنون مطالعات محدودی برای بررسی رفتار درز بین بتن جدید و قدیم انجام شده است و در حال حاضر تحقیقات به سمت بررسی عملکرد و نحوه‌ی شکست در فصل مشترک دو ماده مورد توجه قرار گرفته است. از طرفی به دلیل زمان‌بر بودن و هزینه‌های زیاد انجام آزمون‌های آزمایشگاهی، تلاش محققان برای پیش‌بینی رفتار بتن به کمک روابط ریاضی و نرم‌افزارها افزایش یافته است.

۲-۱-۲ اهمیت پژوهش

با توجه به اقتصادی‌تر بودن تعمیر سازه‌ها و زیرساخت‌های بتنی نسبت به جایگزینی آن‌ها، این روش نزد کارفرمایان و مهندسان به منظور توسعه عمر سرویس‌دهی یا بازیابی مقاومت اصلی در آن‌ها، بسیار جذاب‌تر می‌باشد. پس وجود درز (فصل مشترک) چه در هنگام ساخت (عمدی) و چه به منظور مقاصد ترمیم و بهسازی سازه‌های بتنی (غیرعمدی) اجتناب‌ناپذیر می‌نماید. با توجه به ضعیف بودن این ناحیه و تمرکز تنش در آن، پتانسیل شکل‌گیری ترک و در نتیجه آن شکست در امتداد این فصل مشترک بسیار بالا است. از این‌رو درک رفتار در این ناحیه به منظور پیش‌بینی عملکرد سازه‌های بتنی بسیار مهم است.

۳-۱-۳ اهداف و فعالیت‌ها

هدف کلی این تحقیق بررسی رفتار و برآورد میزان تاثیر درزهای ایجاد شده در اعضا و سازه‌های بتنی می‌باشد. بدین منظور فعالیت‌های زیر تعیین گردیده است:

۱-۳-۱ فاز آزمایشگاهی:

• بدست آوردن خصوصیات مکانیکی بتن و درز (فصل مشترک):

در این بخش خصوصیات مکانیکی بتن یکپارچه و درز، نظیر رفتار فشاری، مقاومت کششی، مقاومت برشی و انرژی شکست آن‌ها، تعیین می‌شوند. بدین منظور آزمایش‌های لازم طراحی، و نمونه‌های مربوطه ساخته و مورد آزمایش قرار گرفته است. نتایج حاصل از این آزمایش‌ها در گام بعدی با هم مقایسه می‌شوند. هم‌چنین این نتایج در فاز مدل‌سازی به عنوان ورودی نرم‌افزار آباکوس مورد استفاده قرار خواهند گرفت.

• بدست آوردن نمودار تنش- کرنش برای آرماتورها:

نمودار تنش-کرنش میلگردهای مورد استفاده در ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی بدست می‌آید تا در فاز مدل‌سازی به عنوان ورودی نرم‌افزار تعریف گردد.

• بدست آوردن رفتار تیرهای بتنی یکپارچه و ترمیم شده:

با ساخت و آزمایش ۳ سری نمونه تیر، نمودار نیرو-تغییر مکان قائم وسط دهانه^۱ تیرهای ترمیم شده و تیر کنترلی (تیر با بتن یکپارچه) تحت آزمایش خمش چهار نقطه‌ای بدست می‌آید. در فصول بعدی از نتایج این آزمایش به منظور صحت‌سنجی مدل‌های عددی استفاده خواهد شد.

• مقایسه کمی و بحث پیرامون نتایج آزمایشگاهی:

با بدست آمدن نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی، مقایسه کمی خصوصیات مکانیکی بتن و درز، و رفتار تیر یکپارچه و تیرهای ترمیم شده امکان‌پذیر خواهد شد. در این مرحله مشخص می‌شود که میزان تاثیر

¹ Load vs Mid-span Vertical Deflection

انقطاع ایجاد شده به دلیل درز، بر خصوصیات مکانیکی بتن و رفتار اعضا بتنی چقدر خواهد بود.

۲-۳-۱ فاز مدل سازی:

• مدل سازی تیرهای ترمیم شده و صحت سنجی آن:

در این مرحله تیرهای ساخته شده در آزمایشگاه با استفاده از نرم افزار آباکوس مدل سازی می شوند و نتایج بدست آمده با نتایج آزمون های آزمایشگاهی صحت سنجی میگردند. قابل ذکر است که نتایج حاصل از فاز آزمایشگاهی به عنوان ورودی نرم افزار آباکوس در این مرحله مورد استفاده قرار می گیرند.

• تعمیم نتایج برای قاب بتن آرمه ترمیم شده:

در نهایت تاثیر درزهای ایجاد شده بوسیله مدل سازی قاب بتن مسلح ترمیم شده در نرم افزار مورد بررسی قرار می گیرد.

۴-۱ ساختار پایان نامه

باتوجه به اهداف و فعالیتهای شرح داده شده، این پایان نامه در ۶ فصل و به صورت زیر تدوین گردیده است.

فصل اول: در این فصل به بیان مقدمه و کلیاتی از تحقیق پرداخته شده است.

فصل دوم: بیان پیشنهادی از تحقیقات انجام شده موضوع این فصل می باشد.

فصل سوم: این فصل به کارهای آزمایشگاهی انجام شده اختصاص داده شده است که شامل، ذکر

مصالح به کار رفته و خصوصیات آنها، نحوه ساخت و عمل آوری نمونه ها، توضیحاتی راجع به آزمایش های انجام شده و چیدمان آنها، نتایج و بحث پیرامون نتایج به دست آمده است.

فصل چهارم: این فصل به مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار آباکوس اختصاص داده شده است. مطالبی

که در این فصل ارائه شده شامل، بیان قوانین ساختاری در تحلیل غیرخطی سازه‌های بتنی، نحوه مدل‌سازی نمونه‌ها و صحت‌سنجی نتایج می‌باشد.

فصل پنجم: در این فصل به ارزیابی رفتار قاب‌های بتن‌آرمه ترمیم شده و بحث پیرامون نتایج

آن‌ها، پرداخته شده است.

فصل ششم: نتایج کلی حاصل از تحقیق بیان گردیده و پیشنهاداتی در خصوص پژوهش‌های آتی

ارائه شده است.

فصل دوم

مروری بر ادبیات فنی پیشین

۲-۱ مقدمه

همانطور که در فصل گذشته اشاره شد، وجود درز چه در سازه‌های موجود و چه در سازه‌های جدید اجتناب‌ناپذیر است. تاکنون در زمینه خصوصیات شکست و رفتار بتن مطالعات زیادی صورت گرفته است؛ اما تحقیقات آزمایشگاهی و عددی محدودی در راستای بررسی رفتار و خصوصیات مکانیکی درزها در اتصال‌های بتن-بتن گزارش شده است. در این فصل به بررسی مطالعه‌های انجام شده در این زمینه پرداخته می‌شود.

۲-۲ پیشینه تحقیق

در سال ۱۹۹۱، شگ^۱ و استانزل^۲ قدرت چسبندگی درز در محل اتصال بین بتن جدید و قدیم را با استفاده از آزمایش دونیم‌شدگی مورد بررسی قرار دادند. شکل ۱-۲ چیدمان آزمایش و نمونه‌های به‌کار رفته در آزمایش را نشان می‌دهد. مقاومت‌های فشاری بتن قدیم و جدید در این تحقیق به ترتیب ۵۲ و ۴۴ مگاپاسکال است. براساس زبرسازی انجام شده در سطح بتن قدیم، نمونه‌ها در چهار دسته، زبر نشده (نمونه ۱)، ماسه‌پاشی^۳ (نمونه ۲)، چکش سوزنی^۴ (نمونه ۳) و امولسیون^۵ (نمونه ۴) تقسیم شده‌اند. پارامترهای بررسی شده به‌منظور مقایسه نمونه‌ها، انرژی شکست و حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه‌ها بوده است. مقادیر حداکثر نیروی تحمل شده در نمونه‌های ۱، ۲ و ۳ مشابه یکدیگر و تقریباً دو برابر مقدار نیروی تحمل شده توسط نمونه ۴ به‌دست آمده است. هم‌چنین مقادیر انرژی شکست در نمونه‌های ۲ و ۳ تقریباً برابر هم و کمی بیشتر از دو برابر این مقادیر در نمونه‌های ۱ و ۴ می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که

¹ E. K. TSCHEGG

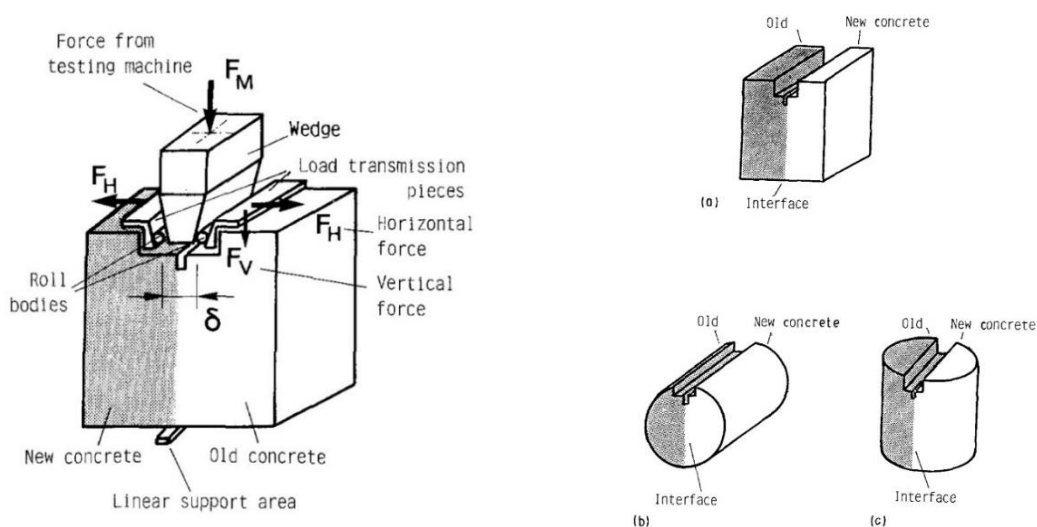
² S. E. STANZL

³ Sand-Blast

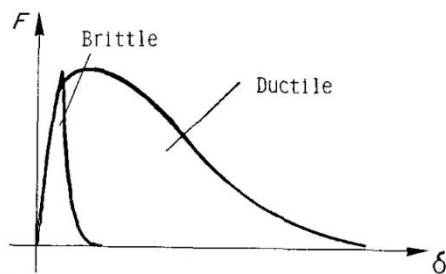
⁴ Needle Hammer

⁵ Emulsion

به منظور طبقه‌بندی و بررسی قدرت چسبندگی در محل درزهای بتنی، مقدار حداکثر نیروی تحمل شده در نمونه‌ها، به تنهایی پارامتر قابل اعتمادی برای مقایسه نمی‌باشد (شکل ۲-۲). به همین دلیل ضروری است که مقادیر انرژی شکست در نمونه‌ها نیز مورد بررسی قرار گیرند [۱].



شکل ۲-۱: نمونه‌ها و چیدمان آزمایش در تحقیق شگ [۱]



شکل ۲-۲: شماتیکی از رفتار نرم‌شوندگی برای مواد ترد و شکل‌پذیر [۱]

تاکنون تحقیقات زیادی در رابطه با ناحیه انتقالی^۱ بین سنگ‌دانه‌ها و خمیر سیمان موجود در بتن انجام شده است. اما در زمینه ناحیه انتقالی ایجاد شده در فصل مشترک بین بتن جدید و قدیم مطالعات

¹ Transition Zone

محدودی انجام گرفته است. در همین راستا در سال ۲۰۰۱، لی^۱ و همکاران، ریزساختار ناحیه انتقالی تشکیل شده بین بتن جدید و قدیم را مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق آن‌ها از روش‌های SEM^۲ و EDS^۳ استفاده کردند. همچنین آن‌ها با استفاده از آزمایش دونیم‌شدگی به بررسی خصوصیات چسبندگی این ناحیه پرداختند. نتایج آزمایش‌های آن‌ها نشان می‌دهد که چسبندگی، ریزساختار و خصوصیات معدنی و ریخت‌شناسی^۴ این ناحیه، به شدت متأثر از نوع بتن استفاده شده به عنوان بتن جدید است [۲].

در سال ۲۰۰۱، لیم و همکاران توانستند با استفاده از مدل‌سازی عددی و توسعه آن با مفهوم انرژی شکست، رفتار شکست در فصل مشترک‌های دو ماده‌ی سیمانی را به خوبی شبیه‌سازی کنند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که خصوصیات این ناحیه، به شدت بر روی رفتار و خصوصیات مکانیکی سیستم دو ماده‌ی سیمانی^۵ تاثیرگذار است [۳].

در سال ۲۰۰۴، خولیو^۶ و همکاران، به ارزیابی تاثیر روش‌های زبرسازی، بر قدرت چسبندگی اتصال در دو لایه بتنی پرداختند. در این تحقیق آن‌ها با استفاده از آزمایش‌های کشش^۷ و برش شیب‌دار^۸، نمونه‌ها را که در آن‌ها سطح بتن بستر با استفاده از تکنیک‌های مختلف زبر شده بود را مورد آزمایش قرار دادند. بدین‌منظور آن‌ها از ۵ روش برای مقایسه تاثیر زبری در سطح بستر بتنی استفاده کردند که عبارتند از:

۱. زبر نشده

¹ Gengying Li

² Scanning Electron Microscopy

³ Energy Dispersive Spectroscopy

⁴ Morphology

⁵ Cementitious Bi-material System

⁶ Eduardo N.B.S. Julio

⁷ Pull-off

⁸ Slant Shear

۲. زبر شده با استفاده از دستگاه سنگ فرز و فرچه سیمی
۳. ایجاد شیار و حفراتی به وسیله دستگاه تخریب سبک
۴. روش ۳ به اضافه اشباع سطح بتن بستر به وسیله آب، ۲۴ ساعت قبل از بتن ریزی قسمت دوم
۵. زبرسازی با استفاده از ماسه پاشی

نتایج نشان می‌دهد که بیشترین مقدار مقاومت چسبندگی در کشش و برش، از نمونه‌های زبر شده با روش ۵ بدست آمده است. همچنین تاثیر اشباع بودن سطح بتن بستر بر مقاومت‌های چسبندگی نمونه‌ها، ناچیز بوده است [۴].

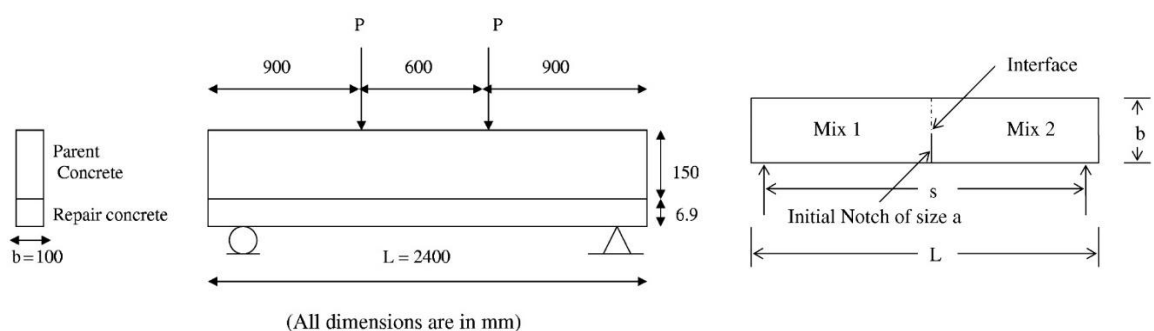
در سال ۲۰۰۷، چاندرا کیشن^۱ و سو با راو^۲ شکست در درزهای سرد بتنی را مورد مطالعه قرار دادند. تحقیق آنها در ۳ بخش ارائه شده است که شامل، تعیین انرژی شکست درز بتنی با استفاده از روش RILEM (برگرفته از مدل اثر اندازه بازانت)، بررسی اثر اندازه درزهای بتنی و تحلیل شکست در تیر بتنی تعمیر شده در قسمت کششی می‌باشد. بدین منظور آنها با استفاده از آزمایش خمش سه نقطه‌ای بر روی تیرهایی با ابعاد کوچک، متوسط و بزرگ که در روش RILEM مورد نیاز است، انرژی شکست در آنها را به دست آوردند. درز در وسط دهانه و بالای شیار اولیه^۳ و بین بتن با مقاومت‌های متفاوت تشکیل شده است (مطابق شکل ۲-۳). نتایج نشان می‌دهد که هرچه اختلاف بین بتن‌های دو طرف درز بیشتر باشد، انرژی شکست کمتر خواهد شد. همچنین نتایج نمونه‌های دارای درز با ابعاد متفاوت، دلالت بر قابلیت استفاده از مکانیک شکست الاستیک خطی در این نمونه‌ها را دارد. در قسمت مربوط به تحلیل تیر ترمیم شده در قسمت کششی، آنها با به کارگیری تحلیل المان محدود و استفاده از نمونه‌هایی مشابه با

¹ J.M. Chandra Kishen

² P. Subba Rao

³ Initial Notch

شکل ۲-۳، نشان دادند که هرچه تفاوت مقاومت‌های فشاری بین بتن بستر و بتن جدید (بتن تعمیر) بیشتر باشد، طول ترک بحرانی^۱ کمتر می‌شود. به عبارت دیگر هر چه مقاومت‌های فشاری بتن بستر و بتن تعمیر به یکدیگر نزدیک‌تر باشد، عملکرد سیستم تعمیر موثرتر خواهد بود. هم‌چنین به منظور اجتناب از گسترش ترک‌های ترد در درز تحت بارهای کم، باید ضخامت قسمت تعمیر را تا جای ممکن کوچکتر در نظر گرفت [۵].



نمونه‌های تعمیر شده

نمونه‌های انرژی شکست

شکل ۲-۳: نمونه‌های استفاده شده در تحقیق چاندریا کیشن [۵]

در تحقیقی مشابه ولی جامع‌تر در سال ۲۰۱۰، شاه^۲ و چاندریا کیشن، خصوصیات شکست در فصل مشترک ایجاد شده در اتصال بتن-بتن با مقاومت‌های متفاوت را با استفاده از مدل اثر اندازه بازان^۳ مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق آن‌ها تیرهایی شیاردار^۴ (نمونه‌های انرژی شکست) در سه اندازه، کوچک، متوسط و بزرگ، با نسبت‌های ابعادی یکسان که در وسط دهانه خود دارای درز بودند را تحت آزمایش خمشی سه نقطه‌ای قرار دادند. از هر اندازه تیر به تعداد ۵ نمونه به گونه‌ای ساختند که نمونه اول

¹ Critical Crack Length

² Santosh G. Shah

³ Bazant's Size Effect Model

⁴ Notched Beam

به صورت تیری یک پارچه و بدون درز با مقاومت فشاری ۳۴ مگاپاسکال و نمونه‌های دیگر دارای درز و در طی دو مرحله بتن‌ریزی، ساخته شده‌اند. مقاومت فشاری بتن نیمه اول در تمامی تیرها ۳۴ مگاپاسکال و نیمه دوم آن‌ها بین ۳۴، ۴۵، ۵۴ و ۶۶ مگاپاسکال متفاوت بوده است. خروجی‌های آزمایش‌های آن‌ها در دو بخش مربوط به داده‌های نیرو-جابجایی قائم وسط دهانه^۱ تیر و نیرو-بازشدگی دهانه ترک^۲ تیر ارائه شده است. نتایج حاکی از آن است که مقادیر سختی اولیه، حداکثر بار تحمل شده و مساحت زیر نمودار در منحنی‌های نیرو-جابجایی وسط دهانه تیرها، با کاهش اختلاف مقاومت فشاری بتن‌های دو طرف درز، بیشتر شده است. به عبارت دیگر هرچه مقاومت‌های فشاری بتن در دو طرف درز به یکدیگر نزدیک‌تر باشد، خصوصیات مکانیکی درز بهبود پیدا می‌کند. هم‌چنین نتایج مشابهی برای منحنی‌های نیرو-بازشدگی دهانه ترک تیرها نیز به دست آمده است [۶].

در سال ۲۰۱۷، بیسویجیت روی^۳ و آمینول ایسلام لاسکار^۴ با هدف شبیه‌سازی و بررسی درز سرد ایجاد شده در طی بتن‌ریزی چند مرحله‌ای سازه‌های بتنی، اتصالات تیر به ستون دارای درز سرد^۵ را مورد آزمایش قرار دادند. بدین منظور آن‌ها نمونه‌هایی با نسبت‌های مختلف مقاومت خمشی^۶ (R) که در محل اتصال ستون به تیر دارای درز بود را تحت بار چرخه‌ای قرار دادند. چیدمان آزمایش و محل قرارگیری درز در تحقیق آن‌ها، در شکل ۲-۴ آورده شده است. با مقایسه نتایج حاصل از آزمایش این نمونه‌ها با نمونه‌های کنترلی متناظر، مشاهده گردیده که ظرفیت استهلاک انرژی در این نمونه‌ها ۲۴-۴۹ درصد با کاهش همراه بوده است. هم‌چنین ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها نیز ۲۲-۳۶ درصد کمتر از نمونه‌های کنترلی بوده

¹ Load versus Mid-span Vertical Displacement

² Load versus Crack Mouth Opening Displacement (Load-CMOD)

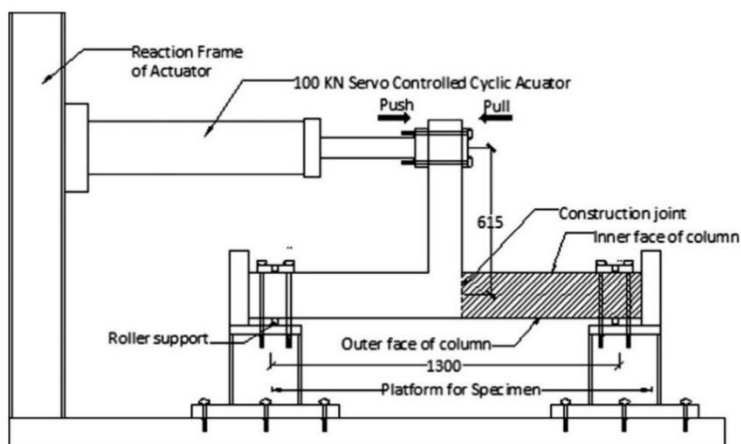
³ Biswajit Roy

⁴ Aminul Islam Laskar

⁵ Cold-joint

⁶ Flexural Strength Ratio: Ratio of sum of the nominal flexural strengths of column sections above and below the joint to the sum of the nominal flexural strength of the beam sections at that joint.

است. کاهش سختی اولیه و سختی تسلیم در نمونه‌های با درز نسبت به نمونه‌های کنترلی چشمگیر بوده است. اما تفاوت در حداکثر بار تحمل شده نمونه‌های با درز در مقایسه با نمونه‌های بدون درز ناچیز گزارش شده است. همچنین آن‌ها تیرهای بتن مسلح دارای درز و بدون درز، با نسبت‌های آرماتور کششی مختلف را با استفاده از آزمایش خمش سه نقطه‌ای^۱ تحت بارگذاری استاتیکی قرار دادند. محل در نظر گرفته شده برای درز در این تیرها، عمود بر محور طولی و در وسط دهانه تیر می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که تفاوت در حداکثر بار تحمل شده در نمونه‌های با درز، نسبت به نمونه‌های یکپارچه، ناچیز بوده است [۷].



شکل ۲-۴: چیدمان آزمایش و محل قرارگیری درز در تحقیق بیسویجیت روی [۷]

^۱ 3-Point Bending Test

فصل سوم

تعیین خصوصیات مکانیکی

بتن و درز

۳-۱ مقدمه

در این فصل مصالح مورد استفاده در بتن و خصوصیات آن‌ها، طرح اختلاط بتن، نحوه ساخت و عمل‌آوری نمونه‌ها و هم‌چنین آزمایش‌های مورد استفاده برای به‌دست آوردن خصوصیات مکانیکی بتن و درز آورده شده است. در انتهای فصل نیز نتایج بدست آمده از آزمایش‌ها ارائه و با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

۳-۲ مصالح مورد استفاده برای بتن

۳-۲-۱ سیمان^۱

سیمان، چسبی است که پس از مخلوط شدن با آب، به‌صورت خمیرسیمان^۲ دور دانه‌ها را آغشته و آن‌ها را به هم می‌چسباند. لذا نقش سیمان در بتن صرفاً چسباندن دانه‌ها به یکدیگر می‌باشد. می‌توان گفت بتن خوب بتنی است که وقتی در آزمایشگاه نمونه‌ای از آن را بشکنند، به‌جای گسترش ترک و شکست بتن از میان خمیرسیمان، دانه‌های سنگی در آن از وسط شکسته شود.

در این تحقیق از سیمان پرتلند تیپ II تولید شده توسط کارخانه سیمان شاهرود استفاده شده است. مشخصات فیزیکی و شیمیایی آن با توجه به گزارش کارخانه مربوطه، به شرح جدول ۳-۱ می‌باشد.

با توجه به اینکه در طی فرآیندهای حمل و انبار کردن سیمان احتمال گلوله شدن آن به‌دلیل وارد آمدن فشارها وجود دارد، به‌منظور بالا بردن کیفیت بتن قبل از استفاده، آن را از الک^۳ ۵۰ عبور می‌دهیم.

¹ Cement

² Cement Paste

³ Sieve

قابل ذکر است که وزن مخصوص سیمان ۳/۱۵ گرم بر سانتی مترمکعب در نظر گرفته شده است.

جدول ۳-۱: مشخصات فیزیکی و شیمیایی سیمان تیپ II شاهرود

PHYSICAL SPECIFICATION					CHEMICAL SPECIFICATION						
NO.	Test	Result	Factory standard	ISIRI 389	Test Method	NO.	Component	Result	Factory standard	ISIRI 389	Test Method
1	Fineness by Blaine(cm ² /gr)	2955	Min 2900	Min 2800	390	1	SiO ₂ (%)	21.17	—	—	1692
2	Autoclave expansion	0.064	Max 0.6	Max 0.8	391	2	Al ₂ O ₃ (%)	4.45	—	—	
3	Setting time					3	Fe ₂ O ₃ (%)	3.94	—	—	
3-1	Initial Time (min)	145	Min 70	Min 45	392	4	CaO(%)	63.65	—	—	
3-2	Final time (hr)	3:40	Max 5	Max 6	392	5	MgO(%)	1.56	Max 2.5	Max 5	
4	Compressive Strength(Kg/cm ²)					6	SO ₃ (%)	2.57	Max 2.9	Max 3	
4-1	1 Day	—	—	—	393	7	Na ₂ O(%)	0.34	—	—	1695
4-2	2 Day	—	—	—	393	8	K ₂ O(%)	0.54	—	—	
4-3	3 Days	236	Min 150	Min 120	393	9	L.O.I(%)	2.45	Max 2.5	Max 3	
4-4	7 Days	305	Min 220	Min 200	393	10	IR(%)	0.38	Max 0.07	Max 0.75	1692
4-5	28 Days	402	Min 350 Max 510	Min 325 Max 525	393	11	F.CaO(%)	1.57	—	—	
5	Heat of hydration (cal/gr)					12	C ₃ S(%)	55.4	—	—	
5-1	3 Days	—	—	—	394	13	C ₂ S(%)	18.9	—	—	
5-2	28 Day	—	—	—	394	14	C ₃ A (%)	5.1	—	—	

۲-۲-۳ سنگدانه^۱

مصالح سنگی به کار رفته در بتن عموماً شامل مصالح سنگی درشت‌دانه^۲ (شن^۳) و ریزدانه^۴ (ماسه^۵)

است که حدود ۷۰ تا ۸۰ درصد حجم بتن را تشکیل می‌دهد. سنگدانه‌ها از سیمان ارزان‌تر هستند. لذا از

¹ Aggregate

² Coarse Aggregate

³ Gravel

⁴ Fine Aggregate

⁵ Sand

نظر اقتصادی بهتر است که مقدار سنگ‌دانه‌ها در مخلوط را به حداکثر مقدار خود رسانده و مقدار سیمان را به میزان حداقل تقلیل دهیم. نه تنها وجه اقتصادی سنگ‌دانه‌ها در بتن قابل تأمل است بلکه از نظر فنی نیز خصوصیات بتن به شدت تحت تأثیر خصوصیات آن‌ها می‌باشد و خواص اصلی بتن نظیر کارایی، مقاومت، خواص مکانیکی و... از آن‌ها تأثیر می‌پذیرد. سنگ‌دانه‌ها معمولاً قوی‌تر از خمیرسیمان می‌باشند. لذا در تعیین مقاومت بتن‌های معمولی، مقاومت سنگ‌دانه‌ها عامل مهمی به‌شمار نمی‌آید. اما در بتن‌های با مقاومت زیاد، مقاومت سنگ‌دانه‌ها اهمیت می‌یابد. مرز درشت‌دانه و ریزدانه، ال‌ک استاندارد نمره ۴ (#4) با اندازه بعد ۴/۷۶ میلی‌متر ($\frac{3}{16}$ اینچ) است. دانه‌های عبوری از ال‌ک نمره ۴، ریز دانه و دانه‌های مانده روی ال‌ک نمره ۴، درشت دانه نامیده می‌شوند. در این تحقیق حداکثر بعد سنگ‌دانه اختیار شده به ۹/۵ میلی‌متر محدود گردیده است. به منظور دانه‌بندی^۱ شن و ماسه از استاندارد ASTM^۲ C33 [۸] که الزامات دانه‌بندی را برای ساخت بتن تعیین می‌کند، استفاده شده است. به دلیل نامناسب بودن دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها و تمرکز آن‌ها در یک محدوده خاص، ابتدا سنگ‌دانه‌ها را ال‌ک کرده و با نسبت‌های دلخواه خود آن‌ها را ترکیب می‌نماییم، به گونه‌ای که الزامات دانه‌بندی استاندارد ASTM C33 را اقلان نماید. این موضوع برای هر دو نوع سنگ‌دانه ریز و درشت انجام شده است. ال‌ک کردن سنگ‌دانه‌ها مطابق شکل ۳-۱ با دستگاه لرزاننده^۳ و هر بار به مدت ۱۰ دقیقه صورت گرفته است.

¹ Grading

² American Society for Testing and Materials

³ Sieve Shaker

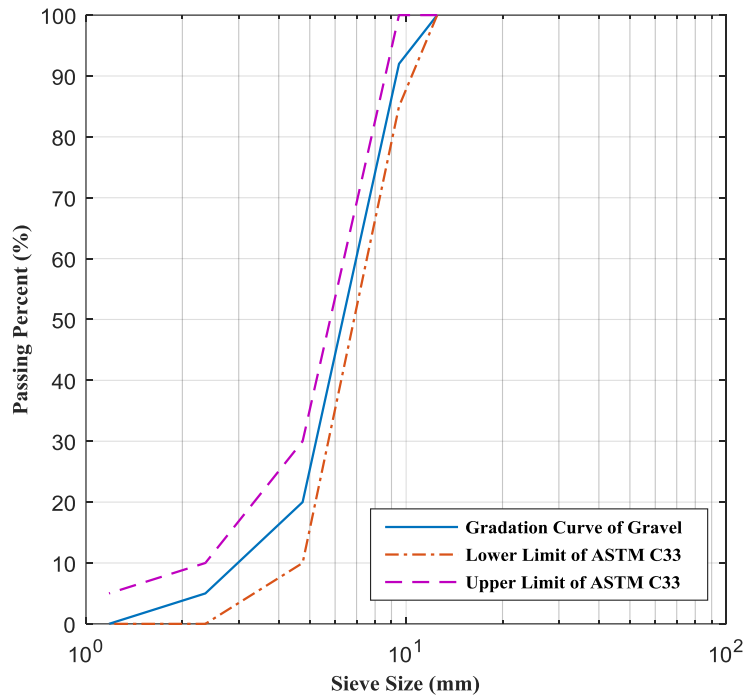


شکل ۳-۱: دستگاه لرزاننده الک برای دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها

جدول ۳-۲ و شکل ۳-۲، هم‌چنین جدول ۳-۳ و شکل ۳-۳ به ترتیب مربوط به دانه‌بندی شن و ماسه می‌باشند.

جدول ۳-۲: دانه‌بندی شن

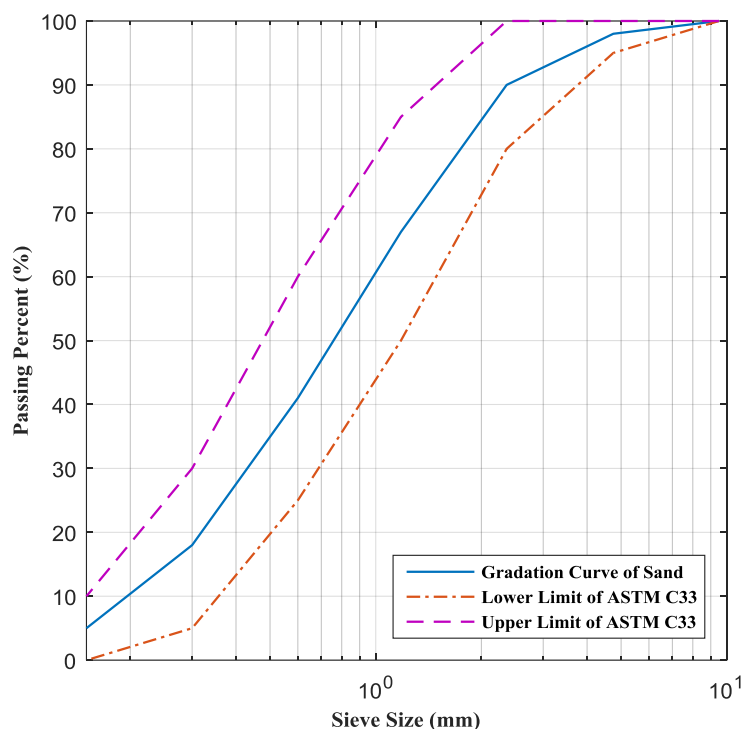
اندازه الک (میلی‌متر)	درصد مانده روی الک	درصد مانده تجمعی	درصد مانده تجمعی عبوری	درصد عبوری (ASTM C33)
۱۲/۵	۰	۰	۱۰۰	۱۰۰
۹/۵	۸	۸	۹۲	۸۵-۱۰۰
۴/۷۵	۷۲	۸۰	۲۰	۱۰-۳۰
۲/۳۶	۱۵	۹۵	۵	۰-۱۰
۱/۱۸	۵	۱۰۰	۰	۰-۵



شکل ۳-۲: منحنی دانه‌بندی شن

جدول ۳-۳: دانه‌بندی ماسه

درصد عبوری (ASTM C33)	درصد مانده تجمعی عبوری	درصد مانده تجمعی	درصد مانده روی الک	اندازه الک (میلی‌متر)
۱۰۰	۱۰۰	۰	۰	۹/۵
۹۵-۱۰۰	۹۸	۲	۲	۴/۷۵
۸۰-۱۰۰	۹۰	۱۰	۸	۲/۳۶
۵۰-۸۵	۶۷	۳۳	۲۳	۱/۱۸
۲۵-۶۰	۴۱	۵۹	۲۶	۰/۶
۵-۳۰	۱۸	۸۲	۲۳	۰/۳
۰-۱۰	۰	۱۰۰	۱۸	۰/۱۵



شکل ۳-۳: منحنی دانه‌بندی ماسه

به منظور بیان ریزی ماسه مصرفی در بتن از شاخصی به نام مدول نرمی^۱ استفاده می‌شود. هرچه مقدار این پارامتر برای یک سنگ‌دانه مشخص بزرگ‌تر باشد، مخلوط درشت‌تر (خشن‌تر) و هرچه این مقدار کوچک‌تر باشد، مخلوط ریزدانه‌تر (کارا تر) خواهد بود. مطابق با استاندارد ASTM C125 [۹] مدول نرمی سنگ‌دانه‌های ریز یا درشت با جمع کردن درصد‌های وزنی مانده تجمعی هر یک از الک‌ها در یک گروه مشخص از الک‌ها و تقسیم حاصل جمع بر عدد ۱۰۰ به دست می‌آید، بنابر استاندارد فوق، مدول نرمی برای سنگ‌دانه‌های ریز بین ۲/۳-۳/۱ پیشنهاد شده است. مدول نرمی ماسه مصرفی در این تحقیق پس از بهبود دانه‌بندی ذکر شده در فوق، ۲/۸۶ شده است. هم‌چنین وزن مخصوص شن و ماسه به ترتیب ۲/۶۸ و ۲/۶۴ اختیار شده است.

^۱ Fineness Modulus

۳-۲-۳ آب

آب استفاده شده در این تحقیق، آب شرب شهر شاهرود می باشد که کلیه الزامات آب مصرفی در بتن را برآورده می نماید.

۴-۲-۳ فوق روان کننده^۱

فوق روان کننده ها موادی آلی یا ترکیبی از مواد آلی و معدنی هستند. این مواد جذب ذرات سیمان شده و به آنها بار منفی می دهند. بار منفی ایجاد شده باعث دفع شدن این ذرات از یکدیگر و به وجود آمدن پوسته ای منظم از مولکول های آب دور هر ذره می شود که موجب جداشدگی ذرات و در نتیجه افزایش کارایی مخلوط می گردد. از جمله مهم ترین کاربردهای فوق روان کننده ها، تولید بتن با مقاومت بالا و هم چنین بتن ریزی در مقاطع باریک با تراکم آرماتور بالا را می توان نام برد. برای دستیابی به بتن با مقاومت بالا می بایست نسبت آب به سیمان را تا حد امکان کاهش داد که با کاهش این نسبت، کارایی مخلوط نیز کاهش می یابد. با استفاده از فوق روان کننده مناسب می توان آب مورد نیاز را بدون افت کارایی کاهش داد که این امر افزایش مقاومت بتن را موجب خواهد شد. به منظور ساخت نمونه ها در این تحقیق، از فوق روان کننده دیرگیر- پی سی ای اچ آر ۲ (PCEHR2) محصول شرکت وندشیمی استفاده شده است. این فوق روان کننده بر پایه پلی کربوکسیلات اتر می باشد. مقدار مصرف آن به توصیه شرکت وندشیمی ۰/۲-۰/۳ درصد وزن سیمان مورد استفاده در طرح اختلاط بتن است که در این تحقیق مقدار ۰/۴ درصد اتخاذ شده است. هم چنین وزن مخصوص این فوق روان کننده ۱/۰۳ کیلوگرم بر لیتر می باشد.

^۱ Superplasticizer

۳-۳ طرح و فرآیند اختلاط

طرح اختلاط مورد استفاده در این تحقیق بر طبق آیین نامه ACI¹ 211 [۱۰] می باشد که جزئیات آن در جدول ۳-۴ آورده شده است.

جدول ۳-۴: طرح اختلاط بتن

نسبت	مقدار (kg/m^3)	مصالح
۱/۲۹	۷۰۴	شن
۱/۴۹	۸۱۱/۳	ماسه
۱	۵۴۲/۸۵۷	سیمان
۰/۴۲	۲۲۸	آب
۰/۰۰۴	۲/۱۷۱۴	فوق روان کننده

فرآیند اختلاط بدین ترتیب است که در ابتدا سنگدانه‌ها (شن و ماسه) به صورت خشک در حدود ۲ دقیقه با یکدیگر مخلوط می‌شوند. بعد از اختلاط کامل سنگدانه‌ها، سیمان به آن‌ها اضافه شده و مصالح خشک در حدود ۲ دقیقه به طور کامل با یکدیگر مخلوط می‌گردند. سپس فوق روان کننده را که با ۷۰ درصد آب مورد نیاز بتن مخلوط شده، به تدریج و در طی ۵ دقیقه به مصالح خشک اضافه می‌شود. با افزودن ۳۰ درصد آب باقی مانده به بتن در مدت زمان ۵ دقیقه، اختلاط بتن انجام شده است. قابل ذکر است که این روند برای ساخت کلیه نمونه‌ها (با حجم زیاد و کم) انجام شده و یکسان است. متناسب با حجم مورد نیاز در هر بار ساخت بتن، از مخلوط کن‌های نشان داده شده در شکل ۳-۴ استفاده شده است. حجم هر یک از مخلوط کن‌ها از راست به چپ به ترتیب ۱۶، ۶۰ و ۲۴۰ لیتر می‌باشند.

¹ American Concrete Institute



شکل ۳-۴: مخلوط‌کن‌های استفاده شده در ساخت نمونه‌ها

۳-۴ نحوه ساخت و عمل‌آوری^۱ نمونه‌ها

نمونه‌ها در این تحقیق به دو دسته کلی با درز و بدون درز (یکپارچه) تقسیم می‌شوند.

۳-۴-۱ ساخت و عمل‌آوری نمونه‌های یکپارچه

در این نمونه‌ها بتن‌ریزی به صورت تک مرحله‌ای انجام شده است. روند کلی ساخت و عمل‌آوری این نمونه‌ها بدین ترتیب است که قبل از ریختن بتن درون قالب‌های مربوط، سطوح داخلی قالب به رهاساز قالب^۲ (روغن قالب) آغشته می‌شود. این امر موجب می‌شود که نمونه‌ها به آسانی و بدون آسیب‌دیدگی احتمالی از قالب خارج شوند. در این تحقیق از رهاساز قالب وندشیمی استفاده شده است. بعد از ریختن بتن داخل قالب، مخلوط بتن تازه با استفاده از میز لرزان یا لرزاننده دستی متراکم می‌شود تا حباب‌های هوای آن خارج شود. هدف از متراکم کردن بتن آن است که بتن توپ‌تری به دست آید تا در نتیجه آن بتن از مقاومت بهتری برخوردار شده و در مقابل عوامل مخرب محیطی دوام بهتری از خود نشان دهد. به منظور متراکم نمودن نمونه‌های کوچک (نمونه‌های تست فشاری، کشش مستقیم، پوش‌آف و...) از میز لرزان و نمونه‌های بزرگ (نمونه‌های تیر) از لرزاننده دستی استفاده شده است. بعد از تراکم کامل بتن، نمونه‌ها

^۱ Curing

^۲ Release Agent

پرداخت شده و به مدت ۲۴-۲۰ ساعت درون قالب باقی می‌مانند. پس از باز کردن قالب‌ها، نمونه‌های بتنی به منظور عمل‌آوری به مدت ۲۸ روز درون حوض آب قرار می‌گیرند و تا ۲۴ ساعت قبل از انجام آزمایش درون حوضچه قرار دارند [۱۱]. شکل ۳-۵ برخی از نمونه‌های قرار گرفته در حوض آب به منظور عمل‌آوری را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۵: نمونه‌های یکپارچه در حین عمل‌آوری در آب

نمونه‌هایی که به صورت یکپارچه و تک‌مرحله‌ای بتن‌ریزی شده‌اند شامل نمونه‌های استوانه‌ای برای آزمایش مقاومت فشاری^۱ و آزمایش برزیلی، کشش مستقیم^۲، مقاومت برشی^۳، انرژی شکست^۴ و تیر بتن‌آرمه^۵ می‌باشند که در زیر مراحل ساخت هر کدام از نمونه‌ها شرح داده شده است.

۱-۱-۴-۳ نمونه استوانه‌ای

برای ساخت این نمونه‌ها از قالب‌های فلزی با ابعاد داخلی ۱۰۰×۲۰۰ میلی‌متر استفاده شده است. بعد از ساخت و عمل‌آوری نمونه‌ها و قبل از انجام آزمایش، انتهای نمونه‌ها که از آن قسمت بتن‌ریزی درون

¹ Compressive Strength

² Direct Tensile

³ Shear Strength

⁴ Fracture Energy

⁵ Reinforced Concrete Beam

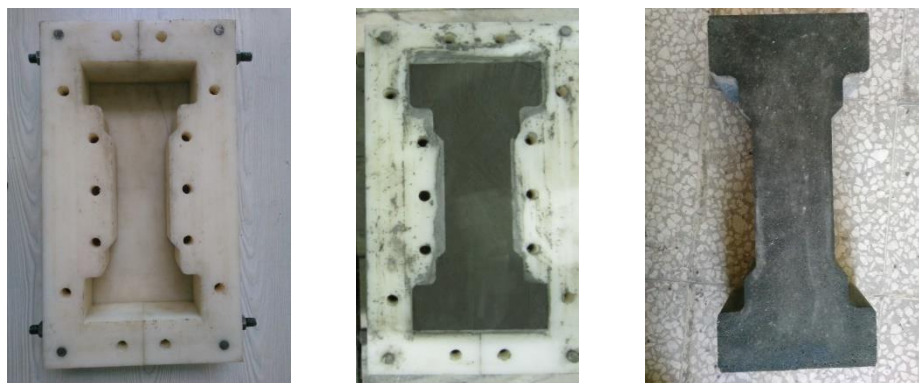
قالب انجام شده و دارای سطحی ناصاف است با استفاده از دستگاه برش سنگ، برش داده شد. در شکل ۶-۳ مراحل ساخت این نمونه‌ها آورده شده است.



شکل ۶-۳: تصاویری از مراحل ساخت نمونه‌های استوانه‌ای

۲-۱-۴-۳ نمونه کشش مستقیم

به منظور آزمایش کشش مستقیم از نمونه‌های دمبلی^۱ شکل استفاده شده است. مراحل ساخت و قالب مورد استفاده برای ساخت این نمونه در شکل ۷-۳ آمده است.



شکل ۷-۳: تصاویری از مراحل ساخت نمونه‌های دمبلی

^۱ Dog-Bone

۳-۱-۴-۳ نمونه برشی

به منظور دستیابی به مقاومت برشی بتن، آزمایش پوش-آف^۱ به کار برده شد. این نمونه‌ها از دو مقطع L شکل تشکیل شده‌اند که در هنگام اعمال نیرو، در فصل مشترک دو مقطع L شکل، برش خالص اتفاق می‌افتد. به منظور ساخت این نمونه‌ها، قالبی مطابق شکل ۳-۸ از جنس تفلون (پلاستیک فشرده) طراحی و ساخته شد.



شکل ۳-۸: قالب ساخته شده برای نمونه پوش-آف

برای جلوگیری از شکست نمونه‌ها در هنگام بارگذاری، هر کدام از L شکل‌ها با آرماتور مسلح شده‌اند. بدین منظور از میلگرد آجدار نمره ۸ به عنوان آرماتور طولی و از مفتول‌های ساده فولادی به قطر ۴ میلی‌متر به عنوان آرماتور برشی استفاده گردید. چون هدف ما در این تحقیق بدست آوردن مقدار نیروی برشی قابل تحمل توسط بتن ساده است، از هیچ میلگرد دوختی در صفحه برش نمونه‌ها استفاده نشده است. آرماتوربندی این نمونه‌ها و نحوه قرارگیری آن‌ها در داخل نمونه در شکل ۳-۹ مشخص شده است.

¹ Push-Off

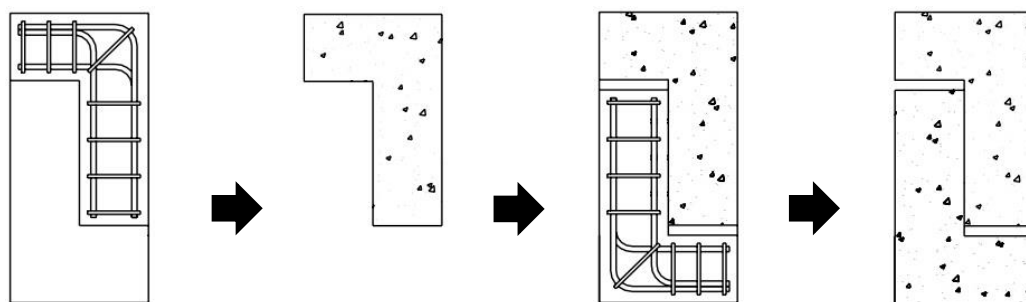


شکل ۳-۹: نحوه آرماتوربندی و قرارگیری آرماتورها در قالب پوش-آف

شکل ۳-۱۰ و شکل ۳-۱۱ تصاویری از مراحل ساخت نمونه‌های پوش-آف را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۰: تصاویری از مراحل ساخت نمونه‌های پوش-آف



شکل ۳-۱۱: شماتیکی از مراحل ساخت نمونه‌های پوش-آف

۴-۱-۴-۳ نمونه انرژی شکست

این نمونه‌ها تیرهایی با مقطع 100×100 میلی‌متر و طول ۵۰۰ میلی‌متر هستند که شیاری تعمدی به ارتفاع ۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر در وسط طول آن ایجاد شده است. شکل ۳-۱۲ قالب استفاده شده برای ساخت این نمونه و نمونه انرژی شکست استفاده برای آزمایش را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۲: تصاویری از مراحل ساخت نمونه‌های انرژی شکست

۵-۱-۴-۳ تیر بتن آرمه

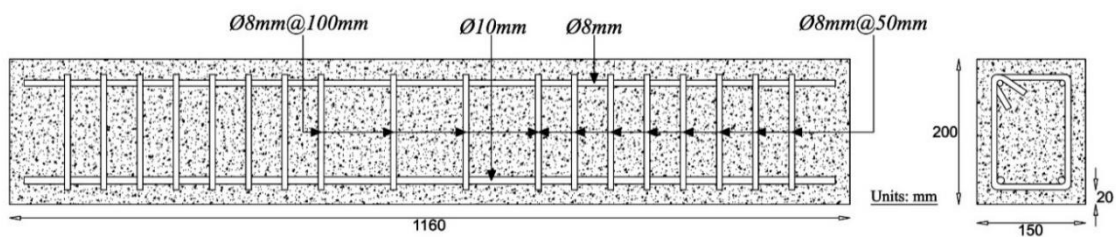
برای ساخت نمونه‌های تیر، با استفاده از ورق فولادی ۲ میلی‌متر، قالب‌هایی مطابق شکل ۳-۱۳ ساخته شد. مقطع تیر 150×200 میلی‌متر و طول آن ۱۱۶۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. از میلگرد آجدار نمره ۱۰ به‌عنوان آرماتور طولی کششی و از میلگرد آجدار نمره ۸ به‌عنوان آرماتور فشاری و برشی استفاده شده است. در شکل ۳-۱۴ آرماتوربندی و نحوه‌ی قرارگیری آن در داخل قالب نشان داده شده است. شکل ۳-۱۵ نیز شماتیکی از تیر ساخته شده است.



شکل ۳-۱۳: قالب‌های ساخته شده برای تیر



شکل ۳-۱۴: نحوه آرماتوربندی و قرارگیری آرماتورها در قالب تیر



شکل ۳-۱۵: شماتیکی از تیر بتنی ساخته شده

شکل ۳-۱۶ تصاویری از مراحل ساخت تیرهای بتن مسلح را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۶: تصاویری از مراحل ساخت تیر بتن مسلح

۳-۴-۲ ساخت و عمل آوری نمونه‌های با درز

بتن‌ریزی این نمونه‌ها در دو مرحله و به فاصله زمانی هفت روز صورت گرفته است. بدین گونه که ابتدا بتن مربوط به مرحله اول مطابق روند شرح داده شده در فوق ریخته شده و بعد از ۲۴-۲۰ ساعت قالب‌ها باز می‌شوند و سپس نمونه‌ها به مدت ۷ روز در حوض آب قرار می‌گیرند. پس از گذشت ۷ روز، نمونه‌ها را از آب درآورده و سطحی از بتن اولیه (بتن بستر^۱ یا بتن مادر) که در تماس با بتن جدید قرار خواهد گرفت را به منظور ایجاد چسبندگی بهتر و افزایش قفل‌وبست بین دو قسمت، به گونه‌ای مناسب زبر می‌نماییم. زبرسازی سطح^۲ نمونه‌ها در فصل مشترک بتن جدید و قدیم به دلیل جلوگیری از شکست نمونه در هنگام درآوردن از قالب انجام شده است. در ادامه نحوه زبرسازی سطوح به طور کامل شرح داده خواهد شد. پس از مضرس کردن سطح بتن اولیه و قبل از بتن‌ریزی قسمت دوم، این سطوح را تمیز و دوغاب خشک شده را از روی آن به گونه‌ای پاک می‌کنیم که سنگ‌دانه‌های تشکیل دهنده بتن مشخص

¹ Substrate Concrete

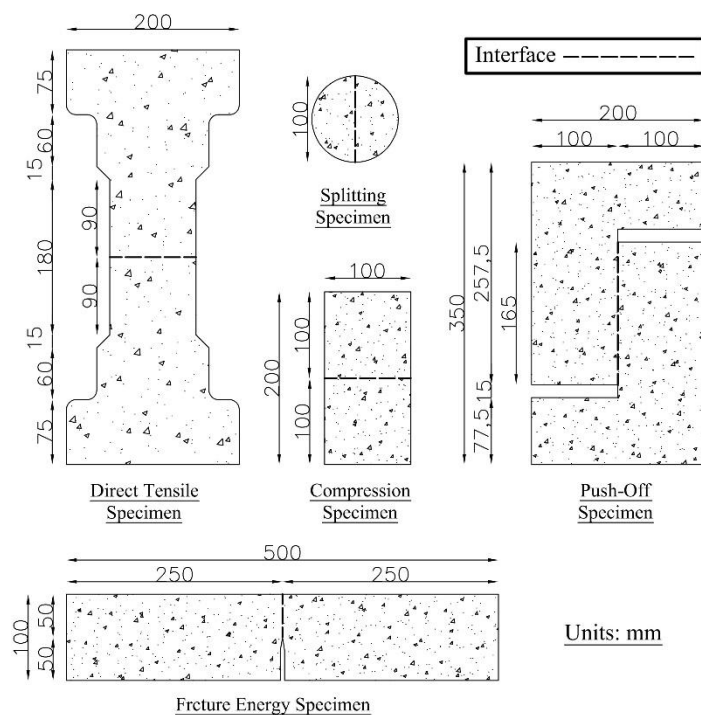
² Surface Roughness

شوند. سپس سطح مربوطه را با آب شسته و آب اضافی را از روی آن تخلیه می‌کنیم تا نمونه در حالت اشباع با سطح خشک^۱ قرار بگیرد. حال بتن قسمت دوم را ریخته و مطابق روند قبل، بعد از ۲۴-۲۰ ساعت از قالب درآورده و به مدت ۲۸ روز در حوض آب قرار می‌دهیم. بدین ترتیب سن بتن اولیه در زمان تست ۳۵ روز (یعنی ۲۸+۷) و سن بتن جدید ۲۸ روز خواهد بود. شکل ۳-۱۷ عمل‌آوری چند نمونه که به صورت دو مرحله‌ای بتن‌ریزی شده را نشان می‌دهد. در شکل ۳-۱۸ و شکل ۳-۱۹ محل قرارگیری درز در نمونه‌های بتنی نشان داده شده است.

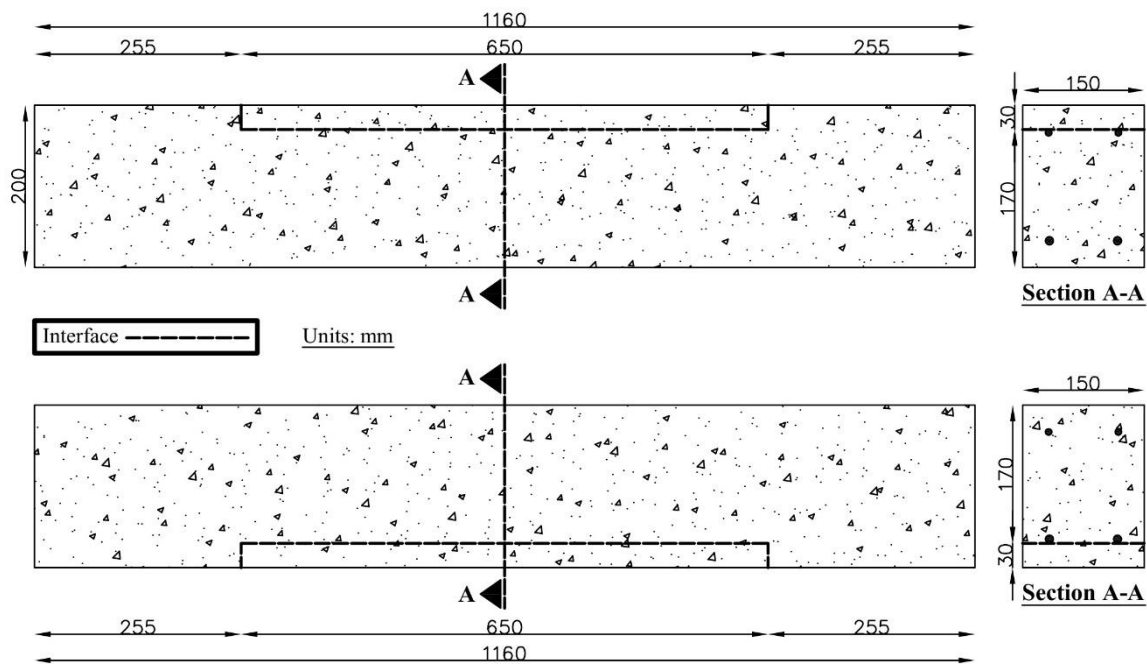


شکل ۳-۱۷: عمل‌آوری نمونه‌های با درز

^۱ Saturated Surface Dry (SSD)



شکل ۳-۱۸: محل قرارگیری درز در نمونه‌های مربوط به تعیین خصوصیات مکانیکی درز



شکل ۳-۱۹: محل قرارگیری درز در تیرهای ترمیم شده

۱-۲-۴-۳ نحوه آماده‌سازی سطح^۱ بتن بستر

همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد در هنگام خارج کردن برخی نمونه‌های دارای درز از درون قالب، نمونه‌های بتنی از محل درز دچار شکست می‌شدند. برای حل این مشکل قبل از بتن‌ریزی قسمت دوم، زبری سطح بستر بتن مادر با استفاده از دستگاه سنگ فرز^۲ و برس سیمی دایره‌ای^۳ (شکل ۳-۲۰) افزایش داده شد.



شکل ۳-۲۰: برس‌های سیمی به کار رفته برای زبرسازی سطح بتن بستر

فرآیند زبرسازی بدین‌گونه انجام شد که در ابتدا با استفاده از دستگاه سنگ فرز و برس سیمی، یک لایه سطحی از سطح بتن اولیه برداشته شد، به صورتی که سنگ‌دانه‌های بتن نمایان شود^۴ و سطحی ناصاف و غیرمنظم حاصل گردد (مطابق شکل ۳-۲۱).

¹ Surface Preparation

² Grinding Machine

³ Steel Wire Wheel Brush

⁴ Expose



شکل ۳-۲۱: سطح بستر بتن قبل و بعد از عملیات برس‌زنی

سپس به وسیله دستگاه سنگ فرز شیارهایی بافاصله یکسان و منظم در سطح یاد شده ایجاد گردید. پس از آن، قسمت مربوطه به گونه‌ای با آب شسته شد که گرد و خاک‌های ایجاد شده در طی زبرسازی از سطح بستر بتنی حذف گردد. بعد از آن آب‌های اضافی از این سطح پاک شد تا سطحی که در تماس با بتن جدید قرار می‌گیرد در حالت اشباع با سطح خشک باشد. شکل ۳-۲۲ یک نمونه بتنی پس از پایان فرآیند زبرسازی را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۲۲: نمونه‌ای از سطح بستر بتن پس از عملیات زبرسازی

در شکل ۳-۲۳ تصاویری از نمونه‌ها، بعد از بتن‌ریزی مرحله دوم آن‌ها نشان داده شده است.



شکل ۳-۲۳: نمونه‌های با درز بعد از بتن‌ریزی دوم

۳-۵ برنامه آزمایشگاهی

در این قسمت آزمایش‌های تعیین خصوصیات مکانیکی بتن و فولاد، چیدمان آزمایش‌ها، ابزارهای مورد نیاز و پارامترهای موثر اتخاذ شده برای انجام آزمایش‌ها شرح داده شده است.

۳-۵-۱ دستگاه‌های ابزار دقیق استفاده شده

این دستگاه‌ها شامل، جابجایی سنج‌ها، اکستنسومتر، دیتالاگر و دستگاه‌های یونیورسال می‌باشند که در ادامه هر کدام به‌طور مختصر شرح داده شده‌اند.

۱-۱-۵-۳ جابجایی سنج (LVDT^۱)

به منظور اندازه گیری تغییر مکان های خطی از این وسیله استفاده می شود. جابجایی سنجهای استفاده شده در این تحقیق CDP-50 و HS10 می باشند که دقت آنها به ترتیب ۰/۰۰۵ و ۰/۰۰۱ میلی متر است. شکل ۳-۲۴ این جابجایی سنجهای را نشان می دهد.



شکل ۳-۲۴: جابجایی سنجهای به کار رفته در تحقیق

۲-۱-۵-۳ دیتالاگر^۲

برای ثبت و ذخیره سازی داده های جابجایی سنجهای از این ابزار استفاده می شود. دیتالاگر استفاده شده در این تحقیق TDS-150 می باشد که نرخ ثبت داده های آن ۱ هرتز یا یک داده در هر ثانیه است. این دیتالاگر در شکل ۳-۲۵ نشان داده شده است.

¹ Linear Variable Displacement Transducer or Linear Variable Differential Transformer

² Data Logger



شکل ۳-۲۵: دیتالاگر TDS-150

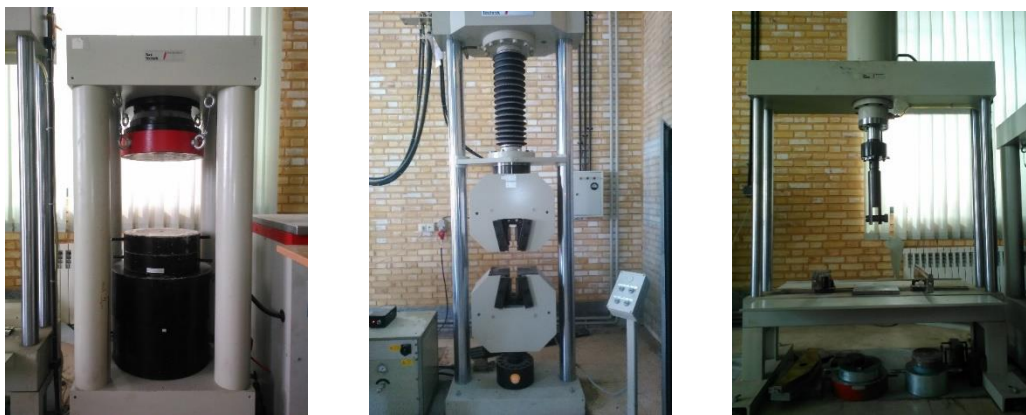
۳-۱-۵-۳ دستگاه یونیورسال^۱

به منظور انجام آزمایش‌های کشش و فشار و خمش از دستگاه یونیورسال سه‌گانه Toni Technik استفاده شد. این دستگاه در شکل ۳-۲۶ نشان داده شده است. ظرفیت دستگاه در کشش، فشار و خمش به ترتیب برابر ۶۰ تن، ۳۰۰ تن و ۱۵ تن می‌باشد.

۴-۱-۵-۳ دستگاه کشش مستقیم

برای به دست آوردن نمودار تنش-کرنش میلگرد مصرفی از دستگاه یونیورسال Instron استفاده گردید. در شکل ۳-۲۷ این دستگاه نشان داده شده است.

^۱ Universal Machine



شکل ۳-۲۶: دستگاه یونیورسال سه گانه Toni Technik



شکل ۳-۲۷: دستگاه یونیورسال Instron

۳-۵-۱-۵ اکستنسومتر^۱

اکستنسومتر وسیله‌ای برای اندازه‌گیری تغییر طول است. اکستنسومتر استفاده شده با Instron با دقت ۰/۰۰۱ میلی‌متر می‌باشد. در شکل ۳-۲۸ تصویری از این ابزار نشان داده شده است.



شکل ۳-۲۸: اکستنسومتر Instron

۳-۵-۲ آزمایش‌های تعیین خصوصیات مکانیکی بتن و درز

۳-۵-۲-۱ مقاومت فشاری بتن^۲

مهم‌ترین معیار برای تعیین کیفیت بتن مقاومت فشاری آن است. آزمایش مقاومت فشاری معمول‌ترین آزمایش به‌منظور ارزیابی نمونه‌های بتنی می‌باشد. در این تحقیق برای آزمایش مقاومت فشاری، براساس آیین‌نامه ASTM C39 [۱۲] و از نمونه‌های استوانه‌ای ۱۰۰×۲۰۰ میلی‌متر استفاده شده است. بار اعمالی به صورت جابجایی-کنترل^۳ و با سرعت ۱ میلی‌متر بر دقیقه بر نمونه‌ها اعمال گردیده است. سرعت بارگذاری باید به‌گونه‌ای باشد که نمونه‌ها ظرف ۲-۳ دقیقه به بیشینه مقاومت خود برسند. با

^۱ Extensometer

^۲ Compressive Strength of Concrete

^۳ Displacement-Control

تقسیم حداکثر نیروی ثبت شده بر سطح مقطع نمونه، مقاومت فشاری نمونه به دست می آید. یعنی:

$$f'_c = \frac{P}{A} \quad (1-3)$$

در رابطه فوق، f'_c (MPa) مقاومت فشاری بتن، P (N) حداکثر نیروی تحمل شده توسط بتن، A (mm^2) نیز سطح مقطع نمونه بتنی می باشد. پس از به دست آمدن مقاومت فشاری برای تمامی نمونه ها، متوسط آنها را به عنوان مقاومت فشاری بتن در نظر می گیریم. شکل ۳-۲۹ نمونه فشاری قبل از انجام آزمایش را نشان می دهد.



شکل ۳-۲۹: آزمایش مقاومت فشاری



شکل ۳-۳۱: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش مدول الاستیسیته

مطابق با استاندارد ASTM C469، برای محاسبه مدول الاستیسیته بتن از رابطه زیر استفاده

می‌شود.

$$E = \frac{(S_2 - S_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)} \quad (2-3)$$

پارامترهای رابطه فوق به صورت زیر تعریف می‌شوند:

E : مدول الاستیسیته قطری

S_2 : تنش متناظر با ۴۰ درصد بار نهایی

S_1 : تنش متناظر با کرنش طولی ۰/۰۰۰۰۵۰ (کرنش ϵ_1)

ϵ_2 : کرنش متناظر با تنش S_2

بنابراین طبق رابطه فوق، برای بدست آوردن مدول الاستیسیته بتن، داده‌های تنش و کرنش بتن را

در دو نقطه نیاز داریم که عبارتند از:

نقطه اول: تنش متناظر با نقطه‌ای که کرنش در آن 0.00050 است.

نقطه دوم: کرنش متناظر با نقطه‌ای که تنش در آن، 40 درصد مقاومت فشاری بتن است.

شاید در اینجا برای پیش‌گیری از ایجاد ابهام، تعریف چند عبارت خالی از لطف نباشد. این تعاریف

عبارتند از:

مدول الاستیسیته مماسی اولیه: شیب خطی که مماس بر منحنی تنش-کرنش در مبدا رسم

می‌شود.

مدول الاستیسیته سکانت^۱: شیب خطی است که از مبدا، به نقطه‌ای از منحنی تنش-کرنش

متناظر با $0.4f'_c$ (و یا متناظر با $0.45f'_c$ براساس شرح ACI 318-14 [۱۴])، وصل می‌شود. این تعریف

معمولا به صورت ساده به نام "مدول الاستیسیته بتن" خوانده می‌شود.

مدول الاستیسیته وتری^۲: این تعریف حالت اصلاح شده‌ای از تعریف قبلی است؛ با این تفاوت که

به جای مبدا از یک نقطه از منحنی که متناظر با کرنش 50×10^{-6} (50 میکرو استرین: $50\mu s$)

می‌باشد، استفاده می‌شود. جابجایی نقطه پایین خط به میزان $50\mu s$ ، به جهت تصحیح تقریب کمی است که

اغلب در شروع منحنی تنش-کرنش مشاهده می‌شود [۱۵].

¹ Secant Modulus of Elasticity

² Chord Modulus of Elasticity

۳-۲-۵-۳ مقاومت کششی بتن^۱

هرچند مقاومت کششی بتن کم می‌باشد، ولی صفر نیست. در انجام بسیاری از طراحی‌ها احتیاج به مقاومت کششی بتن داریم. حالت ایده‌آل برای محاسبه مقاومت کششی بتن این است که مقاومت کششی از طریق آزمایش کشش مستقیم به دست آید، اما به دلیل مشکلات اجرایی هیچ‌گونه آزمایش استاندارد برای این موضوع در آیین‌نامه‌ها وجود ندارد. بدین منظور آیین‌نامه‌ها روش‌های غیرمستقیم شامل مقاومت کششی دو نیم‌شدگی^۲ (برزیلی) یا مقاومت خمشی (مدول گسیختگی^۳) را پیشنهاد می‌کنند. البته باید توجه داشت که مقدار مقاومت کششی حاصل از روش‌های غیرمستقیم، در مقایسه با آزمایش کشش مستقیم، مقادیر بیشتری خواهد داشت. رابطه بین این مقاومت‌ها به صورت زیر می‌باشد:

$$\text{مقاومت کششی مستقیم} > \text{مقاومت کششی دو نیم‌شدگی} > \text{مقاومت خمشی}$$

در این تحقیق آزمایش‌های کشش مستقیم و دو نیم‌شدگی انجام شده است. در ادامه شرایط انجام هر یک از این آزمایش‌ها شرح داده می‌شود.

۳-۲-۵-۳-۱ آزمایش کشش تک محوری (کشش مستقیم)

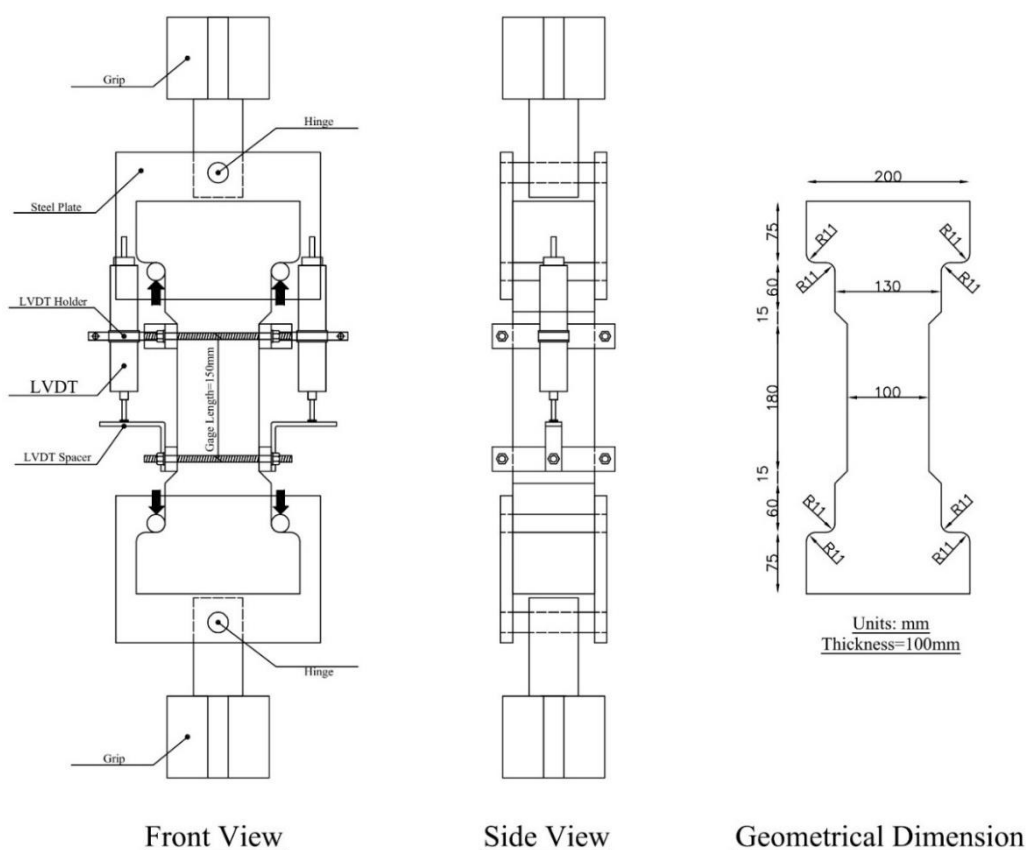
همان‌طور که گفته شد ایده‌آل‌ترین آزمایش برای بدست آوردن مقاومت کششی، آزمایش کشش تک محوری مستقیم است. به دلیل دشوار بودن انجام این آزمون در آزمایشگاه، استاندارد برای انجام آن تدوین نشده است. از این رو برای ارزیابی دقیق‌تر رفتار کششی بتن در این روش، باید علاوه بر دقت بسیار زیاد در چیدمان آزمایش، تعداد نمونه‌های زیادی نیز مورد آزمایش قرار گیرند. هم‌چنین انتقال نیروی کششی به نمونه می‌بایست به کمک مکانیزم مفصلی و با دقت هرچه بالاتر صورت پذیرد. استفاده از مفصل

¹ Tensile Strength of Concrete

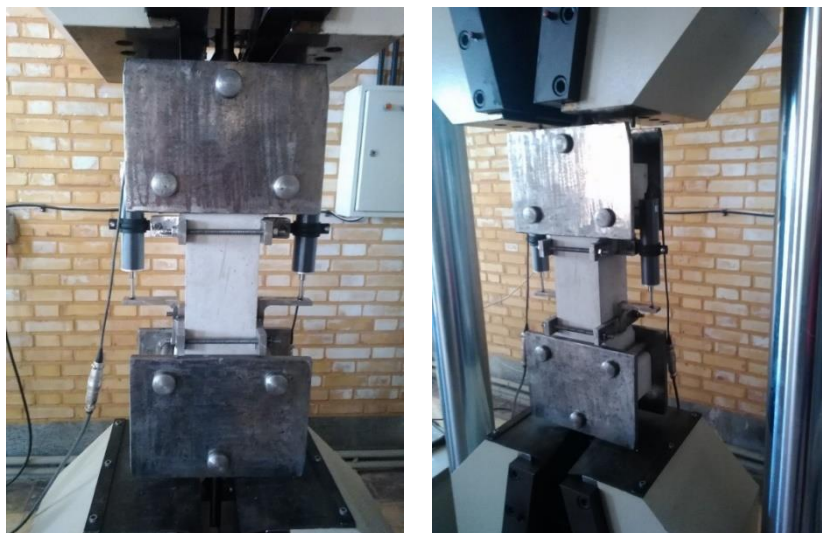
² Splitting Tensile Test

³ Modulus of Rupture

در انتقال نیروی کششی به منظور حذف لنگر خمشی ناشی از عدم تعادل در انتقال نیرو به نمونه می‌باشد. باین حال در این تحقیق به منظور به دست آوردن رفتار بتن در کشش خالص، این آزمایش انجام شده است. چیدمان این آزمایش در شکل ۳-۳۲ و شکل ۳-۳۳ نشان داده شده است. همان‌طور که از شکل‌ها مشخص است، از دو جابجایی‌سنج برای اندازه‌گیری تغییرمکان‌های نمونه در حین آزمایش استفاده شده است که متوسط آن‌ها به عنوان تغییرمکان نهایی نمونه در نظر گرفته می‌شود. بارگذاری نمونه به صورت جابجایی-کنترل و با سرعت ۰/۱ میلی‌متر بر دقیقه انجام گردیده است.

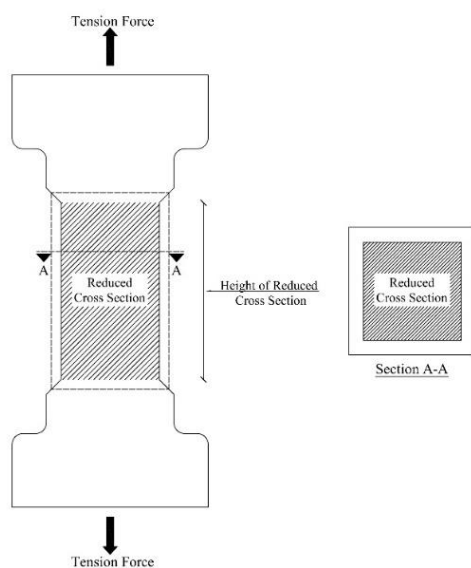


شکل ۳-۳۲: ابعاد نمونه و چیدمان آزمایش کشش مستقیم



شکل ۳-۳۳: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش کشش مستقیم

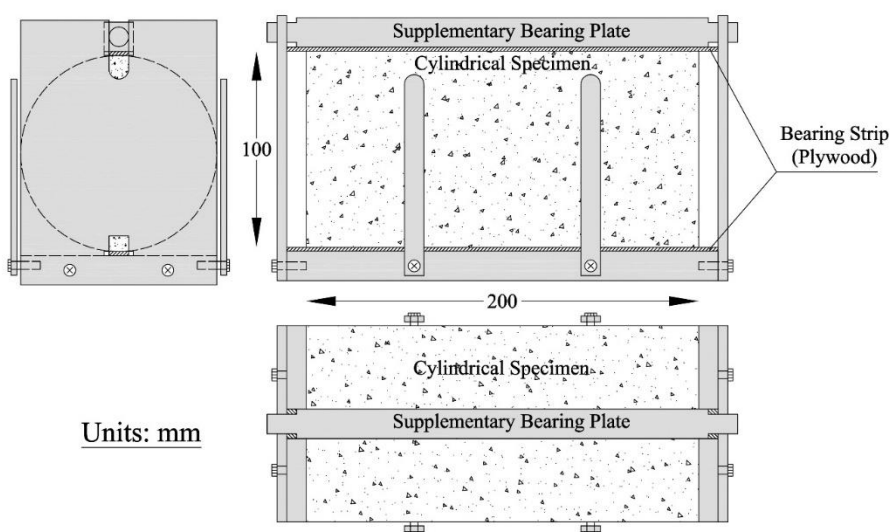
ذکر این نکته ضروری است که در صورتی نتایج آزمایش صحیح خواهد بود که محل شکست نمونه در انتهای فرآیند آزمایش، در ناحیه‌ای که سطح مقطع نمونه کاهش یافته و به صورت منشوری با سطح مقطع مربعی است، رخ بدهد. شکل ۳-۳۴ ناحیه‌ای که سطح مقطع در آن قسمت کاهش یافته را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۳۴: ناحیه کاهش سطح مقطع نمونه کشش مستقیم

۳-۵-۲-۲-۳ آزمایش دونیم‌شدگی یا برزبیلی (روش غیرمستقیم)

این آزمایش براساس استاندارد ASTM C496 [۱۶] انجام می‌شود. بدین‌منظور همانند نمونه‌های استوانه‌ای فشاری، از نمونه‌های استوانه‌ای 100×200 میلی‌متر در این آزمایش استفاده شده است. نرخ بارگذاری پیشنهادی در آیین‌نامه ASTM C496، $0.7-1/4$ مگاپاسکال بر دقیقه است که در این تحقیق از مقدار ۱ مگاپاسکال بر دقیقه استفاده شده است. بار وارد بر نمونه با سرعت ثابت تا جایی افزایش می‌یابد که باعث ایجاد تنش‌های کششی غیرمستقیم در استوانه شده و نمونه در امتداد قطر خود به دو نیم شکسته شود. به‌منظور ثابت نگه داشتن نمونه در ابتدای بارگذاری از یک چهارچوب فلزی مطابق شکل استفاده می‌شود. برای جلوگیری از تمرکز تنش در محل اعمال بار، بار از طریق یک نوار چوبی باریک بر نمونه وارد می‌شود. شکل ۳-۳۵ و شکل ۳-۳۶ چیدمان آزمایش را نشان می‌دهند.



شکل ۳-۳۵: چیدمان آزمایش دونیم‌شدگی

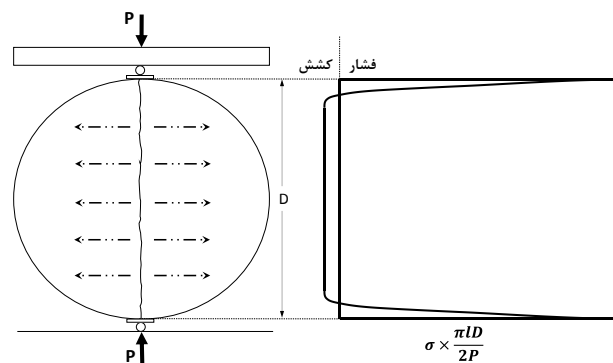


شکل ۳-۳۶: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش دونیم‌شدگی

مقاومت کششی دونیم‌شدگی با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$f_{sp} = \frac{2P}{\pi LD} \quad (3-3)$$

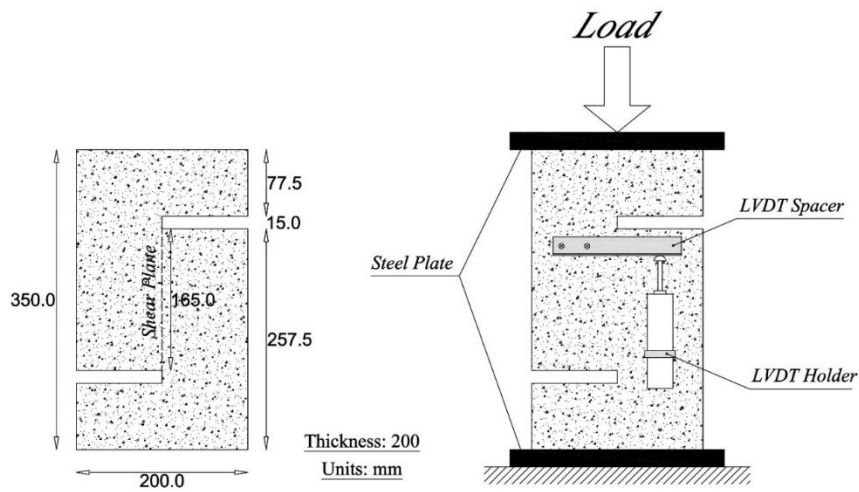
که در رابطه فوق، f_{sp} (MPa) مقاومت کششی دو نیم‌شدگی، P (N) حداکثر نیروی تحمل شده توسط نمونه، L (mm) و D (mm) نیز به ترتیب طول و قطر نمونه استوانه‌ای می‌باشند. شکل ۳-۳۷ نحوه ایجاد تنش‌ها در آزمایش دونیم‌شدگی را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۳۷: چگونگی ایجاد تنش‌ها در آزمایش دونیم‌شدن [۱۵]

۳-۵-۲-۴ مقاومت برشی بتن (پوش-آف)

برای دستیابی به مقاومت برشی بتن و درز از آزمایش پوش آف استفاده شد. شکل ۳-۳۸ ابعاد نمونه‌های پوش آف و چیدمان این آزمایش را نشان می‌دهد. برای اندازه‌گیری مقدار تغییر مکان نمونه در حین آزمایش از دو جابجایی‌سنج در دو طرف نمونه استفاده شده است، به طوری که مقدار جابجایی در هر لحظه برابر متوسط آن‌ها می‌باشد. بار به صورت جابجایی-کنترل و با سرعت ۰/۵ میلی‌متر بر دقیقه بر نمونه‌ها اعمال شده است.



شکل ۳-۳۸: ابعاد نمونه و چیدمان آزمایش پوش-آف

مقدار تنش برشی ایجاد شده در نمونه در هر لحظه با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (4-3)$$

که در رابطه فوق τ تنش برشی (MPa)، F مقدار نیرو (N) و A سطح برش (mm^2) می‌باشد که

با توجه به ابعاد نمونه در این تحقیق برابر $165 \times 200 = 33000 \text{ mm}^2$ می‌باشد. شکل ۳-۳۹ این

آزمایش را نشان می‌دهد.



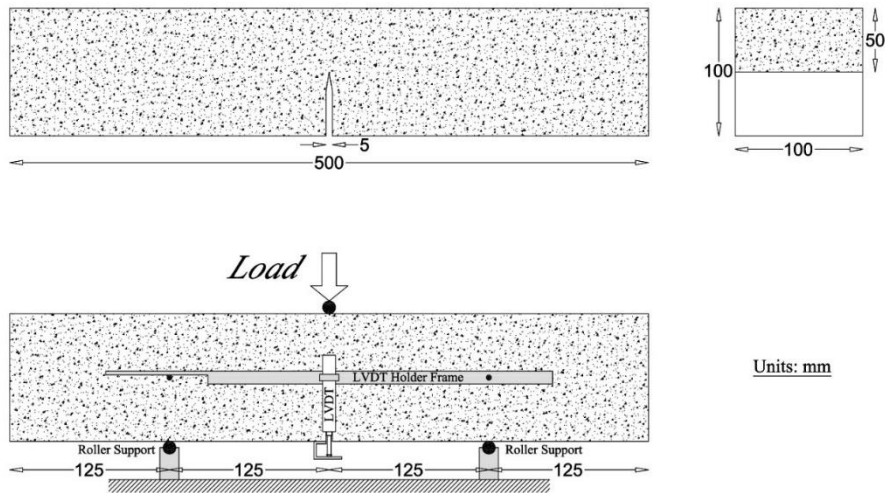
شکل ۳-۳۹: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش مقاومت برشی بتن

۵-۲-۵-۳ انرژی شکست بتن (G_f)

انرژی شکست عبارت است از مقدار انرژی لازم برای ایجاد سطح واحد ترک. در این تحقیق از روش پیشنهادی Hillerborg [۱۷] و RILEM [۱۸] برای بدست آوردن این پارامتر استفاده شده است. در این روش با استفاده از آزمون خمش سه نقطه‌ای بر روی تیر شیاردار، منحنی بار-تغییر مکان وسط دهانه تیر بدست می‌آید. سطح زیر این نمودار تقسیم بر سطح مقطع قسمتی از تیر که شکست در آن ناحیه صورت می‌گیرد، انرژی شکست بتن خواهد بود. یعنی:

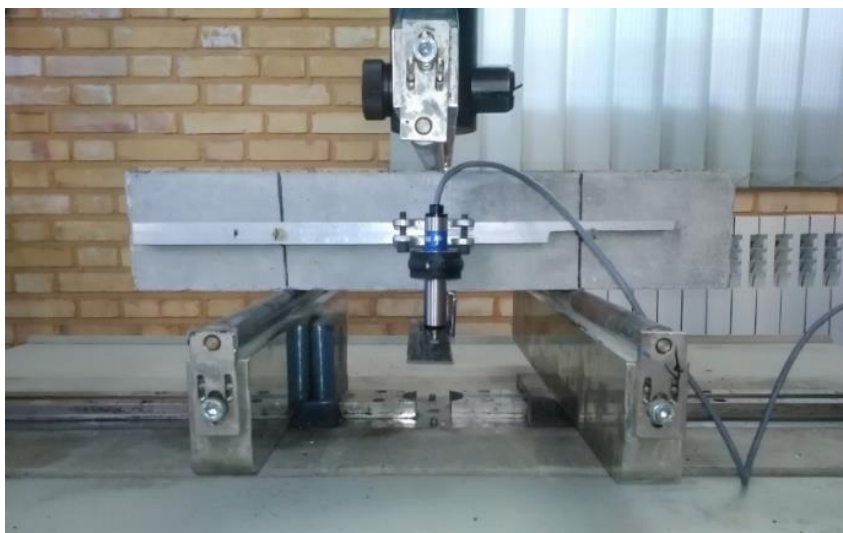
$$G_f = \frac{W}{b(h - a_0)} \quad (۵-۳)$$

که $G_f (N/m)$ انرژی شکست بتن، $W (N.m)$ سطح زیر نمودار (انرژی کل آزمایش)، $b (m)$ ، $h (m)$ و $a_0 (m)$ به ترتیب عرض تیر، ارتفاع تیر و عمق شیار در تیر می‌باشند. شکل ۳-۴۰ ابعاد هندسی و چیدمان این آزمایش را به صورت شماتیک نمایش می‌دهد.



شکل ۳-۴۰: ابعاد نمونه و چیدمان آزمایش انرژی شکست

به منظور اندازه‌گیری تغییرمکان وسط دهانه تیر از جابجایی‌سنج استفاده شده است. بار اعمالی بر نمونه به صورت جابجایی-کنترل و با سرعت 0.1 میلی‌متر بر دقیقه انجام شده است. هم‌چنین برای جلوگیری از وارد شدن اثرات نیروی وزن در نتایج، فاصله تکیه‌گاه‌ها از بر تیر، برابر نصف فاصله دهانه تیر در نظر گرفته شده است. با این کار برش و لنگر در وسط دهانه تیر و در محلی که نیرو و جابجایی ثابت می‌شوند صفر خواهد شد. شکل ۳-۴۱ نمایی از این آزمایش را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۴۱: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش انرژی شکست

۳-۵-۳ آزمایش تعیین خصوصیات مکانیکی آرماتور

به منظور انجام آزمایش کشش و بدست آوردن نمودار تنش- کرنش و مدول الاستیسیته فولاد مصرفی، از استاندارد ASTM A370 [۱۹] استفاده شده است. بار اعمالی از نوع جابجایی-کنترل و با سرعت ۰/۲۵ میلی متر بر ثانیه می باشد. در این تحقیق از میلگردهای آجدار رده S400 و نمره ۸ و ۱۰ برای مسلح کردن نمونه های بتن آرمه استفاده شده است. نکته ای که باید در این آزمایش دقت نمود این است که در هنگام آزمایش و قرار گرفتن میلگرد تحت کشش، نمونه از بین فک های دستگاه جابجا نشود. لغزش میلگرد موجب خطایی قابل توجه در داده های مربوط به جابجایی و کرنش و در نتیجه، مقدار مدول الاستیسیته میلگرد خواهد شد. برای مرتفع نمودن این مشکل از اکستنسومتر استفاده می شود. شکل ۳-۴۲ تصویری از چیدمان این آزمایش را نشان می دهد. همچنین باید توجه داشت که در صورتی داده های مربوط به اکستنسومتر صحیح و قابل استفاده خواهد بود که گلوبی شدن^۱ نمونه در فاصله ای که اکستنسومتر رصد می کند اتفاق بیفتد.



شکل ۳-۴۲: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش کشش میلگرد

¹ Necking

۳-۵-۴ آزمایش خمش چهار نقطه‌ای^۱

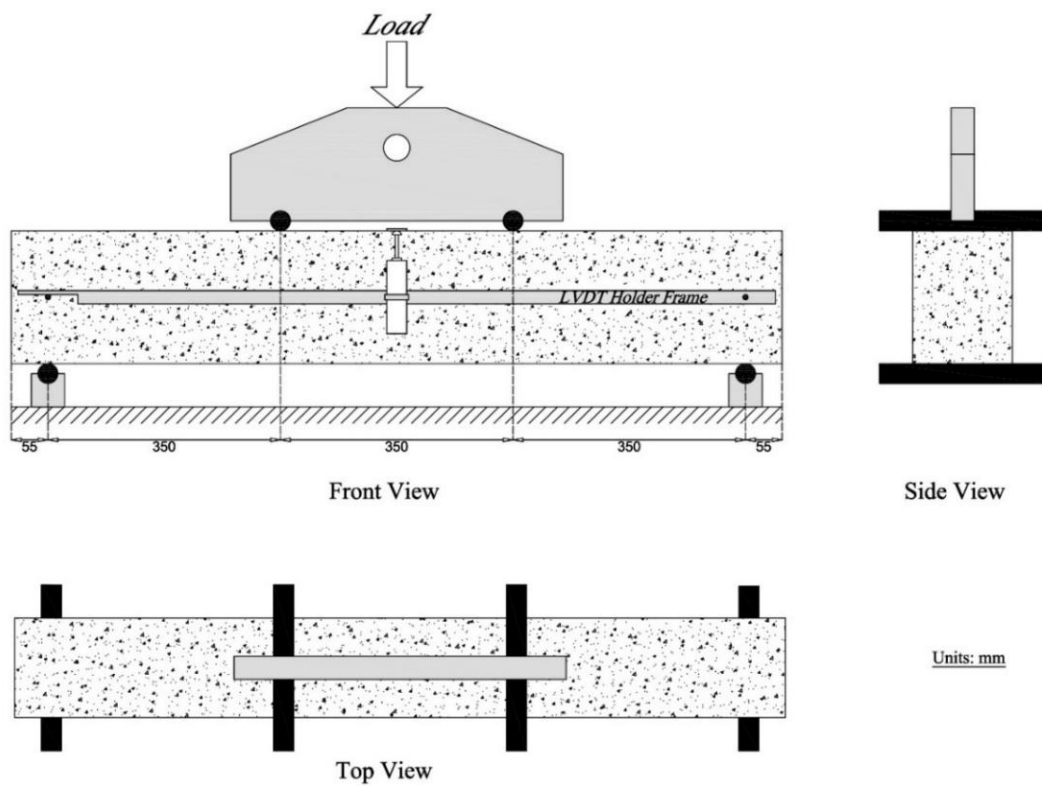
به منظور بررسی اثر درز در اعضا و سازه‌های بتن مسلح، با توجه به امکانات موجود، آزمایش خمش چهار نقطه‌ای بر روی تیر بتن‌آرمه انجام شد. جهت اعمال نیرو به تیر و تبدیل چیدمان آزمایش از خمش سه نقطه‌ای به چهار نقطه‌ای، قطعه‌ای مطابق شکل ۳-۴۳ طراحی و ساخته شد.



شکل ۳-۴۳: قطعه ساخته شده به منظور آزمایش خمش چهار نقطه‌ای

چیدمان آزمایش در شکل ۳-۴۴ نشان داده شده است. بارگذاری به صورت جابجایی-کنترل و با سرعت ۰/۲۵ میلی‌متر بر دقیقه انجام شد. تغییر مکان وسط دهانه تیر به وسیله جابجایی‌سنج اندازه‌گیری شده است. شکل ۳-۴۵ تصویر نمونه‌ی آماده شده برای انجام آزمایش را نشان می‌دهد.

^۱ 4-Point Bending Test



شکل ۳-۴۴: چیدمان آزمایش خمش چهار نقطه‌ای



شکل ۳-۴۵: تجهیزات و نحوه بارگذاری آزمایش خمش چهار نقطه‌ای

۳-۶ نتایج آزمایش‌ها

در این بخش در سه قسمت نتایج آزمایش‌های خصوصیات مکانیکی بتن و درز، کشش میلگرد و خمش چهارنقطه‌ای تیرهای بتن آرمه ارائه شده است. قابل ذکر است که برای نام‌گذاری نمونه‌ها از جدول ۳-۵ استفاده شده است.

جدول ۳-۵: نام‌گذاری نمونه‌ها

<i>Specimen</i>	<i>Specimen Identifier</i>	
	<i>Without Interface</i>	<i>With Interface</i>
<i>Compressive Strength & Modulus of Elasticity</i>	<i>C-Specimen number</i>	<i>CI-Specimen number</i>
<i>Direct Tensile Strength</i>	<i>T-Specimen number</i>	<i>TI-Specimen number</i>
<i>Splitting Tensile Strength</i>	<i>S-Specimen number</i>	<i>SI-Specimen number</i>
<i>Push-Off</i>	<i>P-Specimen number</i>	<i>PI-Specimen number</i>
<i>Fracture Energy</i>	<i>G-Specimen number</i>	<i>GI-Specimen number</i>
<i>Control</i>	<i>CB</i>	
<i>Beam</i>	<i>Compression Zone Repaired</i>	<i>RCB</i>
	<i>Tension Zone Repaired</i>	<i>RTB</i>

۱-۶-۳ نتایج آزمایش‌های خصوصیات مکانیکی بتن و درز

۱-۱-۶-۳ مقاومت فشاری

در جدول ۶-۳ مقاومت‌های فشاری به‌دست آمده برای نمونه‌های یک‌پارچه و با درز آمده است.

باتوجه به نتایج به‌دست آمده، مقاومت فشاری بتن در این تحقیق ۵۱/۵ مگاپاسکال می‌باشد.

جدول ۶-۳: نتایج آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های با و بدون درز

انحراف استاندارد	مقاومت فشاری متوسط (MPa)	مقاومت فشاری (MPa)	نیروی گسیختگی (kN)	نام نمونه
۴/۹۹	۵۱/۵	۵۷/۲	۴۴۹/۲	C-1
		۵۰/۵	۳۹۶/۶	C-2
		۵۶/۲	۴۴۱/۴	C-3
		۴۶/۸	۳۶۷/۵	C-4
		۴۶/۸	۳۶۷/۸	C-5
۵/۸۲	۵۵/۱	۵۸/۸	۴۶۲/۳	CI-1
		۶۱/۱	۴۷۹/۹	CI-2
		۴۸/۸	۳۸۳/۳	CI-3
		۵۱/۶	۴۰۵/۱	CI-4

در شکل ۴۶-۳ تصاویری از برخی نمونه‌های شکسته شده با و بدون درز نشان داده شده است. با بررسی نمونه‌های شکسته شده، مشاهده شد که تعداد حباب‌های هوا موجود در سطوح شکست بسیار کم و بدون حباب‌های هوای بزرگ می‌باشد؛ این امر تراکم مناسب ماتریس سیمانی را در بتن نشان می‌دهد. هم‌چنین در طی فرآیند بارگذاری نمونه‌ها مشاهده شد که نمونه‌ها دارای رفتاری بسیار ترد بوده و شکست آن‌ها به‌صورت ناگهانی اتفاق می‌افتد. در تعدادی از نمونه‌های با درز مطابق شکل ۴۶-۳، با رسیدن ترک به محل درز و عبور و گسترش آن به طرف دیگر درز، قسمت‌هایی از این نمونه‌ها خرد و از محل درز جدا شد.



نمونه‌های فشاری بدون درز

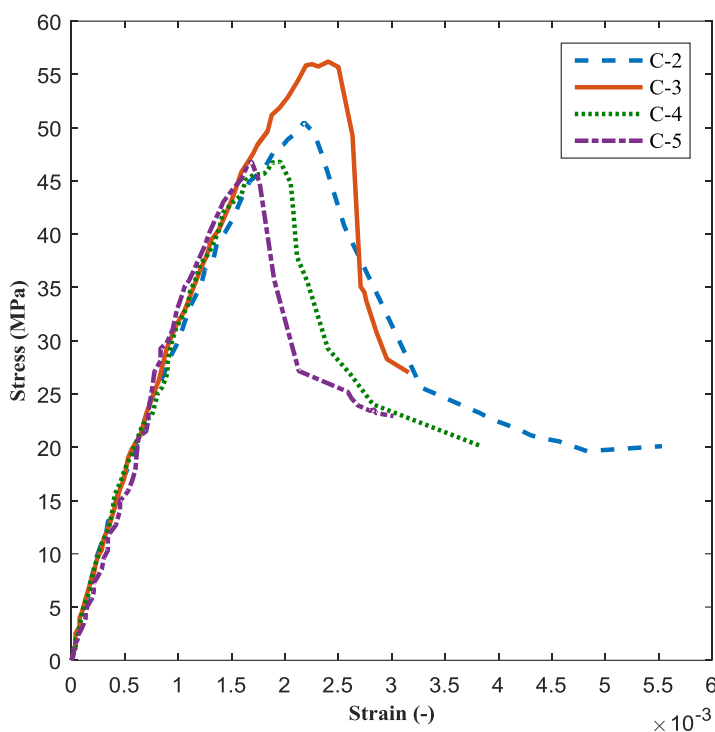


نمونه‌های فشاری با درز

شکل ۳-۴۶: تصاویری از نمونه‌های فشاری پس از بارگذاری

۳-۶-۱-۲ مدول الاستیسیته

نمودار تنش- کرنش نمونه‌های استوانه‌ای بدون درز در شکل ۳-۴۷ آمده است. با توجه به رفتار به دست آمده از بتن، مقادیر مدول الاستیسیته هر کدام از نمونه‌های بتنی با استفاده از رابطه ۳-۲ محاسبه و در جدول ۳-۷ آورده شده است. در مواردی که مقدار مورد نظر (تنش متناظر با کرنش 0.0005) در زوج داده‌های خروجی آزمایش موجود نباشد، از درون‌یابی استفاده می‌شود.



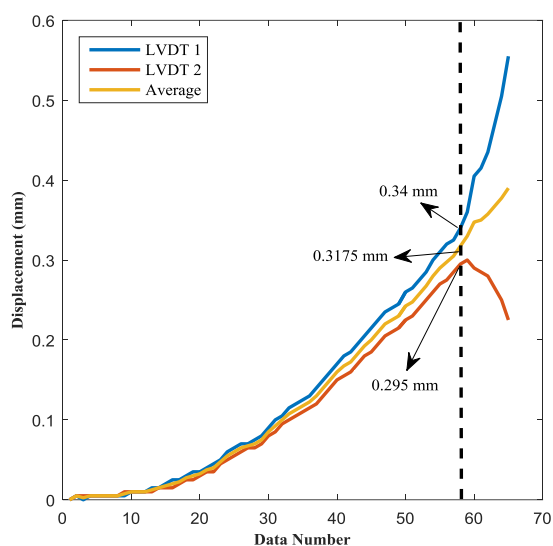
شکل ۳-۴۷: نمودار تنش-کرنش نمونه‌های استوانه‌ای بدون درز

جدول ۳-۷: مدول الاستیسیته بتن

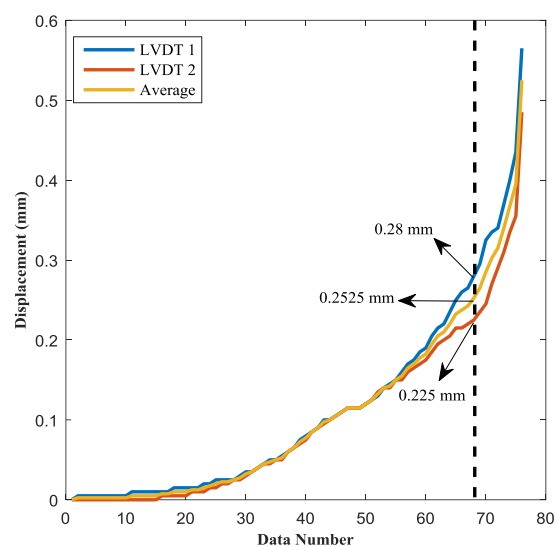
مدول الاستیسیته (MPa)	تنش متناظر با کرنش ۰/۰۰۰۰۵ (MPa)	کرنش متناظر با $0.4f'_c$	تنش معادل با $0.4f'_c$ (MPa)	نام نمونه
۳۲۴۸۸/۷	۱/۹	۰/۰۰۰۶۱۳۱۶۷	۲۰/۲	C-2
۳۱۲۷۱/۲	۲/۷	۰/۰۰۰۶۸۲۱۴	۲۲/۵	C-3
۳۴۲۶۱/۱	۲/۱	۰/۰۰۰۵۳۴۵۹۷	۱۸/۷	C-4
۳۰۴۷۰/۴	۱/۸	۰/۰۰۰۶۰۵۵۶۸	۱۸/۷	C-5
۳۲۱۲۲/۹	مدول الاستیسیته متوسط			
۱۶۴۹/۴	انحراف استاندارد			

قابل ذکر است که در صورت استفاده از دو یا چند جابجایی سنج برای ثبت جابجایی نمونه‌ها در هنگام آزمایش، و با بررسی و مقایسه داده‌های کسب شده از آن‌ها، می‌توان اطلاعاتی نظیر چرخش نمونه در هنگام بارگذاری و دقت چیدمان آزمایش کسب کرد. برای بررسی این موضوع در شکل ۳-۴۸ داده‌های

کسب شده از جابجایی‌سنج‌های دو آزمایش مدول الاستیسیته رسم شده است. خط‌چین‌های نشان داده شده در شکل، نشان‌دهنده لحظه‌ای است که بتن به مقاومت فشاری خود می‌رسد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در نمونه C-3 پس از رسیدن بتن به مقاومت فشاری خود، مقادیر ثبت شده به‌وسیله جابجایی‌سنج‌ها واگرا شده است؛ دلیل این امر چرخش نمونه پس از شروع خرابی در بتن می‌باشد. البته این موضوع در اکثر آزمایش‌ها و پس از خرابی بتن دیده می‌شود. باین‌حال مطابق شکل ۳-۴۸ در نمونه C-4، جابجایی نمونه تقریباً به‌صورت یکنواخت و بدون چرخش بوده است.



مربوط به نمونه C-3



مربوط به نمونه C-4

شکل ۳-۴۸: داده‌های جابجایی‌سنج‌ها برای آزمایش مدول الاستیسیته

در صورت نبود نتایج آزمایشگاهی، روابط متفاوتی برای تعیین مقدار مدول الاستیسیته بتن پیش‌بینی شده است. در جدول ۳-۸ برخی از این روابط به همراه نتایج بدست آمده از آن‌ها ارائه شده است.

جدول ۳-۸: روابط تجربی تعیین مدول الاستیسیته بتن

Reference	Formula	E_c (MPa)
ACI ¹ 318-14 [14]	Normal weight concrete: $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)	33728.8
	$1440 \text{ kg/m}^3 < w_c < 2560 \text{ kg/m}^3$: $E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa)	36850.2
ACI 363R-92 [20]	$E_c = (3320\sqrt{f'_c} + 6900) \left(\frac{w_c}{2300}\right)^{1.5}$ (MPa)	33264
CSA ² A23.3 [21]	Normal weight concrete: $E_c = 4500\sqrt{f'_c}$ (MPa)	32293.6
	High Strength concrete: $E_c = (3300\sqrt{f'_c} + 6900) \left(\frac{w_c}{2300}\right)^{1.5}$ (MPa)	33108.6
Mabhas 9 [22]	$E_c = (3300\sqrt{f'_c} + 6900) \left(\frac{\gamma_c}{2300}\right)^{1.5}$ (MPa)	33108.6
EC ³ 2-05 [23]	$E_{cm} = 22(0.1f_{cm})^{0.3}$ (GPa)	35972

توجه شود که برای بدست آوردن مدول الاستیسیته با استفاده از روابط فوق، از مقاومت فشاری ۵۱/۵ مگاپاسکال و جرم واحد حجم ۲۴۲۵ کیلوگرم بر مترمکعب برای بتن استفاده شده است. همان طور که مشخص است، مقادیر به دست آمده از طریق روابط تجربی، هماهنگی مناسبی با نتایج آزمایشگاهی را نشان می دهند.

۳-۱-۶-۳ مقاومت کششی

۱-۳-۱-۶-۳ کشش مستقیم

در جدول ۳-۹ نتایج بدست آمده از آزمایش به صورت خلاصه ارائه شده است. در تمامی نمونه‌ها، شکست در ناحیه مورد نظر (ناحیه سطح مقطع کاهش یافته) رخ داده است. هم‌چنین در نمونه‌های با درز،

¹ American Concrete Institute

² Canadian Standard Association

³ Euro Code

شکست تمامی نمونه‌ها در محل درز اتفاق افتاده است. شکل ۳-۴۹ نمونه‌های با درز (ردیف بالا) و بدون درز (ردیف پایین) را در ابتدا و انتهای انجام آزمایش نشان می‌دهد.

جدول ۳-۹: نتایج آزمایش کشش مستقیم نمونه‌های با و بدون درز

انحراف استاندارد	مقدار کاهش (%)	مقاومت کششی متوسط (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	نیروی گسیختگی (kN)	نام نمونه
۰/۲۴	-	۱/۵۶	۱/۸۷	۱۸/۶۹	T-1
			۱/۴۰	۱۴/۰۴	T-2
			۱/۶۴	۱۶/۴۴	T-3
			۱/۳۴	۱۳/۴۴	T-4
۰/۰۴۷	۸۳/۷	۰/۲۵	۰/۲۰	۲/۰۴	TI-1
			۰/۲۷	۲/۷۱	TI-2
			۰/۲۹	۲/۹۱	TI-3
			-	-	TI-4*

*نمونه TI-4 در هنگام درآوردن نمونه از قالب، از محل درز خود شکست.

همان‌گونه که انتظار می‌رفت، رفتار بتن بسیار ترد بوده و شکست نمونه‌ها به‌طور ناگهانی رخ می‌دهد. شکست این نمونه‌ها به‌گونه‌ای بود که با ایجاد اولین ترک و باز شدن سریع آن و بدون هیچ‌گونه ترک قابل مشاهده دیگر، نمونه دچار گسیختگی کامل شده و ظرفیت باربری خود را از دست می‌داد. یکی از مشکلات عمده در آزمایش کشش مستقیم بتن، پراکندگی زیاد نتایج آزمایش می‌باشد. با توجه به جدول ۳-۹ مشاهده می‌شود که نتایج آزمایش‌ها از پراکندگی بسیار مناسبی برخوردار می‌باشند که نشانگر دقت در چیدمان و انجام آزمایش می‌باشد.



(الف) آزمایش کشش مستقیم نمونه با درز (شکل چپ قبل از آزمایش، شکل راست بعد از انجام آزمایش)



(ب) آزمایش کشش مستقیم نمونه بدون درز (شکل چپ قبل از آزمایش، شکل راست بعد از انجام آزمایش)
شکل ۳-۴۹: نمونه‌های آزمایش کشش مستقیم (قبل و بعد از آزمایش)

۳-۶-۱-۲-۳-۲ دونیم‌شدگی

نتایج آزمایش نمونه‌های با درز و بدون درز با استفاده از رابطه ۳-۳ محاسبه شده و در جدول ۱۰-۳ ارائه شده است. شکل ۳-۵۰ نمونه‌های با درز (ردیف بالا) و بدون درز (ردیف پایین) را در ابتدا و انتهای انجام آزمایش نشان می‌دهد.

جدول ۱۰-۳: نتایج آزمایش دونیم‌شدگی نمونه‌های با و بدون درز

انحراف استاندارد	مقدار کاهش (%)	مقاومت دونیم‌شدگی متوسط (MPa)	مقاومت دونیم‌شدگی (MPa)	نیروی گسیختگی (kN)	نام نمونه
۰/۱۸	-	۴/۴۳	۴/۳۱	۱۴۲/۲۲	S-1
			۴/۲۴	۱۳۳/۳۳	S-2
			۴/۶۳	۱۴۹/۲۵	S-3
			۴/۵۵	۱۴۶/۴۲	S-4
۰/۶۲	۵۹/۶	۱/۷۹	۱/۹۶	۶۱/۶۱۱	SI-1
			۱/۸۳	۵۹/۱۱۶	SI-2
			۲/۸۴	۹۱/۴۳۶	SI-3*
			۱/۵۸	۴۹/۶۳۳	SI-4

* با توجه به اختلاف زیاد مقاومت دونیم‌شدگی نمونه SI-3 با سایر نمونه‌ها، نتایج این نمونه در میانگین‌گیری محاسبه نشده است.

شکست در تمامی نمونه‌ها (با درز و بدون درز) در امتداد محور طولی آن‌ها و در صفحه قائم در راستای قطر شکسته‌اند. مقدار نیروی گسیختگی برای نمونه SI-3 بسیار بیشتر از سه نمونه دیگر به دست آمده است، دلیل این اختلاف، احتمالاً وارد آمدن نیرو به خارج از صفحه درز می‌باشد. در صورت نبود نتایج آزمایشگاهی، روابط متفاوتی برای دستیابی به مقاومت کششی دونیم‌شدگی بتن پیش‌بینی شده است. در جدول ۱۱-۳ برخی از این روابط به همراه نتایج بدست آمده از آن‌ها برای نمونه‌های یک‌پارچه ارائه شده است. همان‌طور که مشخص است نتایج به دست آمده از روابط تجربی بسیار نزدیک به مقادیر آزمایشگاهی

می باشد.



(الف) آزمایش دونیم شدگی نمونه با درز (شکل چپ قبل از آزمایش، شکل راست بعد از انجام آزمایش)



(ب) آزمایش دونیم شدگی نمونه بدون درز (شکل چپ قبل از آزمایش، شکل راست بعد از انجام آزمایش)
شکل ۳-۵۰: نمونه‌های آزمایش دونیم‌شدگی (قبل و بعد از آزمایش)

جدول ۳-۱۱: روابط تجربی تعیین مقاومت کششی بتن

Reference	Formula	f_s (MPa)
CEB-FIP 1990 [24]	$f_{ctm} = f_{ctmo} \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)$	3.85
	f_{ctm} : mean axial tensile strength (MPa) f_{cm} : mean compressive strength (MPa) $f_{ctmo} = 2.12$ MPa $f_{cmo} = 10$ MPa	
CEB-FIP 2010 [25]	Concrete grades \leq C50	4.15
	$f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{2/3}$ Concrete grades $>$ C50 $f_{ctm} = 2.12 \ln(1 + 0.1 \cdot (f_{ck} + \Delta f))$ f_{ck} : is the characteristic compressive strength in MPa $\Delta f = 8$ MPa	
ACI 363R-92 [20]	$21 < f'_c < 83$ $f_{spt} = 0.59 \sqrt{f'_c}$	4.23
ACI 318-99 [26]	$f_{spt} = 0.56 \sqrt{f'_c}$	4.02

۳-۶-۱-۴ مقاومت برشی

در جدول ۳-۱۲ نتایج این آزمایش آورده شده است. هم‌چنین شکل ۳-۵۱ تصاویری از نمونه‌های با و بدون درز را قبل و بعد از انجام آزمایش نشان می‌دهد.

جدول ۳-۱۲: نتایج آزمایش پوش-آف نمونه‌های با و بدون درز

انحراف استاندارد	مقدار کاهش (%)	مقاومت برشی متوسط (MPa)	مقاومت برشی (MPa)	نیروی گسیختگی (kN)	نام نمونه
۰/۶۶	-	۸/۰۷	۷/۵۹	۲۵۰/۵۷	P-1
			۷/۸۰	۲۵۷/۴۱	P-2
			۸/۸۲	۲۹۱/۰۶	P-3
۰/۲۹	۴۶/۷	۴/۳۰	۴/۵۵	۱۵۰/۲۱	PI-1
			۳/۹۸	۱۳۱/۳۲	PI-2
			۴/۳۷	۱۴۴/۲۶	PI-3

شکست در تمامی نمونه‌ها در صفحه برش اتفاق افتاده است. با توجه به نبود میلگردهای دوخت عبوری از سطح برش، شکست نمونه‌ها به صورت کاملاً ترد می‌باشد.



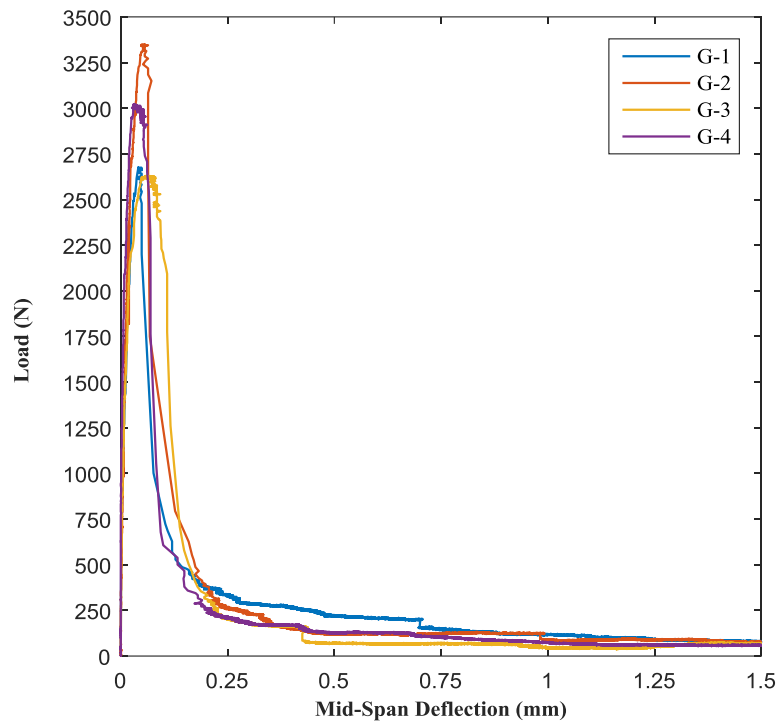
(الف) آزمایش پوش-آف نمونه با درز (شکل چپ قبل از آزمایش، شکل راست بعد از انجام آزمایش)



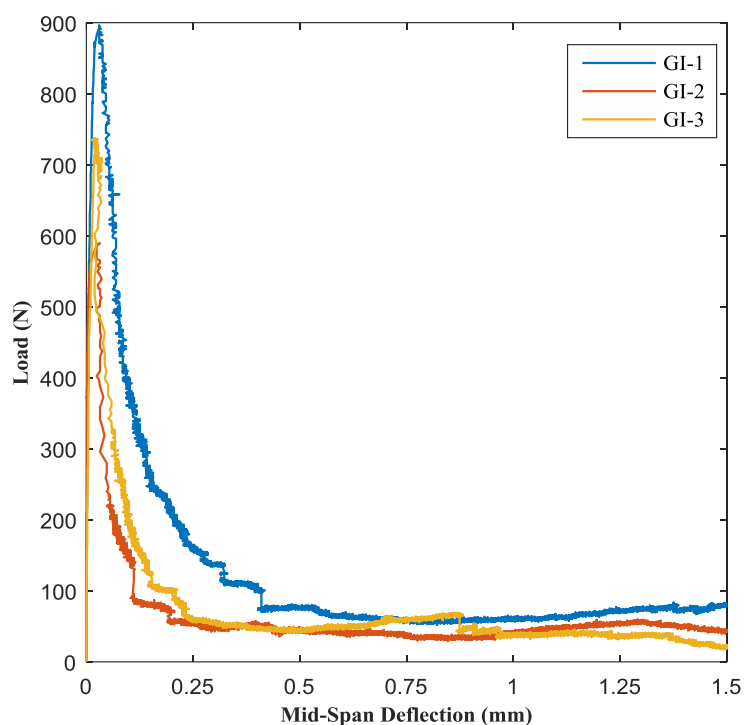
(ب) آزمایش پوش-آف نمونه بدون درز (شکل چپ قبل از آزمایش، شکل راست بعد از انجام آزمایش)
شکل ۳-۵۱: نمونه‌های آزمایش پوش-آف (قبل و بعد از آزمایش)

۵-۱-۶-۳ انرژی شکست

نمودار نیرو-جابجایی وسط دهانه نمونه‌های بدون درز و با درز به ترتیب در شکل ۵۲-۳ و شکل ۵۳-۳ نشان داده شده است. در جدول ۱۳-۳ مقادیر انرژی شکست نمونه‌ها که با استفاده از رابطه ۵-۳ به دست آمده، آورده شده است. تصاویر آزمایش در شکل ۵۴-۳ نشان داده شده است. توجه شود که در تمامی نمونه‌ها $b = 100\text{mm}$ ، $h = 100\text{mm}$ و $a_0 = 50\text{mm}$ می‌باشد.



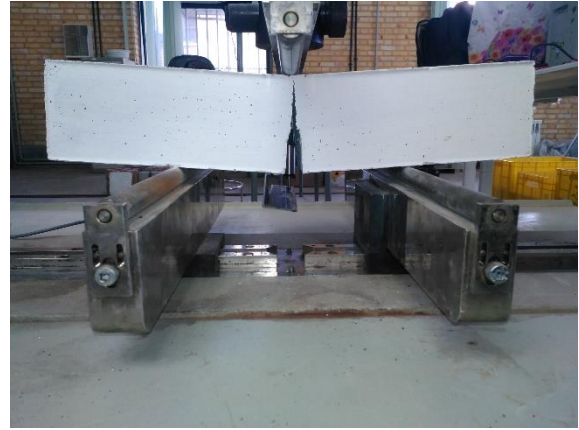
شکل ۵۲-۳: نمودار نیرو-جابجایی نمونه‌های بدون درز



شکل ۳-۵۳: نمودار نیرو-جابجایی نمونه‌های با درز

جدول ۳-۱۳: نتایج آزمایش انرژی شکست نمونه‌های با و بدون درز

انحراف استاندارد	مقدار کاهش (%)	میانگین انرژی شکست (N/m)	انرژی شکست $G_f(N/m)$	سطح زیر نمودار $W(N.m)$	متوسط حداکثر بار (kN)	حداکثر بار (kN)	نام نمونه
۴/۶	-	۸۰/۹۱	۸۱/۶۲	۰/۴۰۸	۲/۹۲	۲/۶۷	G-1
			۸۶/۷۱	۰/۴۳۳		۳/۳۵	G-2
			۷۹/۶۶	۰/۳۹۸		۲/۶۳	G-3
			۷۵/۶۴	۰/۳۷۸		۳/۰۲	G-4
۹/۱۳	۷۰/۱	۲۴/۱۴	۳۴/۴۸	۰/۱۷۲	۰/۷۴	۰/۸۹۶	با درز GI-1
			۱۷/۱۹	۰/۰۸۶		۰/۵۸۹	GI-2
			۲۰/۷۶	۰/۱۰۲		۰/۷۳۷	GI-3



(الف) آزمایش انرژی شکست نمونه با درز (شکل چپ قبل از آزمایش، شکل راست بعد از انجام آزمایش)



(ب) آزمایش انرژی شکست نمونه بدون درز (شکل چپ قبل از آزمایش، شکل راست بعد از انجام آزمایش)
شکل ۳-۵۴: نمونه‌های انرژی شکست (قبل و بعد از آزمایش)

همان‌طور که از شکل ۳-۵۴ مشخص است، در تمامی نمونه‌های دارای درز، شکست دقیقاً در محل درز و در طول آن و بدون هیچ‌گونه انحراف از امتداد آن رخ می‌دهد. دلیل امتداد یافتن ترک به‌صورت خطی راست در امتداد درز، نبود سنگ‌دانه و مکانیزم قفل‌وبست سنگ‌دانه‌ای در این نمونه‌ها و در محل درز می‌باشد. در حالی که در نمونه‌های یک‌پارچه، با توجه به وجود سنگ‌دانه در محل گسترش ترک، ترک به‌صورت خطی ناصاف و با انحرافات جزئی گسترش می‌یابد و در نهایت منجر به شکست نمونه می‌شود. به‌طور کلی مسیر شکست و گسترش ترک در نمونه‌های یک‌پارچه به‌شدت متأثر از اندازه سنگ‌دانه‌ها در

این نمونه‌ها است. در صورت نبود نتایج آزمایشگاهی، روابطی برای پیش‌بینی انرژی شکست بتن موجود می‌باشد. در جدول ۳-۱۴ این روابط به همراه انرژی شکست به‌دست آمده از آن‌ها برای نمونه‌های یکپارچه ارائه شده است. همان‌طور که مشخص است، مقادیر انرژی شکست پیش‌بینی شده به‌وسیله روابط تجربی، بسیار نزدیک به مقادیر به‌دست آمده از آزمایش می‌باشد.

جدول ۳-۱۴: روابط تجربی تعیین انرژی شکست بتن

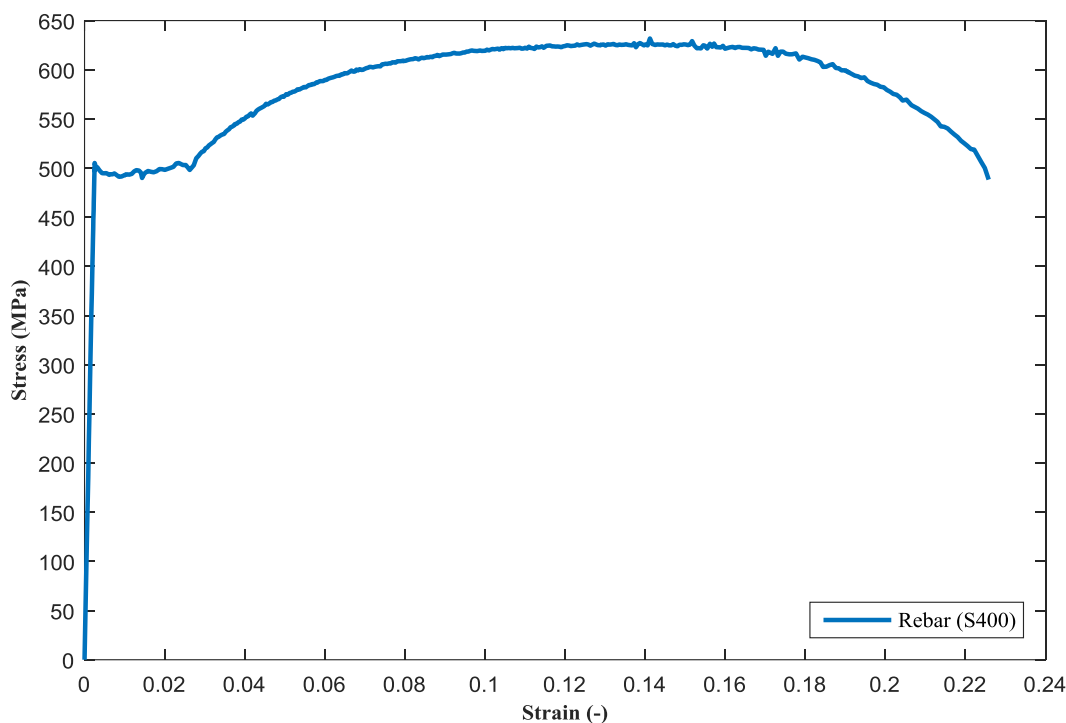
Reference	Formula	G_F (N/m)								
	for $f_{cm} \leq 80\text{MPa}$									
	$G_F = G_{Fo} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)^{0.7}$									
	for $f_{cm} > 80\text{MPa}$									
	$G_F = 4.30 \cdot G_{Fo}$									
CEB-FIP 1990 [24]	G_F : Fracture energy $\left(\frac{N}{mm} \right)$ G_{Fo} : base value of fracture energy	81.69								
	<table border="1"> <tr> <td>d_{max} (mm)</td> <td>8</td> <td>16</td> <td>32</td> </tr> <tr> <td>G_{Fo} $\left(\frac{N}{mm} \right)$</td> <td>0.025</td> <td>0.03</td> <td>0.058</td> </tr> </table>	d_{max} (mm)	8	16	32	G_{Fo} $\left(\frac{N}{mm} \right)$	0.025	0.03	0.058	
d_{max} (mm)	8	16	32							
G_{Fo} $\left(\frac{N}{mm} \right)$	0.025	0.03	0.058							
	f_{cm} : mean concrete compressive strength (MPa) $f_{cmo} = 10\text{MPa}$									
CEB-FIP 2010 [25]	$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0.18}$ f_{cm} : Compressive strength in MPa	148.40								
JSCE ¹ -07 [27]	$G_F = 10(d_{max})^{1/3} \cdot f'_{ck}{}^{1/3}$ d_{max} : Maximun size of aggregate (mm) f'_{ck} : Characteristic compressive strength (MPa)	78.80								
Bāzant expression [28]	$G_F = 2.5\alpha_0 \left(\frac{f'_c}{0.051} \right)^{0.46} \left(1 + \frac{d_a}{11.27} \right)^{0.22} \left(\frac{w}{c} \right)^{-0.30}$ α_0 : $\begin{cases} 1 & \text{for round aggregates} \\ 1.44 & \text{for crushed or angular aggregates} \end{cases}$ d_a : Maximun size of aggregate (mm) $\frac{w}{c}$: Water – cement ratio (by weight)	89.40								

¹ Japan Society of Civil Engineers

پارامترهای اختیار شده در روابط فوق برای بتن، مقاومت فشاری ۵۱/۵ مگاپاسکال، حداکثر بعد سنگدانه ۹/۵ میلی‌متر با دانه‌های گرد و نسبت آب به سیمان ۰/۴۲ می‌باشد.

۲-۶-۳ نتیجه آزمایش کشش میلگرد

نمودار حاصل از کشش مستقیم میلگرد S400 نمره ۸ استفاده شده در این تحقیق، در شکل ۳-۵۵ آمده است. قابل ذکر است که با توجه به هم‌رده بودن میلگردهای ۸ و ۱۰ مصرفی، نمودار تنش-کرنش آن‌ها مشابه هم خواهد بود. خصوصیات مکانیکی به‌دست آمده از آزمایش، در جدول ۳-۱۵ نشان داده شده است.



شکل ۳-۵۵: نمودار تنش-کرنش میلگرد S400 نمره ۸

جدول ۳-۱۵: خصوصیات مکانیکی میلگرد S400 نمره ۸

نقطه مربوطه	تنش (MPa)	کرنش (-)
تنش تسلیم ^۱	۵۰۵/۲	۰/۰۰۲۵۲۵
تنش نهایی ^۲	۶۳۱/۸	۰/۱۴۱۲
تنش گسیختگی ^۳	۴۸۸/۳	۰/۲۲۵۸
مدول الاستیسیته (MPa)	۲۰۰۰۶۶/۹۷	

شکل ۳-۵۶ لحظه گلویی شدن نمونه در حین آزمایش را نشان می‌دهد که در محدوده اندازه‌گیری اکستنسومتر اتفاق افتاده است.



شکل ۳-۵۶: لحظه گلویی شدن میلگرد در آزمایش کشش

۳-۶-۳ نتایج آزمایش خمش چهار نقطه‌ای تیرها

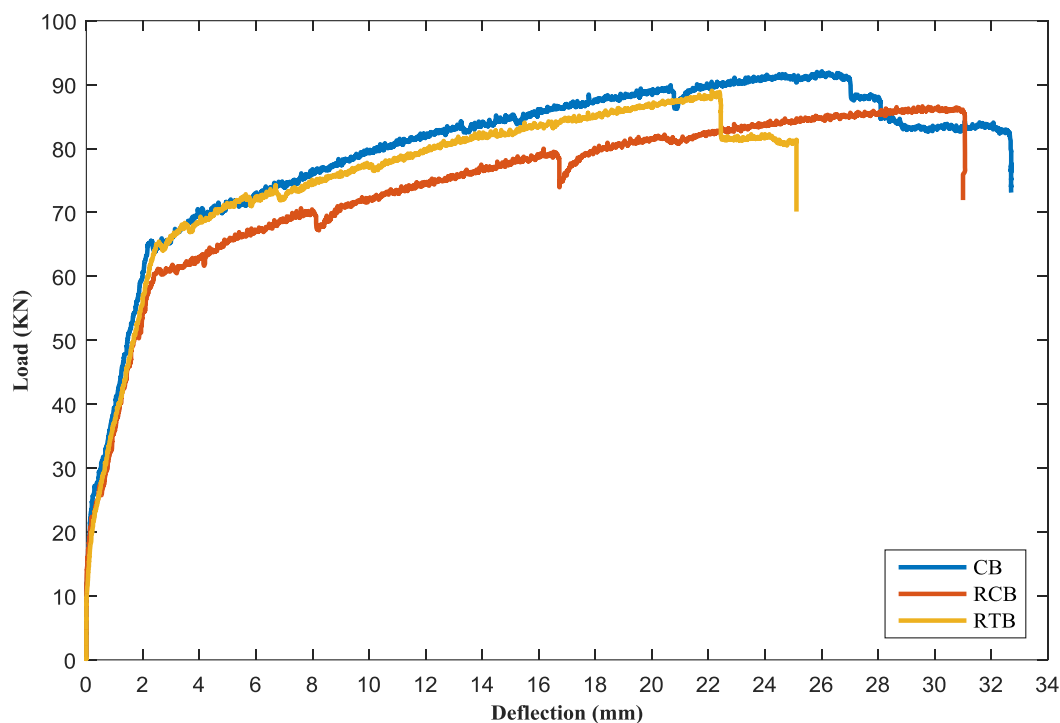
در شکل ۳-۵۷ نمودار بار-تغییر مکان وسط دهانه تیرها نشان داده شده است. هم‌چنین شکل

شکل ۳-۶۰ و شکل ۳-۶۱ تصاویری از این آزمایش را نشان می‌دهند.

¹ Yield Stress

² Ultimate Stress

³ Fracture Stress



شکل ۳-۵۷: نمودار بار-تغییر مکان تیرهای کنترلی و ترمیم شده

در تیر کنترلی (CB)، همان‌طور که انتظار می‌رفت شکست تیر به صورت خمشی می‌باشد. روند بارگذاری و خرابی در این تیر نیز بدین گونه بود که در ابتدای بارگذاری، نیروی وارده بر تیر کم بوده و لنگر خمشی ایجاد شده در مقطع نیز کم است. با توجه به این موضوع، تنش‌های کششی ایجاد شده در بتن آنقدر کم است که بتن واقع در ناحیه کششی مقطع ترک نمی‌خورد. در این مرحله همه اجزای مقطع یعنی بتن‌های نواحی کششی و فشاری و همچنین فولادها، رفتاری خطی دارند. با نزدیک شدن تنش حداکثر کششی بتن به مقاومت کششی، انتظار می‌رود که در پایان این ناحیه، بتن در قسمت کششی ترک بخورد ولی جالب است که این اتفاق رخ نمی‌دهد. دلیل این موضوع باز توزیع تنش‌های کششی است که باعث می‌شود در ناحیه کششی، تارهای کمی بالاتر به کمک پایین‌ترین تار کششی مقطع بروند. سپس با افزایش بار، باز توزیع تنش‌های کششی پایان یافته و با غیرخطی شدن توزیع تنش در مقطع، نمودار نیرو-تغییر مکان تیر نیز غیرخطی می‌شود و مقطع بتنی ترک می‌خورد. لنگر وارد بر مقطع در لحظه

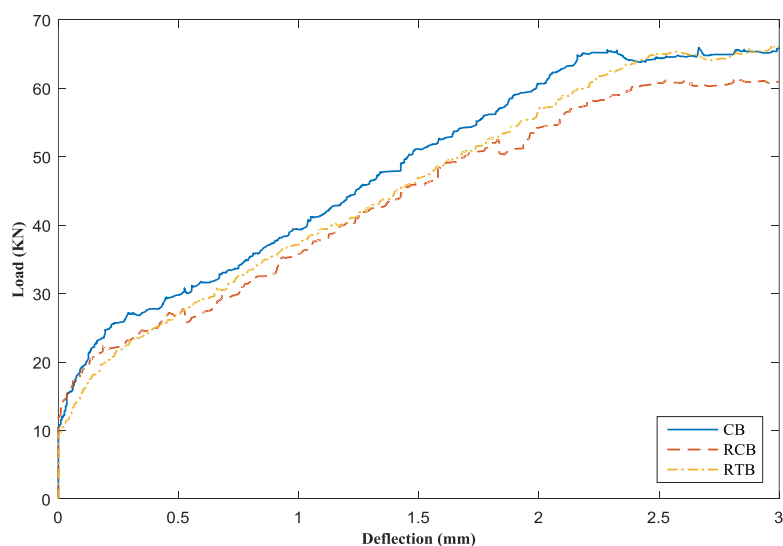
ترک خوردگی را لنگر ترک خوردگی (M_{cr}) می نامند. سپس با افزایش بار، ترک های ایجاد شده در بتن شروع به رشد کرده و باعث ایجاد رفتار غیرخطی در نمودار نیرو-تغییرمکان می شود. در این ناحیه شیب نمودار نیرو-تغییرمکان کاهش می یابد که این موضوع نشان دهنده کاهش سختی تیر به دلیل بروز ترک در نواحی کششی مقطع است. سپس با از بین رفتن کامل مقاومت کششی بتن، در ناحیه کششی تنها فولاد و در ناحیه فشاری، بتن تحمل تنش می کنند و هر دو نیز رفتار خطی دارند؛ به همین دلیل نمودار نیرو-تغییرمکان نیز مجدداً خطی می شود. با افزایش نیرو، سرانجام فولادهای کششی جاری شده و کرنش آن به ϵ_y می رسد. به لنگر وارد بر مقطع در این مرحله که رفتار خطی بتن فشاری یا فولاد را پایان می دهد، لنگر الاستیک گویند، که با M_e نشان می دهند. در این مرحله شیب نمودار نیرو-تغییرمکان دوباره عوض شده و با افزایش تدریجی در نیرو، تغییرمکان وسط دهانه تیر به سرعت افزایش می یابد. سپس با رسیدن کرنش فشاری بتن به مقدار ϵ_u ، در نهایت مقطع به حالت نهایی خود رسیده و با خرد شدن بتن فشاری، منهدم می شود. لنگر وارد بر مقطع در لحظه نهایی، لنگر نهایی نام داشته و با M_u نشان داده می شود. در شکل ۳-۵۹ تصویری از نمونه CB در پایان آزمایش نشان داده شده است.

روند کلی پیشرفت آزمایش و خرابی در تیر ترمیم شده در قسمت فشاری (RTB) تا حدودی مشابه با تیر کنترلی می باشد. در این تیر پس از رسیدن ترک های خمشی وسط دهانه به درز موجود در قسمت فشاری، ترک ها به صورت افقی و در امتداد درز گسترش یافتند. در نهایت با خرد شدن و جدا شدگی بتن فشاری از محل درز، تیر به حالت نهایی خود رسیده و منهدم گردید.

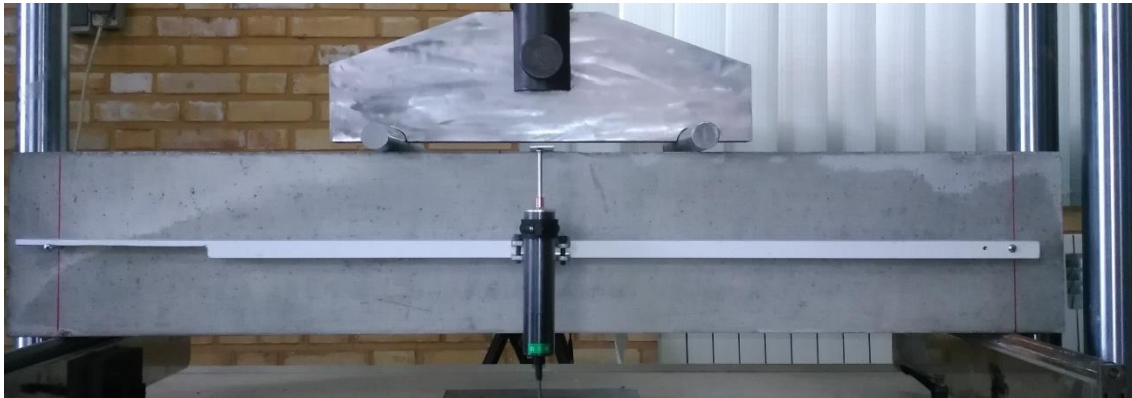
در مورد تیر ترمیم شده در قسمت کششی (RTB)، با افزایش نیرو، ترک های خمشی در قسمت زیرین بتن ترمیمی شکل گرفته و به تدریج در راستای عمق تیر و به سمت بالا گسترش می یابند. پس از رسیدن ترک به محل درز و بتن بستر، ترک ها هم به صورت افقی در راستای درز، و هم در راستای عمق تیر گسترش می یابند. در ادامه با گسترش ترک ها، قسمتی از ناحیه ترمیمی از تیر جدا شده و مقدار نیرو

در نمودار نیرو-تغییر مکان مطابق شکل ۳-۵۷ افتی قابل ملاحظه از خود نشان می‌دهد. اندکی بعد از جدا شدن قسمت ترمیمی، تیر مقاومت خود را از دست داده و منهدم می‌شود.

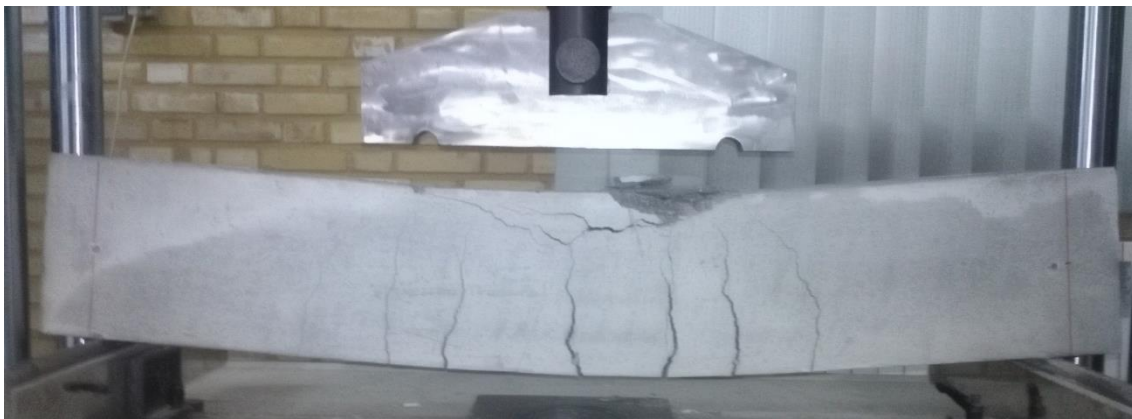
به منظور مقایسه و بررسی بهتر مقادیر نیرو و جابجایی تیرها در ابتدای منحنی نیرو-تغییر مکان، نمودار نیرو-تغییر مکان تیرها تا جابجایی ۳ میلی‌متر در شکل ۳-۵۸ آورده شده است. همان‌طور که از شکل مشخص است، ترمیم تیرها باعث افتی جزئی در قسمت اولیه منحنی‌های نیرو-تغییر مکان تیرها شده است. این موضوع برای تیر ترمیم شده در قسمت کششی محسوس‌تر می‌باشد. هم‌چنین سختی تسلیم نمونه‌های ترمیمی نسبت به تیر کنترلی با کاهش همراه بوده است. این کاهش سختی برای تیر RCB بیشتر از RTB می‌باشد. هم‌چنین مشاهده می‌شود که نیرو نظیر نقطه جاری شدن میلگردهای کششی برای تیر RTB و کنترلی تقریباً برابر بوده و ترمیم ناحیه کششی تاثیری بر آن نداشته است. ولی در نمونه RCB نیرو در نقطه نظیر جاری شدن میلگردهای کششی، نسبت به نمونه کنترلی با کاهش همراه بوده است.



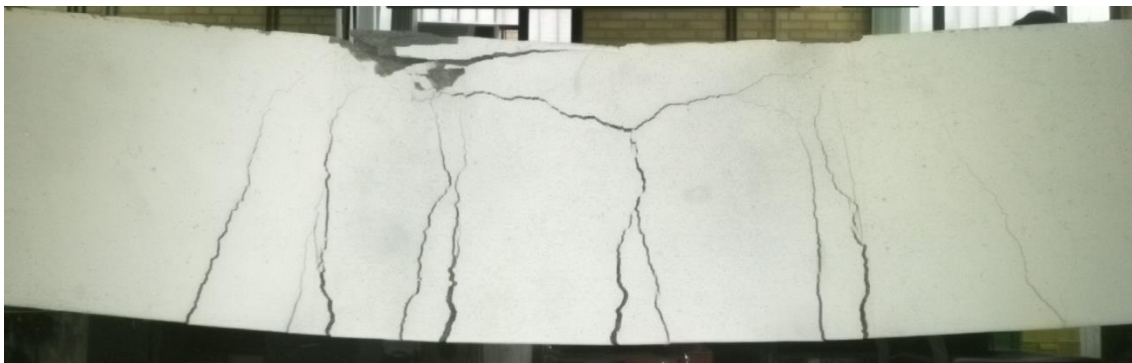
شکل ۳-۵۸: رفتار تیرهای کنترلی و ترمیمی تا جابجایی ۳ میلی‌متر



تصویر نمونه قبل از شروع آزمایش



تصویر نمونه در انتهای آزمایش

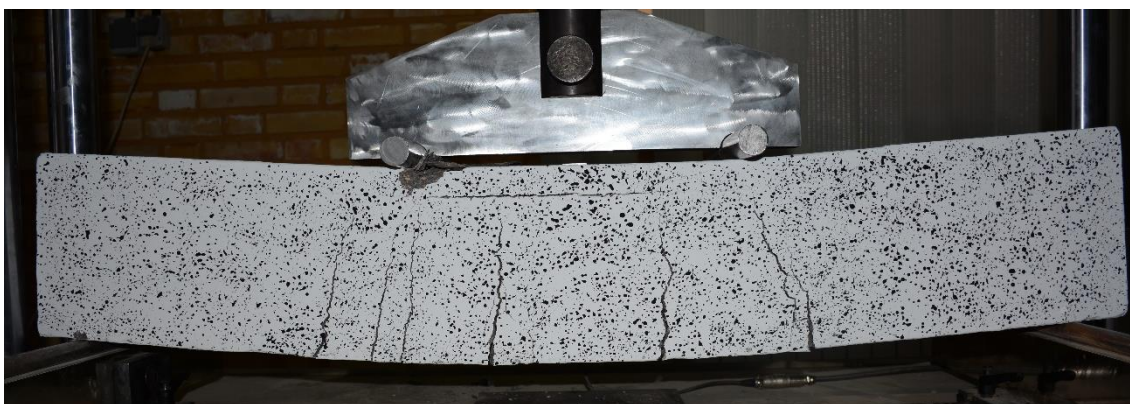


الگوی ترک خوردگی در وسط دهانه

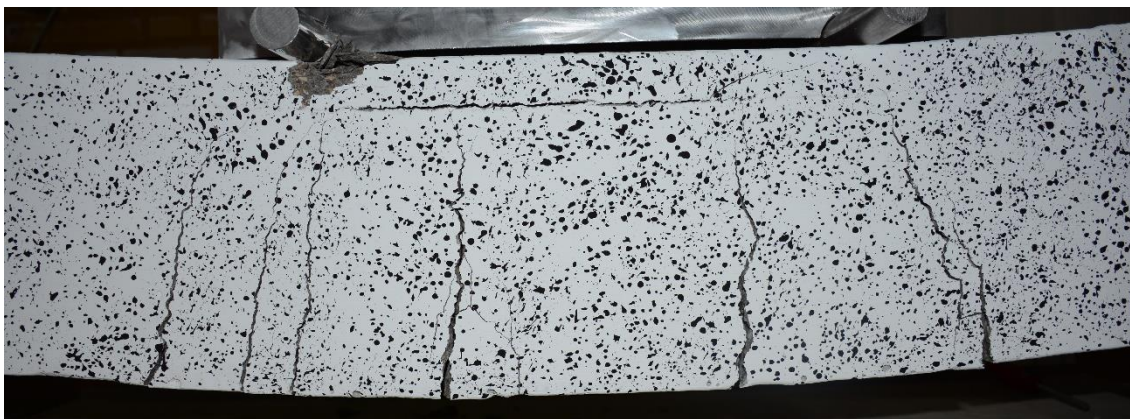
شکل ۳-۵۹: تصاویری از آزمایش خمش چهار نقطه‌ای تیر کنترلی CB



تصویر نمونه قبل از شروع آزمایش



تصویر نمونه در انتهای آزمایش

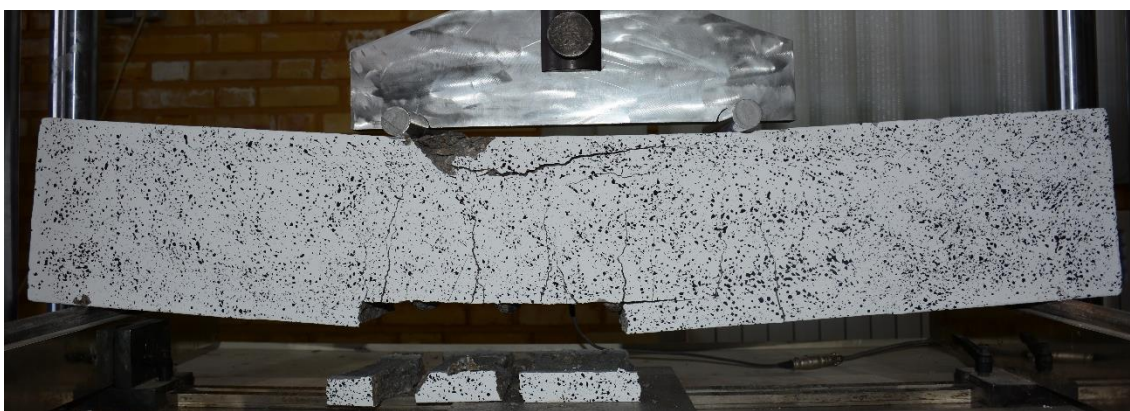


الگوی ترک خوردگی در وسط دهانه

شکل ۳-۶۰: تصاویری از آزمایش خمش چهار نقطه‌ای تیر ترمیم شده RCB



تصویر نمونه قبل از شروع آزمایش



تصویر نمونه در انتهای آزمایش



الگوی ترک خوردگی در وسط دهانه

شکل ۳-۶۱: تصاویری از آزمایش خمش چهار نقطه‌ای تیر ترمیم شده RTB

۳-۷ تفسیر و مقایسه نتایج

۳-۷-۱ آزمایش‌های تعیین خصوصیات مکانیکی

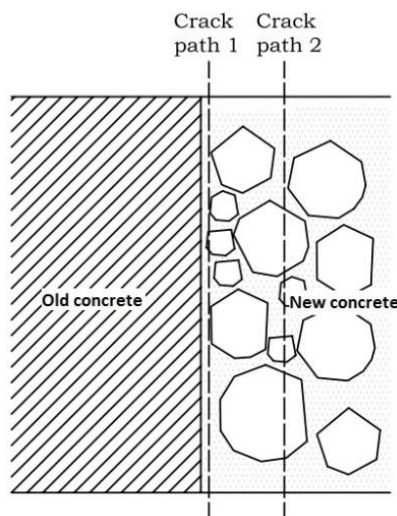
با توجه به قسمت قبل و نتایج آزمایش‌های مربوط به خصوصیات مکانیکی بتن و درز، مشاهده شد که وجود درز در یک سیستم کامپوزیتی بتنی، به شدت بر خصوصیات مکانیکی آن تاثیرگذار بوده و پتانسیل ترک خوردگی در این ناحیه را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهد. مقدار کاهش مقاومت برای هر کدام از آزمایش‌های کشش مستقیم، دونیم‌شدگی، برش و انرژی شکست به ترتیب برابر ۸۴، ۶۰، ۴۷ و ۷۰ درصد بوده است. دلیل این کاهش مقاومت به خصوص برای نمونه‌های کشش مستقیم و انرژی شکست، نبود قفل و بست سنگ‌دانه‌ای^۱ و ضعیف بودن خمیر سیمان در ناحیه انتقالی تشکیل شده در فصل مشترک بین بتن‌های جدید و قدیم به دلیل اثر دیوار^۲ می‌باشد. برای درک بهتر این موضوع، مطابق شکل ۳-۶۲، فرض کنید ترکی در مسیر ۱ (نمونه‌های دارای درز) و در نزدیکی سطح بتن قدیم گسترش می‌یابد، با توجه به عدم وجود سنگ‌دانه در این مسیر و ضعیف بودن خمیر سیمان در این ناحیه، چسبندگی بین دو بتن تنها عاملی است که در مقابل گسترش ترک مقاومت می‌کند. حال در مسیر ۲ (نمونه‌های یکپارچه)، با توجه به وجود سنگ‌دانه، ناحیه فرآیند شکست شامل مکانیزم قفل و بست سنگ‌دانه‌ای می‌باشد که عامل مقاوم در برابر گسترش ترک را ایفا می‌کند.

هم‌چنین با توجه به نتایج به دست آمده، میزان کاهش مقاومت به دلیل وجود درز در نمونه‌های کششی و انرژی شکست، بیشتر از نمونه برشی می‌باشد؛ دلیل این امر اثرگذاری بیشتر فرآیند زبرسازی در نمونه‌های برشی است که باعث می‌شود قفل و بست ایجاد شده در فصل مشترک، در تحمل نیروی برشی

¹ Aggregate Interlock

² Wall-Effect

کمک کنند؛ در حالی که در نمونه‌های کششی، تاثیر زبرسازی عموماً از طریق افزایش سطح در فصل مشترک بین دو بتن می‌باشد.

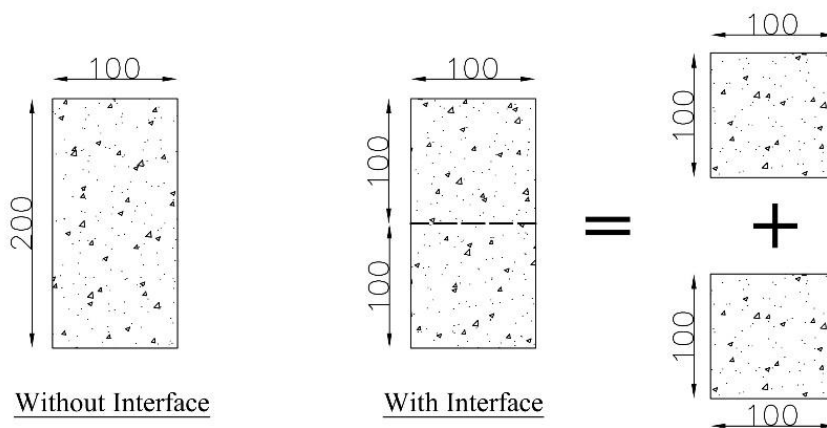


شکل ۳-۶۲: شکل شماتیکی برای توضیح اثر دیوار [۲۹]

مقاومت فشاری نمونه‌های با درز تنها پارامتر مقاومتی است که در این نمونه‌ها، نسبت به نمونه‌های یک‌پارچه بتنی با افزایش همراه بوده است. مقدار این افزایش در نمونه‌های با درز نسبت به نمونه‌های یک‌پارچه در حدود ۷ درصد به‌دست آمده است. برای توضیح این موضوع می‌توان به ۳ عامل زیر اشاره کرد:

- تفاوت در شرایط ساخت و عمل‌آوری نمونه‌ها؛ با توجه به زیاد بودن تعداد نمونه‌ها و نبودن تعداد قالب‌های کافی برای ساخت برخی از نمونه‌ها، ساخت نمونه‌ها در یک مرحله امکان‌پذیر نبوده و در طی چند سری انجام گرفته است. علی‌رغم تلاش برای ثابت نگه داشتن کلیه شرایط در هنگام ساخت و عمل‌آوری نمونه‌ها، برخی عوامل مانند شرایط دمایی برای نمونه‌ها با سری‌های ساخت متفاوت، یکسان نخواهد بود. این امر باعث ایجاد تفاوت در خصوصیات بتن سخت شده خواهد شد.

- بیشتر بودن عمر بتن مربوط به بتن‌ریزی مرحله اول برای نمونه‌های دارای درز در هنگام آزمایش؛ با توجه به شرایط ساخت نمونه‌های دارای درز، در هنگام آزمایش این نمونه‌ها، عمر بتن مربوط به بتن‌ریزی مرحله اول ۳۵ روز (یعنی ۲۸+۷ روز) خواهد بود. به عبارت دیگر، آزمایش این نمونه‌ها، ۲۸ روز پس از بتن‌ریزی مرحله دوم انجام گردیده است. درحالی‌که برای نمونه‌های یک‌پارچه، عمر بتن در هنگام آزمایش ۲۸ روز خواهد بود. این امر در افزایش مقاومت نمونه‌های دارای درز موثر خواهد بود.
- تاثیر اثر اندازه به دلیل تبدیل شدن نمونه استوانه‌ای دارای درز به دو قسمت کوچک‌تر؛ با توجه به شکل ۳-۶۳ و با فرض اینکه نمونه استوانه‌ای دارای درز، از دو نمونه استوانه‌ای کوچک‌تر که به صورت عمودی روی هم قرار گرفته‌اند تشکیل شده است، و با تکیه بر مفهوم اثر اندازه، می‌توان این‌گونه اظهار کرد که مقاومت فشاری هر کدام از نمونه‌های کوچک‌تر، باید بیشتر از نمونه بزرگ‌تر باشد.



شکل ۳-۶۳: نمونه‌های فشاری با و بدون درز

۲-۷-۳ خمش چهار نقطه‌ای

در این قسمت به منظور بررسی رفتار تیرهای ترمیم شده، پارامترهای نظیر حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه‌ها، ظرفیت جذب انرژی، شکل‌پذیری و سختی تسلیم در نمونه‌ها به دست آمده و با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

۱-۲-۷-۳ حداکثر بار^۱

در جدول ۱۶-۳ مقادیر حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه‌ها آورده شده است. با توجه به جدول ۱۶-۳ مشاهده می‌شود که میزان کاهش در حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه‌های ترمیم شده نسبت به نمونه یک پارچه، ناچیز و قابل چشم‌پوشی می‌باشد.

جدول ۱۶-۳: مقایسه حداکثر نیروی تحمل شده توسط نمونه‌های تیر

<i>Beam Identifier</i>	<i>Peak Load (kN)</i>	<i>Reduction (%)</i>
<i>CB</i>	92.1	-
<i>RCB</i>	86.6	5.9
<i>RTB</i>	89	3.3

۲-۲-۷-۳ ظرفیت جذب انرژی^۲

ظرفیت انرژی جذب شده از جمله خصوصیات مهم در مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها و المان‌های سازه‌ای به حساب می‌آید. به طور کلی برای اعضای که تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار می‌گیرند، سطح داخل هر کدام از حلقه‌های تشکیل شده در هر چرخه، به عنوان معیاری برای انرژی جذب شده عضو در نظر گرفته می‌شود. با توجه به اینکه بارگذاری انجام گرفته در این تحقیق به صورت یکنواخت^۳ است، سطح زیر نمودار

¹ Peak load

² Energy absorption capacity

³ Monotonic

بار-تغییرمکان به‌عنوان معیاری برای نشان دادن انرژی جذب شده توسط تیرها در نظر گرفته شده است. جدول ۱۷-۳ انرژی جذب شده توسط هرکدام از تیرها را نشان می‌دهد.

جدول ۱۷-۳: مقایسه انرژی جذب شده توسط نمونه‌های تیر

<i>Beam Identifier</i>	<i>Energy Absorption (kN.mm)</i>	<i>Reduction (%)</i>
<i>CB</i>	2615.9	-
<i>RCB</i>	2303.2	12
<i>RTB</i>	1898	27.4

با توجه به جدول، کاهش در توانایی جذب انرژی تیر ترمیم شده در قسمت کششی نسبت به تیر کنترلی ۲۷ درصد، و بیشتر از ۲ برابر این کاهش در نمونه ترمیم شده در ناحیه فشاری (۱۲ درصد) می‌باشد. دلیل این امر جدا شدن قسمت ترمیمی در نمونه RTB و زوال زود هنگام این تیر نسبت به نمونه‌های CB و RCB می‌باشد.

۳-۲-۷-۳ شکل‌پذیری^۱

توانایی سازه یا المان‌های سازه‌ای در تحمل تغییرشکل‌های غیرالاستیک بزرگ، بدون وارد آمدن خسارت قابل توجه به آن را شکل‌پذیری گویند. مقدار کم شکل‌پذیری به دلیل کاهش ظرفیت استهلاک انرژی^۲ که می‌تواند منجر به شکست ترد در سازه شود، نامطلوب است. برای تعیین ضریب شکل‌پذیری روش‌های مختلفی وجود دارد که در ادامه به ۳ مورد از متداول‌ترین آن‌ها اشاره شده است.

¹ Ductility

² Energy Dissipation Capacity

۱-۳-۲-۷-۳ روش‌های تعیین ضریب شکل پذیری^۱

شکل پذیری براساس تغییر مکان^۲ [۳۰]:

این تعریف از شکل پذیری به صورت رابطه زیر بیان می‌شود.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (۶-۳)$$

در رابطه فوق:

μ_{Δ} : ضریب شکل پذیری براساس تغییر شکل؛

Δ_u : تغییر شکل نهایی^۳؛

Δ_y : تغییر شکل تسلیم^۴.

در این تحقیق از این روش برای محاسبه ضریب شکل پذیری استفاده شده است.

شکل پذیری براساس کرنش^۵ [۳۰]:

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (۷-۳)$$

در رابطه فوق:

μ_{ε} : ضریب شکل پذیری براساس کرنش؛

¹ Ductility Factor

² Displacement Ductility

³ Ultimate Displacement

⁴ Yield Displacement

⁵ Strain Ductility

ϵ_u : کرنش نهایی؛

ϵ_y : کرنش تسلیم.

شکل پذیری براساس انحنای^۱ [۳۰]:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (۸-۳)$$

در رابطه فوق:

μ_ϕ : ضریب شکل پذیری براساس انحنای؛

ϕ_u : انحنای در لحظه نهایی؛

ϕ_y : انحنای در لحظه جاری شدن.

۳-۷-۲-۳-۲ دوخطی کردن منحنی‌های نیرو-تغییر مکان

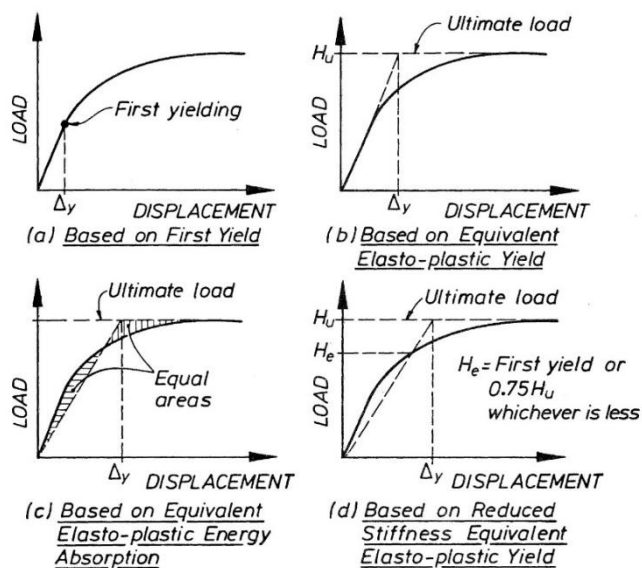
همان‌طور که از روابط تعیین ضریب شکل پذیری مشخص است، برای دستیابی به این پارامتر باید وضعیت جاری شدن و وضعیت نهایی سازه یا عضو سازه‌ای به‌طور واضح مشخص باشد. با توجه به اینکه در اغلب موارد منحنی‌های رفتاری سازه‌ها غیرخطی هستند، نمودار رفتاری باید با یک مدل رفتاری دوخطی ساده‌سازی شود. بدین‌منظور روش‌های متعددی پیشنهاد شده‌اند که از این میان می‌توان به روش پرستلی پائولی، یانگ، روش بیان شده در ATC-40^۲، نشریه ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، استاندارد ۲۸۰۰ و FEMA-273^۳ اشاره نمود. در شکل ۳-۶۴ و شکل ۳-۶۵ تعاریف مختلف برای به‌دست آوردن

^۱ Curvature Ductility

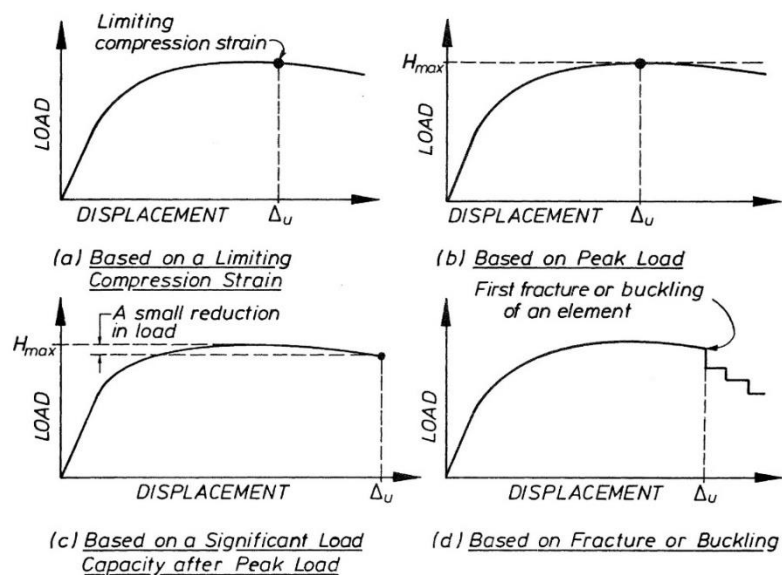
^۲ Applied Technology Council-Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

^۳ Federal Emergency Management Agency

نقاط نظیر جاری شدن و نهایی در منحنی بار-تغییرمکان نشان داده شده است.



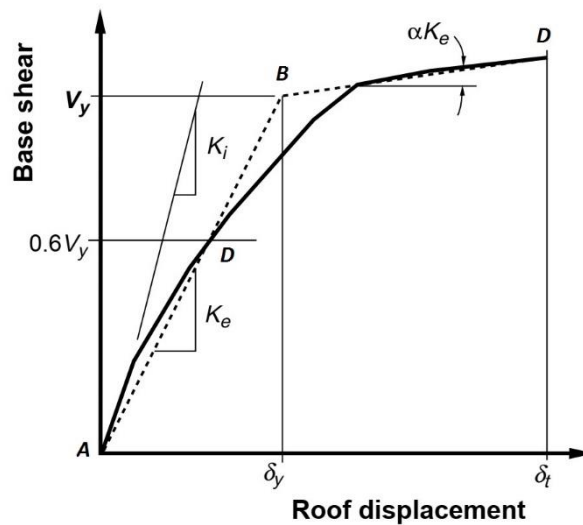
شکل ۳-۶۴: حالت‌های مختلف محاسبه جابجایی نظیر نقطه جاری شدن در منحنی بار-تغییرمکان [۳۱]



شکل ۳-۶۵: حالت‌های مختلف محاسبه جابجایی نظیر نقطه نهایی در منحنی بار-تغییرمکان [۳۱]

روش اتخاذ شده برای دوخطی کردن نمودارها در این تحقیق، روش بیان شده در نشریه ۳۶۰ [۳۲] می‌باشد که مشابه با روش بیان شده در استاندارد ۲۸۰۰ [۳۳] و آیین‌نامه‌های ATC-40 [۳۴] و FEMA-273 [۳۵] است. شرایط دوخطی کردن براساس این روش و مطابق شکل ۳-۶۶ عبارتند از:

۱. مساحت زیر نمودار دوخطی شده و منحنی رفتار غیرخطی برابر باشد؛
۲. طول پاره‌خط AD برابر ۰/۶ طول پاره‌خط AB باشد؛
۳. ارتفاع نقطه B از ارتفاع نقطه C (بیشینه مقدار نیرو در منحنی رفتار غیرخطی) بیشتر نشود.



شکل ۳-۶۶: منحنی ساده شده نیرو-تغییرمکان [۳۵]

با توجه به مشخص بودن نقاط نظیر جاری شدن در نمودار بار-تغییرمکان تیرها در این تحقیق، در این بخش نیازی به دوخطی کردن نمودار آن‌ها نمی‌باشد. با این حال در فصل‌های بعدی از این روش استفاده خواهد شد.

با توجه به منحنی‌های بار-تغییرمکان تیرها، مقادیر ضریب شکل‌پذیری و میزان تغییر آن‌ها نسبت به تیر کنترلی، در جدول ۳-۱۸ آورده شده است.

جدول ۳-۱۸: مقایسه ضریب شکل پذیری تیرها

<i>Beam Identifier</i>	$\Delta_y(mm)$	$\Delta_u(mm)$	μ_Δ	<i>Reduction (%)</i>
<i>CB</i>	2.22	32.65	14.71	-
<i>RCB</i>	2.52	31.06	12.33	16.17
<i>RTB</i>	2.49	25.11	10.08	31.47

مشاهده می‌شود که مقدار شکل پذیری در هر کدام از تیرهای ترمیم شده در قسمت فشاری و کششی نسبت به تیر کنترلی کاهش یافته است. مقدار این کاهش برای نمونه RCB، در حدود ۱۶ درصد و برای نمونه RTB، دو برابر نمونه RCB و در حدود ۳۱ درصد به دست آمده است.

۴-۲-۷-۳ سختی تسلیم^۱

مطابق جدول ۳-۱۹، ترمیم در تیرها بر سختی آن‌ها نیز موثر بوده و باعث کاهش در آن‌ها می‌گردد. مقدار این کاهش نسبت به تیر کنترلی برای هر دو تیر ترمیمی تقریباً یکسان و به ترتیب در حدود ۱۷ و ۱۱ درصد برای نمونه‌های RCB و RTB به دست آمده است.

جدول ۳-۱۹: مقایسه سختی تیرها

<i>Beam Identifier</i>	$\Delta_y(mm)$	$P_y(mm)$	<i>Yield Stiffness (kN/mm)</i>	<i>Reduction (%)</i>
<i>CB</i>	2.22	65.21	29.37	-
<i>RCB</i>	2.52	60.97	24.19	17.64
<i>RTB</i>	2.49	65.03	26.12	11.06

¹ Yield stiffness

فصل چهارم

مدل سازی عددی و

صحت سنجی نتایج

۴-۱ مقدمه

در اکثر سازه‌ها، بتن سازه‌ای جزء اصلی‌ترین مصالح تشکیل‌دهنده است. بررسی آسیب‌پذیری و تعیین سطح عملکرد سازه‌ها نیازمند ارزیابی رفتار غیرخطی مصالح به کار رفته است. بنابراین دو راهکار برای بررسی رفتار غیرخطی مصالح وجود دارد: مطالعات آزمایشگاهی و استفاده از برنامه‌های کامپیوتری. پیچیدگی شرایط مرزی و همچنین محدودیت‌های زمانی و هزینه‌های آزمایشگاهی، رغبت به استفاده از شبیه‌سازی عددی را افزایش می‌دهد. لذا استفاده از برنامه‌های کامپیوتری به دلیل عدم محدودیت‌های فوق‌گزینه مناسبی است. اما مطالعه رفتار واقعی سازه‌ها با استفاده از شبیه‌سازی عددی، نیازمند مدل‌سازی دقیق رفتار غیرخطی مواد است. مدل‌سازی به کمک روش اجزاء محدود^۱ همواره به‌عنوان ابزاری مناسب جهت درک بهتر رفتار پدیده‌های مختلف تلقی می‌گردد. بر این اساس در این فصل به‌منظور بررسی تاثیر وجود درز در اعضا و سازه‌های بتن مسلح، از مدل‌سازی اجزاء محدود استفاده شده است. البته باید توجه داشت که تحلیل‌های عددی بدون وجود نتایج آزمایشگاهی قابل اطمینان نبوده و خروجی حاصل از هر گونه مدل عددی باید با اطلاعات دقیق آزمایشگاهی سازگار باشد تا امکان استفاده از آن مدل فراهم گردد. بدین‌منظور برای بررسی کیفیت مدل، در این فصل نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شود. همچنین قابل ذکر است که خصوصیات مکانیکی حاصل از آزمایش‌های انجام شده در فصل قبل، به‌عنوان ورودی نرم‌افزار در این فصل استفاده شده است.

این فصل از دو بخش، مبانی تئوری در تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن مسلح و مدل‌سازی عددی به همراه صحت‌سنجی نتایج، تشکیل شده است.

^۱ Finite Element Method

۲-۴ مبانی تئوری در تحلیل غیرخطی

۱-۲-۴ تحلیل غیرخطی^۱

به‌طور کلی رفتار غیرخطی در سازه‌ها می‌تواند به ۳ دلیل رخ می‌دهد:

۱. غیرخطی هندسی
۲. رفتار غیرخطی مصالح
۳. تغییر در وضعیت سازه

۱-۱-۲-۴ غیرخطی هندسی

بروز تغییرشکل‌های بزرگ باعث تغییر در هندسه سازه می‌شود که می‌تواند موجب رفتار غیرخطی در سازه شود. در این صورت هنگام محاسبه نیروهای داخلی و تنش‌ها، نمی‌توان این تغییرشکل‌ها را نادیده گرفت.

۲-۱-۲-۴ رفتار غیرخطی مصالح

این نوع رفتار به دلیل وجود رابطه غیرخطی میان تنش و کرنش اتفاق می‌افتد. در این حالت تنش تابعی غیرخطی از کرنش است. معمولاً در مراحل ابتدایی بارگذاری رابطه بین تنش و کرنش خطی است، اما با افزایش بار و افزایش کرنش رفتار مصالح غیرخطی خواهد شد.

۳-۱-۲-۴ تغییر در وضعیت سازه

هم‌چنین رفتار غیرخطی می‌تواند وابسته به وضعیت سازه باشد. در این موارد بروز رفتار غیرخطی

¹ Nonlinear Analysis

ناشی از تغییر ناگهانی سختی سازه است. به عنوان مثال کابلی را در نظر بگیرید که تحت کشش است، با شل شدن کابل سختی آن یک باره از بین خواهد رفت. یا زمانی که بین دو جسم تماس ایجاد شود، سختی سازه دچار تغییرات ناگهانی می گردد.

۲-۲-۴ نحوه حل مسائل غیرخطی در نرم افزار Abaqus

در نرم افزار Abaqus از روشی موسوم به روش اجزای محدود^۱ جهت محاسبات استفاده می شود. در این روش ابتدا مدل به قسمت های کوچکی به نام المان تقسیم می شود و سپس برای محاسبه میزان تغییر شکل و جابجایی مجموعه این المان ها از رابطه ای ماتریسی زیر استفاده می گردد:

$$[F] = [k]. [x] \quad (۱-۴)$$

که در آن $[F]$ ، ماتریس نیرو است که با توجه به بارگذاری ها و شرایط مرزی محاسبه می شود و معلوم است. $[k]$ ، ماتریس سختی است که با توجه به هندسه سازه، ضخامت ورق ها و جنس مواد محاسبه می شود و معلوم است. $[x]$ ، بردار جابجایی می باشد که مجهول است و باید محاسبه گردد. به این مرحله از کار اصطلاحاً پیش پردازش^۲ گفته می شود.

شیوه محاسبه و حل این معادله به طور کاملاً خلاصه به صورت زیر است:

$$[F] = [k]. [x] \rightarrow [k^{-1}]. [F] = [k^{-1}]. [k]. [x] \rightarrow [k^{-1}]. [F] = [x] \quad (۲-۴)$$

پس از مرحله فوق ماتریس جابجایی $[x]$ محاسبه می شود. به این مرحله از کار پردازش^۳ گفته

^۱ Finite Element Method

^۲ Pre-Processing

^۳ Processing

می‌شود و قلب یک نرم‌افزار و نقطه قوت و تمایز میان نرم‌افزارهاست.

با به‌دست آمدن ماتریس جابجایی $[x]$ ، در واقع مقدار جابجایی تمامی گره‌ها به‌دست می‌آید. از روی مقدار جابجایی‌ها و با جای‌گذاری آن‌ها در رابطه $\varepsilon = \Delta L / L_0$ ، کرنش هر المان محاسبه شده و با جای‌گذاری کرنش‌ها در رابطه بنیادی $\sigma = E\varepsilon$ ، تنش‌ها محاسبه می‌گردد. سایر نتایج نیز با استفاده از روابط مکانیکی محاسبه می‌شوند. به این مجموعه عملیات اصطلاحاً پس‌پردازش^۲ گفته می‌شود.

آنچه گفته شد مربوط به مسائل استاتیک بود که در آن‌ها زمان بی‌نهایت است و تغییرات نسبت به زمان آنقدر کند است که در معادلات زمان حذف شده است. هنگامی که زمان در معادله حرکت فنر وارد می‌شود، آن را به‌صورت زیر تغییر داده و تکمیل می‌کند.

$$m\ddot{x} + kx = f(t) \quad (3-4)$$

مشابه همین معادله ولی به صورت ماتریسی در روش اجزای محدود ایجاد می‌شود.

به‌منظور حل مسائل غیرخطی دو نوع فرمول‌بندی^۳ ضمنی^۴ و صریح^۵ ارائه گردیده است. تفاوت میان این دو نوع فرمول‌بندی در روش ریاضی حل معادلات است.

۱-۲-۲-۴ مقایسه روش‌های حل ریاضی در رویکرد صریح و ضمنی

همان‌طور که بیان گردید تفاوت بین دو رویکرد ضمنی و صریح در نوع حل ریاضی معادله است. در ادامه به‌طور مختصر روش حل هر کدام از رویکردها توضیح داده شده است.

¹ Node

² Post-Processing

³ Formulation

⁴ Implicit

⁵ Explicit

۱-۱-۲-۲-۴ رویکرد صریح

فرض می‌کنیم که موقعیت گره‌ها در لحظه n (x_n) از محاسبات قبلی به دست آمده و معلوم است و می‌خواهیم موقعیت گره‌ها را در لحظه $n+1$ (x_{n+1}) بدست آوریم. بدین منظور داریم:

$$m\ddot{x} + kx = f(t) \quad (۴-۴)$$

$$m\ddot{x}_n + kx_n = f_n(t) \quad (۵-۴)$$

آنگاه

$$\ddot{x}_n = m^{-1}(f_n - kx_n) \quad (۶-۴)$$

از معادله فوق \ddot{x}_n بدست می‌آید.

$$\dot{x}_{n+\frac{1}{2}} = \dot{x}_{n-\frac{1}{2}} + \Delta t_n \ddot{x}_n \quad (۷-۴)$$

در این معادله $\dot{x}_{n-\frac{1}{2}}$ معلوم است و $\dot{x}_{n+\frac{1}{2}}$ محاسبه می‌شود.

$$x_{n+1} = x_n + \Delta t_{n+\frac{1}{2}} \dot{x}_{n+\frac{1}{2}} \quad (۸-۴)$$

از رابطه فوق مقدار x_{n+1} محاسبه می‌گردد. پس در رویکرد صریح مقدار $[x]$ در هر لحظه و با توجه به مقادیر سرعت و شتاب در لحظه قبل محاسبه می‌شود. برای پایدار بودن حل صریح باید شرایطی برقرار باشد که در ادامه به آن پرداخته شده است.

۲-۱-۲-۲-۴ رویکرد ضمنی

در این رویکرد فرض می‌کنیم مقادیر موقعیت، سرعت و شتاب‌ها در لحظه n معلوم است. حال

می‌خواهیم موقعیت‌ها را در لحظه $n+1$ به‌دست آوریم. داریم:

$$m\ddot{x} + kx = f(t) \quad (9-4)$$

$$m\ddot{x}_{n+1} + kx_{n+1} = f_{n+1}(t) \quad (10-4)$$

طبق تعریف شتاب در لحظه $n+1$ داریم:

$$\ddot{x}_{n+1} = \frac{(\dot{x}_{n+1} - \dot{x}_n)}{\Delta t_n} \quad (11-4)$$

طبق تعریف سرعت در لحظه $n+1$ داریم:

$$\dot{x}_{n+1} = \frac{(x_{n+1} - x_n)}{\Delta t_n} \quad (12-4)$$

با جایگذاری مقادیر فوق در رابطه اول خواهیم داشت:

$$x_{n+1} = \left(\frac{m}{\Delta t^2} + k\right)^{-1} \cdot \left(f_{n+1} + \frac{m}{\Delta t^2}(2x_n - x_{n-1})\right) \quad (13-4)$$

در این رویکرد x_{n+1} با توجه به مقادیر x_n و x_{n-1} به‌دست می‌آید.

۲-۲-۲-۴ مقایسه کاربرد رویکردهای ضمنی و صریح

با شناخت ماهیت هر کدام از این روش‌ها و با کسب تجربه، انتخاب روش حل مساله ساده خواهد بود. ماهیت هر کدام از این روش‌ها مستقیماً از روش حل ریاضی آن‌ها منتج می‌شود. همان‌طور که در قسمت قبل بیان گردید در روش صریح نتایج در هر لحظه (x_{n+1}) ، مستقیماً از نتایج در لحظه قبل از آن (x_n) به‌دست می‌آید. بدین‌صورت که با در نظر گرفتن سرعت و شتاب المان‌ها در لحظه n و با جایگذاری

در رابطه ۴-۸ موقعیت‌های جدید محاسبه می‌شود. سرعت گره‌ها و المان‌ها به‌طور پیوسته در حال تغییر است. لذا نتایج بدست آمده از این شیوه زمانی صحیح و پایدار خواهد بود که Δt در نظر گرفته شده به اندازه کافی کوچک باشد تا بتواند روند تغییر سرعت و شتاب در گره‌ها را دنبال کند. از این‌جا مشخص است که در روش صریح بازه‌های زمانی بسیار کوچک، و تعداد آن‌ها بسیار زیاد است. از آن‌جایی که روند حل با روش صریح، تغییرات سرعت و شتاب در گره‌ها را دنبال می‌کند، در مسائلی که در آن‌ها محاسبه پارامترهایی از جنس موج (مانند موج تنش) اهمیت دارد، فقط می‌توان از روش صریح استفاده کرد. البته همین امر باعث بروز آشفتگی^۱ در جواب‌ها نیز هست.

در نقطه مقابل در روش ضمنی، بزرگی یا کوچکی Δt اهمیت چندانی ندارد. در این روش معادلات موقعیت (x_n) ، سرعت (\dot{x}_n) و شتاب (\ddot{x}_n) بصورت هم‌زمان و از روش‌های تکرار^۲ حل می‌شوند. در این شیوه اثری از دنبال کردن روند سرعت و شتاب در گره‌ها نیست و لذا دنبال کردن موج‌ها در سازه در این روش بی‌معنی است. در عوض در این شیوه اثری از آشفتگی در جواب دیده نخواهد شد و پاسخی کاملاً یکنوا و ملایم^۳ حاصل می‌شود. به لحاظ تئوری تقریباً تمامی مسائل از هر دو رویکرد قابل تحلیل هستند. اما به‌طور عملی در مسائل زیر استفاده از روش صریح تنها انتخاب است و روش ضمنی همگرا نخواهد شد.

- پدیده‌های دینامیکی سرعت بالا: در پدیده‌های فیزیکی با سرعت بسیار زیاد همانند نیروهای انفجاری و یا نیروهای ضربه‌ای که در یک بازه زمانی بسیار کوچک بار زیادی به سازه وارد می‌شود، همگرا کردن حل در رویکرد ضمنی عملاً غیرممکن است.
- مسائل با برخوردهای پیچیده: در پدیده‌هایی که قطعات مختلفی با هم برخورد می‌کنند از هر ۲ شیوه می‌توان جهت شبیه‌سازی برخورد استفاده کرد. اما هنگامی که تعداد و شدت

¹ Noise

² Iterational

³ Smooth

برخوردها در مدل زیاد می‌شود، عملاً روش ضمنی همگرا نخواهد شد.

- **Postbuckling**: مسائلی که تغییر شکل‌های سازه منجر به تغییر بسیار زیاد استحکام قطعه می‌شود. همانند قطعاتی که دچار کمانش می‌شوند.
- برخی مسائل شبه استاتیکی^۱ که در آنها تغییر شکل‌ها بسیار زیاد است.
- شکست و خرابی در مواد: در مواردی که سازه دچار شکست، ترک و خرابی می‌شود، استفاده از روش صریح مناسب‌تر است.

علی‌رغم مزایایی که برای روش صریح گفته شد، محدودیت‌هایی نیز در این روش وجود دارد که بعضاً به آن‌ها اشاره شد، از آن جمله می‌توان موارد زیر را بیان کرد:

- جواب‌هایی که از طریق این روش محاسبه می‌شوند در مقیاس‌های کوچک به طور ذاتی دارای مقداری آشفتگی هستند که البته با اضافه کردن مقدار کمی میرایی^۲ در روند حل، به مقدار زیادی می‌توان این اختلال را برطرف کرد.
- همان‌طور که در توضیح ماهیت این شیوه گفته شد، در این روش روند حرکت موج در داخل سازه دنبال می‌شود. لذا اگر سرعت حرکت موج در سازه که همان سرعت صوت است، از سرعت حل نرم‌افزار بیشتر شود، جواب‌ها ناپایدار و ناصحیح خواهد بود. به عبارت بهتر، بازه‌های زمانی حل باید به قدری کوچک باشد که بتواند روند حرکت موج را کاملاً دنبال کند.

این مشکل بیشتر در المان‌های کوچک نمایان می‌شود. در این المان‌ها موج تنش به سرعت از المان عبور می‌کند و لذا باید Δt حل را بر اساس سازه کوچک‌ترین المان‌ها تنظیم کرد. در روش ضمنی اساساً

¹ Quasi-Static

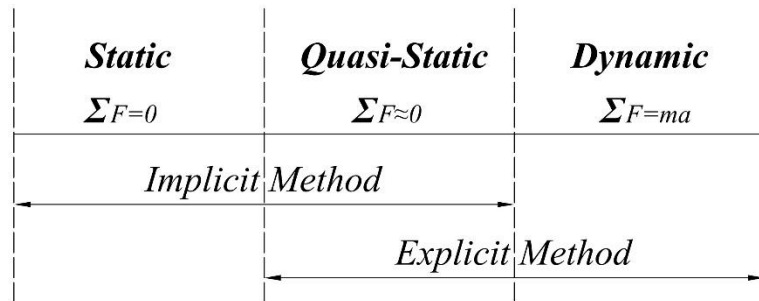
² Damping

چنین محدودیتی وجود ندارد و جواب کاملاً مستقل از Δt است.

شکل ۱-۴ در انتخاب حلگر مناسب، متناسب با مساله مورد نظر، می تواند راه گشا باشد. مطابق با این

شکل، چنان چه به مناطق هم پوشانی دو روش توجه شود، مشاهده می گردد که طیف گسترده ای از مسائل

با هر دو روش قابل بررسی می باشند.



شکل ۱-۴: دامنه کاربرد حلگرهای صریح و ضمنی در آباکوس

۳-۲-۲-۴ پایداری تحلیل و تخمین نمو زمانی در رویکرد صریح

حداکثر نمو زمانی فاکتوری مهم برای پایداری و عملکرد روش صریح است. اگر نمو زمانی از یک

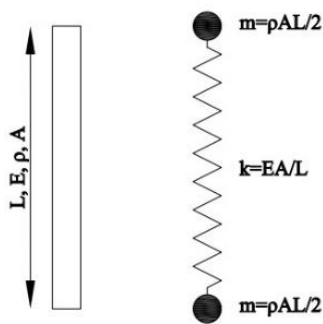
مقدار مشخصی بیشتر شود ممکن است یک ناپایداری عددی اتفاق بیفتد. خواص ماده مورد استفاده و

هم چنین اندازه مش در مدل می تواند بر روی نمو زمانی پایدار تأثیر بگذارد. با توجه به شکل ۲-۴، آباکوس

اندازه نمو زمانی پایدار^۱ (Δt) در روش صریح را با استفاده از بزرگترین فرکانس مدل، به صورت زیر محاسبه

می کند:

^۱ Stable time increment



Bar Spring-mass

شکل ۴-۲: مدل میله و فنر برای محاسبه نمو زمانی پایدار

$$\Delta t = \sqrt{\frac{2m}{k}} = L \sqrt{\frac{\rho}{E}} = \frac{L}{\sqrt{\frac{E}{\rho}}} = \frac{L}{c} \quad (۱۴-۴)$$

که در آن c سرعت صوت و L طول کوتاه‌ترین المان موجود در مدل است. با توجه به رابطه ۴-۱۴، افزایش سختی، کاهش اندازه و چگالی المان، باعث کاهش نمو زمانی پایدار می‌شود. با توجه به ثابت بودن زمان تحلیل (T)، کاهش در نمو زمانی پایدار با افزایش تعداد نمونه‌های زمانی همراه است. افزایش در تعداد نمونه‌های زمانی نیز، باعث افزایش در هزینه محاسبات خواهد شد. البته باید توجه داشت که با کاهش در نمو زمانی پایدار، خطای تحلیل نیز در پایان هر گام محاسباتی کاهش خواهد یافت که این امر خود باعث کاهش در نوسانات منحنی پاسخ خواهد شد. به‌طور مثال برای فولاد داریم:

$$E = 200\text{GPa}, \rho = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \sqrt{\frac{200 \times 10^9}{7850}} = 5047.54 \text{ m/s} \approx 5000 \text{ m/s}$$

$$\Delta t = \frac{L}{5000} \rightarrow L = 5000 \times \Delta t$$

$$\Delta t = 1\mu\text{s} = 10^{-6}\text{s} \rightarrow L_{\min} = 5000 \times 10^{-6} = 5 \times 10^{-3}\text{s} = 5\text{mm}$$

معنی این محاسبات آن است که اگر می‌خواهیم بازه‌های زمانی حل کوچک‌تر از ۱ میکروثانیه نباشد، نباید المانی کوچکتر از ۵ میلی‌متر در مدل وجود داشته باشد! مرسوم‌ترین راه برای غلبه بر این مشکل، مقیاس کردن جرم^۱ است. در مورد مقیاس جرم در قسمت‌های بعد توضیح داده خواهد شد. به‌عنوان نتیجه کلی می‌توان اظهار داشت که در روش صریح کیفیت مش‌بندی موضوعی بسیار با اهمیت و تاثیرگذار است.

۴-۲-۲-۴ مقیاس کردن جرم در رویکرد صریح

در صورتی که مدت زمان شبیه‌سازی^۲ برابر با T باشد، تعداد گام‌های محاسباتی برابر است با:

$$n \approx T \max \left(\frac{c}{L} = \frac{1}{\Delta t} \right) \quad (۱۵-۴)$$

همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد، در روش صریح تخمین گام زمانی پایدار بر اساس المانی انجام می‌شود که دارای کم‌ترین نمو زمانی پایدار باشد. مقیاس کردن جرم به‌طور مصنوعی چگالی ماده را افزایش می‌دهد که این امر منجر به افزایش نمو زمانی پایدار خواهد شد. زمانی که نمو زمانی پایدار افزایش پیدا می‌کند، در مجموع به تعداد نمونه‌های کمتری نیاز خواهد بود تا تحلیل انجام شود و این گونه هزینه محاسباتی کاهش می‌یابد.

۴-۳ مدل‌های بتن ارائه شده در نرم‌افزار Abaqus

در نرم‌افزار آباکوس برای تعریف رفتار غیرخطی بتن می‌توان از یکی از ۳ مدل رفتاری موجود در کتاب‌خانه نرم‌افزار استفاده کرد:

^۱ Mass Scaling

^۲ Time Period

۱. مدل ترک پخشی بتن^۱

۲. مدل ترک خوردگی ترد^۲

۳. مدل خسارت پلاستیک بتن^۳

۱-۳-۴ مدل ترک پخشی بتن

از این مدل می‌توان برای شبیه‌سازی رفتار بتن تحت بارهای یکنواخت و فشار محصورکنندگی پایین استفاده کرد (کمتر از یک پنجم حداکثر تنش مقاوم در حالت تک محوره). در این مدل ترک خوردگی زمانی اتفاق می‌افتد که تنش موجود به حد صفحه گسیختگی برسد. صفحه گسیختگی با تنش معادل^۴ و تنش انحرافی^۵ رابطه خطی دارد. این مدل رفتاری تنها با روش ضمنی به کار برده می‌شود. از طرفی با توجه به غیرخطی بودن بتن، مدت زمان تحلیل به روش ضمنی به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. لذا در صورت حل مسئله به روش صریح، این مدل کارایی ندارد.

۲-۳-۴ مدل ترک خوردگی ترد

این مدل رفتاری برای مدل‌سازی همه نوع المان‌های بتنی به کار برده می‌شود. هم‌چنین از این مدل رفتاری برای مدل‌سازی سنگ‌ها استفاده می‌شود. یکی از ضعف‌های این مدل در نظر نگرفتن خسارت فشاری یا همان خردشدگی در مصالح است. به عبارت دیگر در این مدل، رفتار فشاری بتن به صورت الاستیک خطی است. کاربرد این مدل برای زمانی است که ترک‌های کششی رفتار غالب بر نمونه است و

¹ Concrete Smearred Cracking

² Brittle Cracking

³ Concrete Damage Plasticity

⁴ Equivalent Pressure Stress

⁵ Equivalent Deviatoric Stress

مصالح در فشار دچار ضعف نمی‌شوند. این مدل با روش صریح کاربرد دارد.

۳-۳-۴ مدل خسارت پلاستیک بتن

در این مدل رفتاری ترک خوردگی در بتن با اصلاح سختی المان‌های بتن صورت می‌گیرد. بنابراین بتن ترک خورده یک ماده پیوسته و همگن است که در آن به جای مدل‌سازی ترک‌ها، آسیب‌دیدگی هر المان مدل شده است. در این مدل برخلاف مدل ترک ترد، دو نوع مد خرابی قابل شناسایی است: ایجاد ترک‌های کششی و خردشدگی بتن در فشار. هم‌چنین این مدل توانایی حل مسایل با هر دو روش ضمنی و صریح را دارد. با نگاهی به مقالات معتبر موجود که برای شبیه‌سازی بتن از نرم‌افزار آباکوس استفاده کرده‌اند متوجه می‌شویم تقریباً تمامی آن‌ها مدل اخیر را به کار برده‌اند. در این تحقیق نیز این مدل به کار بسته شده است.

این مدل برای اولین بار توسط لوبلینر^۱ و همکاران [۳۶] توسعه یافت. این مدل علاوه بر مدل‌سازی بتن، توانایی مدل‌سازی رفتار مصالح شبه ترد از جمله سنگ، ملات و سرامیک‌ها را نیز دارد. رفتار بتن در فشار محصورشدگی کم (کمتر از یک پنجم یا یک چهارم مقاومت مشخصه بتن) به صورت شکننده است. در این حالت خرابی بتن در اثر خردشدگی در فشار یا ترک خوردگی در کشش اتفاق می‌افتد. در فشار محصورکنندگی بالا، بتن خاصیت شکنندگی خود را از دست می‌دهد. بنابراین مدل خسارت پلاستیک، برای شبیه‌سازی رفتار بتن در فشار محصورکنندگی بالا کارایی ندارد.

از دیگر قابلیت‌های این مدل عبارتند از:

- توانایی مدل‌سازی بتن ساده و بتن مسلح

^۱ Lubliner

- شبیه‌سازی رفتار بتن تحت بارگذاری یکنواخت، چرخه‌ای و دینامیکی تحت فشار محصورشدگی پایین (فشار محصورشدگی کمتر از یک پنجم مقاومت مشخصه بتن)
- توانایی مدل‌سازی بتن و سایر مصالح نیمه‌شکننده در قالب تیر، خرپا و پوسته
- استفاده از ترکیب تئوری پلاستیسیته ایزوتروپیک و خسارت الاستیک ایزوتروپیک برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی بتن
- قابلیت استفاده به همراه میلگرد برای شبیه‌سازی بتن مسلح
- حساس به نرخ کرنش (نرخ بارگذاری)

به طور کلی مدل خسارت خمیری برای شبیه‌سازی غیرخطی بتن و وقوع خسارت در آن از معیار و قوانین زیر پیروی می‌کند:

۱. معیار تسلیم برای تشخیص شروع تغییرشکل‌های غیرارتجاعی
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

۴-۴ المان‌ها در نرم‌افزار آباکوس

طیف وسیعی از المان‌ها در آباکوس قابل استفاده است که از این جهت توانایی بسیار زیادی را به کاربر می‌دهد تا بتواند انواع مختلف مسائل را مدل کرده و تحلیل نماید.

۱-۴-۴ ویژگی المان‌ها در آباکوس

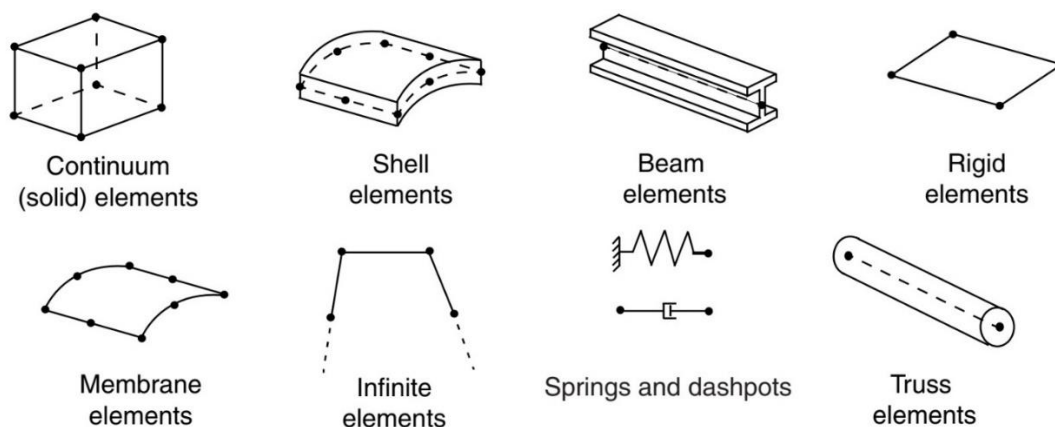
در این بخش با پنج ویژگی یک المان که رفتار آن را معین می‌سازند آشنا می‌شویم. این ۵ ویژگی

عبارتند از:

۱. خانواده
۲. درجات آزادی (که مستقیماً به خانواده المان بستگی دارد)
۳. تعداد گره‌ها
۴. روش فرمول‌بندی
۵. روش انتگرال‌گیری

خانواده: اولین حرف از نام هر المان معرف خانواده آن است. به‌عنوان مثال در المان C3D8R که

در این مدل‌سازی نیز استفاده شده است، حرف C معرف خانواده Continuum است. در شکل ۳-۴ انواع خانواده‌های المان‌هایی که در مسائل تحلیل تنش کاربرد دارند را مشاهده می‌کنید.



شکل ۳-۴: خانواده المان‌های موجود در آباکوس [۳۷]

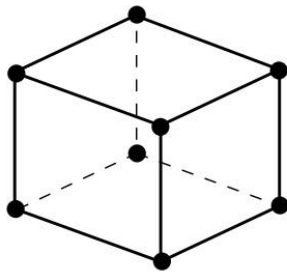
درجات آزادی: درجات آزادی در واقع متغیرهای اصلی می‌باشند که در هنگام تحلیل محاسبه

می‌گردند. برای یک مدل‌سازی تنش- تغییر مکان، درجات آزادی اصلی تغییر مکان‌های گره‌ها می‌باشند.

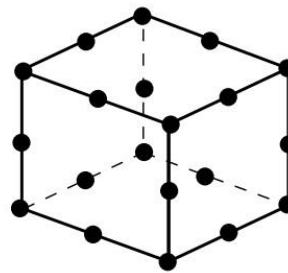
در خصوص المان‌های Shell و Beam دوران در گره‌ها نیز از درجات آزادی است.

تعداد گره‌ها و مرتبه درون‌یابی: تغییر مکان‌ها، دوران‌ها، دما و سایر درجات آزادی اشاره

شده در قسمت قبل تنها در گره‌های یک المان محاسبه می‌گردند. در هر نقطه دیگر داخل المان تغییر مکان را می‌بایست از روی مقادیر گرهی درون‌یابی کرد. معمولا مرتبه این درون‌یابی از روی تعداد گره‌ای یک المان تعیین می‌گردد. المان‌هایی که فقط در گوشه خود دارای گره می‌باشند، مانند المان C3D8 که در شکل ۴-۴ (a) نشان داده شده است، از درون‌یابی خطی در هر جهت استفاده می‌کنند و از این رو المان‌های خطی و یا مرتبه اول نامیده می‌شوند. المان‌هایی که دارای گره در وسط اضلاع خود می‌باشند، مانند المان C3D20 نشان داده شده در شکل ۴-۴ (b)، از درون‌یابی به صورت منحنی درجه ۲ استفاده می‌کنند و از این رو المان‌های سهموی یا مرتبه دوم نام گرفته‌اند.



(a) Linear element
(8-node brick, C3D8)



(b) Quadratic element
(20-node brick, C3D20)

شکل ۴-۴: المان خطی (مرتبه اول) و المان سهموی (مرتبه دوم) [۳۷]

فرمول‌بندی: فرمول‌بندی یک المان به تئوری ریاضی تعیین رفتار المان مربوط می‌شود. همه‌ی

المان‌های مورد استفاده در تحلیل‌های تنش - تغییر مکان از فرمول‌بندی لاگرانژی یا جرم‌کنترل استفاده می‌کنند. در این نوع فرمول‌بندی ماده داخل المان تا انتهای تحلیل داخل المان باقی می‌ماند و نمی‌تواند از مرز المان خارج شود.

انتگرال‌گیری: نرم‌افزار آباکوس از روش‌های عددی جهت انتگرال‌گیری کمیت‌های مختلف در

حجم یک المان استفاده می‌کند. آباکوس رفتار ماده را در هر نقطه انتگرالگیری^۱ با استفاده از روش مربع‌سازی گوس محاسبه می‌کند. روش انتگرال‌گیری و مرتبه المان در دقت جواب‌های بدست آمده از تحلیل تنش-کرنش موثر است. هرچه تعداد نقاط گوسی در حل عددی معادله حاصل از تشکیل ماتریس سختی بیشتر باشد، حل عددی دقیق‌تر خواهد بود. در صورتی که از المان‌های Continuum استفاده شود باید از دو گزینه انتگرال‌گیری کامل^۲ و انتگرال‌گیری کاهش یافته^۳ یکی انتخاب شود. این انتخاب در دقت حل مسئله تاثیر بسزایی خواهد داشت.

۲-۴-۴ المان‌های مورد استفاده

۱-۲-۴-۴ المان Continuum

این نوع از المان‌ها به عنوان المان‌های استاندارد حجمی در آباکوس به‌شمار می‌روند. در آباکوس می‌توان از این المان‌ها در مسائلی با چند لایه از مواد مختلف نیز بهره برد. از این قابلیت در تحلیل مسائل مربوط به مواد مرکب می‌توان استفاده کرد. المان‌های Continuum شامل المان‌هایی با توابع شکل خطی یا درجه ۲ در مسائل یک بعدی، دو بعدی یا سه بعدی هستند. المان صفحه‌ای مثلثی و مستطیلی برای حالت دو بعدی و المان‌های مکعبی، منشوری و شش‌وجهی برای مسائل سه بعدی استفاده می‌شوند. یک المان یک بعدی، دو بعدی و متقارن محوری از نوع Continuum به‌صورت زیر نام‌گذاری می‌شود.

C 3D 20 R H T

C: حرف اول واژه Continuum (محیط پیوسته) است.

3D: به‌معنای المان سه بعدی است. برای المان یک بعدی از حرف 1D، برای المان تنش مسطح از

¹ Integration Point

² Full Integration

³ Reduced Integration

حروف PE، برای المان کرنش مسطح از حروف PS، برای المان دو بعدی از حروف 2D، برای المان تنش صفحه‌ای تعمیم‌یافته از حروف PEG، برای المان متقارن محوری از حروف AX و برای المان متقارن محوری تحت پیچش از حروف GAX استفاده می‌شود.

20: به معنای تعداد گره‌های المان است.

R: به معنای انتگرال کاهش یافته است. در حالت انتگرال کاهش یافته، تعداد نقاط برای محاسبه انتگرال‌ها کاهش پیدا کرده و مدت زمان حل مسئله کوتاه می‌شود ولی در مقابل دقت حل مسئله مقداری کاهش می‌یابد.

H: به معنای المان نوع Hybrid است. هنگامی که ماده کاملاً غیر قابل تراکم در نظر گرفته می‌شود از این نوع المان باید استفاده کرد.

T: به معنای آن است که المان برای تحلیل‌های دما-جاب‌جایی استفاده می‌شود.

۲-۲-۴-۴ المان خریایی^۱

المان خریا، اعضای بلند و باریک سازه هستند که تنها نیروی محوری را انتقال می‌دهند و هیچ‌گونه گشتاوری را انتقال نمی‌دهند. این گونه از المان‌ها در حالت دو بعدی و سه بعدی نیز استفاده می‌شوند. از المان سه گره‌ای خریا که در آباکوس موجود است می‌توان برای مدل‌سازی کابل‌ها نیز استفاده کرد. یک المان خریا به صورت زیر نام‌گذاری می‌شود.

T 3D 2 H

T: حرف اول واژه Truss به معنای خریا است.

3D: بیانگر سه بعدی بودن المان است. حالت 2D نیز برای المان‌های دوبعدی در دسترس است.

2: تعداد گره‌های المان است.

H: حرف اول واژه Hybrid می‌باشد.

¹ Truss

۴-۵ المان چسبنده^۱ و سطح چسبنده^۲

با توجه به پارامترهای به دست آمده از فصل ۳ و داشتن خصوصیات مکانیکی و شکست در درز، در این تحقیق برای مدل سازی درز، از سطوح چسبنده استفاده شده است. در ادامه کاربرد سطوح و المان های چسبنده در شبیه سازی های نرم افزاری و روابط حاکم بر آنها تشریح شده است.

۴-۵-۱ المان چسبنده

یکی از روش های تحلیل رشد و گسترش ترک به وسیله نرم افزار آباکوس، استفاده از المان چسبنده است. بدین منظور در هنگام مدل سازی در نرم افزار، در محل هایی که احتمال ایجاد و رشد ترک وجود دارد، یک لایه المان چسبنده قرار داده می شود. انهدام و حذف این المان ها به معنی رشد ترک در ناحیه مربوطه می باشد. هم چنین این المان ها تنها دارای درجات آزادی انتقالی هستند و درجات آزادی دورانی ندارند.

از المان چسبنده در نرم افزار آباکوس برای مدل سازی موارد زیر می توان بهره جست [۳۷]:

- **Continuum based modeling**: این مورد در مدل سازی تکه های چسب^۳ که در آنها، تکه های چسب دارای ضخامت محدود^۴ می باشند استفاده می شود.
- **Traction versus Separation**: در مواردی که ضخامت لایه چسبنده آنقدر کم است که می توان از آن صرف نظر کرد، باید از فرمولاسیون کشش-جدایش^۵ استفاده کرد. برای مثال برای تحلیل رشد ترک در بین لایه های یک مجموعه کامپوزیتی می توان از این فرمولاسیون

¹ Cohesive Element

² Cohesive Surface

³ Adhesive Patches

⁴ Finite Thickness

⁵ Traction versus Separation

استفاده نمود. با استفاده از این فرمولاسیون، المان چسبنده تنها در حالت اعمال بارگذاری کششی یا برشی دچار آسیب و انهدام می‌شود و در حالت اعمال بارگذاری فشاری دچار آسیب نمی‌شود. هم‌چنین به‌هنگام استفاده از این فرمولاسیون، باید در تمام نواحی که انتظار رشد ترک در آن‌ها وجود دارد، از این المان استفاده شود. در این حالت نیازی به وجود ترک اولیه نیست و هم‌چنین ترک تنها محدود به حرکت در راستایی است که المان‌های چسبنده در آن راستا قرار دارد و نمی‌تواند در سایر نواحی حرکت کند.

- **Gasket**: این مورد تنها به‌هنگام استفاده از حلگر Abaqus/standard قابل استفاده می‌باشد. به‌منظور پیش‌بینی رفتار واشرها و آب‌بندها و یا به‌طور کلی در مواردی که مجموعه تحت بارگذاری تک محوری قرار دارد و از اطراف نیرویی به مجموعه وارد نمی‌شود، می‌توان از المان‌های چسبنده در مدل‌سازی آن‌ها استفاده کرد.

۱-۱-۵-۴ فرمولاسیون المان چسبنده [۳۷]

$$\varepsilon_n = \frac{\delta_n}{T_0} \quad (۱۶-۴)$$

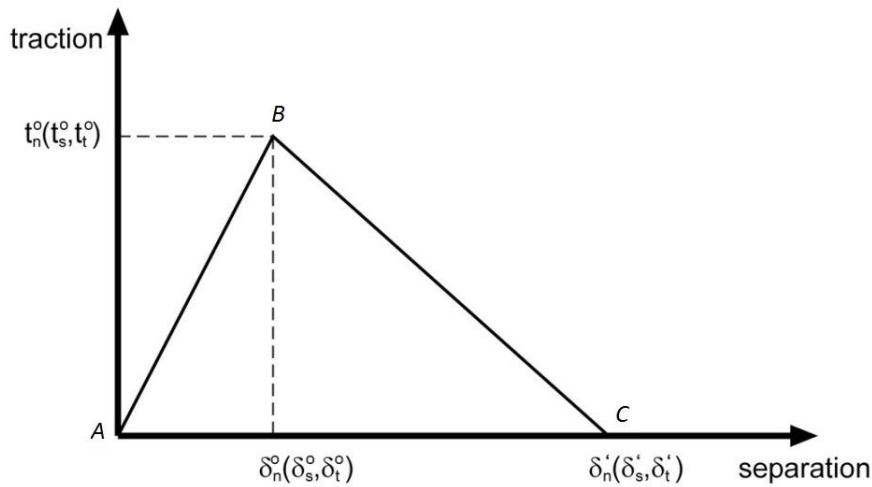
$$\varepsilon_s = \frac{\delta_s}{T_0} \quad (۱۷-۴)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\delta_t}{T_0} \quad (۱۸-۴)$$

در روابط فوق، ε_n ، ε_s و ε_t به‌ترتیب کرنش عمودی و کرنش‌های برشی در جهت اول و دوم و پارامترهای δ_n ، δ_s و δ_t نیز به‌ترتیب جابجایی در راستای عمودی و جابجایی در راستاهای مماسی اول و دوم و T_0 نیز ضخامت اولیه المان چسبنده می‌باشد.

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_{nn} & E_{ns} & E_{nt} \\ E_{ns} & E_{ss} & E_{st} \\ E_{nt} & E_{st} & E_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \\ \varepsilon_t \end{Bmatrix} = E\varepsilon. \quad (19-4)$$

در رابطه فوق، t بردار تنش کششی اسمی و t_n ، t_s و t_t به ترتیب مولفه‌ی قائم و مولفه‌های برشی در جهت اول و دوم محورهای محلی می‌باشند. توجه شود که مدل‌های موجود برای تحلیل المان چسبنده در آباکوس، همگی دارای ناحیه الاستیک خطی هستند. در شکل ۴-۵ پاسخ کشش-جدایش معمولی با یک مکانیزم شکست نشان داده شده است. مطابق با این شکل، ناحیه الاستیک خطی، B نقطه شروع آسیب^۱ و BC ناحیه گسترش آسیب خطی^۲ است.



شکل ۴-۵: پاسخ کشش-جدایش معمول [۳۷]

۴-۵-۱-۲ معیارهای شروع آسیب [۳۷]

در آباکوس ۶ نوع معیار برای تعیین شروع آسیب وجود دارد که در زیر به ۴ مورد از آنها اشاره شده است.

¹ Damage Initiation

² Linear Damage Evolution

معیار اول Maximum nominal stress criterion:

$$\max \left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0} \right\} = 1 \quad (20-4)$$

معیار دوم Maximum nominal strain criterion:

$$\max \left\{ \frac{\langle \varepsilon_n \rangle}{\varepsilon_n^0}, \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s^0}, \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_t^0} \right\} = 1 \quad (21-4)$$

معیار سوم Quadratic nominal stress criterion:

$$\left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_s}{t_s^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_t}{t_t^0} \right\}^2 = 1 \quad (22-4)$$

معیار چهارم Quadratic nominal strain criterion:

$$\left\{ \frac{\langle \varepsilon_n \rangle}{\varepsilon_n^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_t^0} \right\}^2 = 1 \quad (23-4)$$

در روابط فوق، پارامترهای t_n^0 ، t_s^0 و t_t^0 حداکثر تنش‌های اسمی مربوط به مدهای بازشدگی، سر خوردن و پارگی می‌باشند. همچنین پارامترهای ε_n^0 ، ε_s^0 و ε_t^0 به ترتیب حداکثر کرنش‌های اسمی عمودی و برشی در جهت‌های اول و دوم می‌باشند. توجه شود که علامت $\langle t_n \rangle$ یعنی اینکه t_n فقط زمانی اثر می‌کند که مقداری مثبت داشته باشد (بارگذاری از نوع کششی باشد) و در صورت بارگذاری فشاری، عدد صفر در رابطه قرار داده می‌شود و محاسبات براساس t_s (ε_s) و t_t (ε_t) انجام می‌گیرد. قابل ذکر است که در این تحقیق از معیار حداکثر تنش اسمی استفاده شده است. مطابق با این معیار، شروع آسیب زمانی است که هر یک از نسبت حداکثر تنش‌های اسمی (رابطه ۴-۲۰) به مقدار یک برسد.

۳-۱-۵-۴ فرمولاسیون گسترش آسیب [۳۷]

D پارامتر آسیب می‌باشد و آسیب ایجاد شده به وسیله این پارامتر حساب می‌شود. این پارامتر اسکالر در ابتدای تحلیل و قبل از شروع آسیب برابر صفر است و پس از شروع آسیب، دارای مقداری بزرگتر از صفر می‌شود و هنگام کامل شدن آسیب و از بین رفتن ظرفیت باربری، مقداری برابر با یک دارد.

$$t_n = \begin{cases} (1-D)\bar{t}_n, & \bar{t}_n \geq 0 \\ \bar{t}_n & \text{otherwise (no damage to compression stiffness)} \end{cases} \quad (24-4)$$

$$t_s = (1-D)\bar{t}_s \quad (25-4)$$

$$t_t = (1-D)\bar{t}_t \quad (26-4)$$

پارامترهای \bar{t}_n ، \bar{t}_s و \bar{t}_t ظرفیت باربری در حالت بدون آسیب هستند و با ضرب آن‌ها در عبارت $(1-D)$ ، ظرفیت باربری در حالت وجود آسیب بدست می‌آید.

در حالت باربرداری، مقدار آسیب تغییر نکرده و منحنی باربرداری به سمت مبدا مختصات است. در حقیقت به واسطه باربرداری کرنش پلاستیکی ایجاد نمی‌شود.

۲-۵-۴ سطح چسبنده

سطح چسبنده در آباکوس برای شبیه‌سازی فصل مشترک‌هایی استفاده می‌شود که در آن‌ها ضخامت اتصال بسیار ناچیز و قابل صرف نظر کردن است (کمتر از ۱۰ درصد سایر ابعاد). توجه شود که اگر ضخامت اتصال غیر قابل صرف نظر کردن و خصوصیات ماکروسکوپی اتصال مانند سختی و مقاومت در دسترس باشد، بهتر و درست‌تر است که از المان‌های چسبنده و فرمولاسیون‌هایی به غیر از فرمولاسیون کشش-جدایش استفاده شود. در حقیقت در مواردی که به دلیل پیچیدگی هندسه، استفاده از المان

¹ Interface

چسبنده با فرمولاسیون کشش-جدایش مشکل آفرین است (مانند وجود لبه‌های نوک تیز در هندسه سه بعدی) بهتر است که از سطح چسبنده استفاده شود.

در حالت استفاده از سطح چسبنده دیگر نیازی به تعریف یک پارت جدا نیست و خصوصیات مربوط به اتصال به صورت Contact تعریف می‌شود.

۱-۲-۵-۴ فرمولاسیون سطح چسبنده [۳۷]

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & K_{ns} & K_{nt} \\ K_{ns} & K_{ss} & K_{st} \\ K_{nt} & K_{st} & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = K\delta. \quad (۲۷-۴)$$

با مساوی قرار دادن Tractionها در رابطه فوق و رابطه ۴-۱۸ و همچنین با داشتن روابط ۴-۱۵،

۴-۱۶ و ۴-۱۷ داریم:

$$K\delta = E\varepsilon \rightarrow K\delta = E \frac{\delta}{T_0} \rightarrow K = \frac{E}{T_0} \quad (۲۸-۴)$$

با استفاده از رابطه به دست آمده و با محاسبه مقدار مدول یانگ از طریق آزمایش و با داشتن

ضخامت، مقدار K بدست می‌آید.

۲-۲-۵-۴ معیارهای شروع آسیب

این معیارها برای سطح چسبنده نیز مشابه با المان چسبنده، مطابق روابط ۴-۲۰ تا ۴-۲۳ می‌باشد.

۴-۶ منحنی‌های رفتاری در بتن

۴-۶-۱ رفتار بتن در فشار تک محوره

رفتار بتن تحت فشار تک محوره به سه ناحیه، ناحیه الاستیک خطی، ناحیه سخت‌شدگی کرنشی و ناحیه نرم‌شدگی کرنشی تقسیم می‌شود. به طور کلی رفتار بتن تا حدود ۳۰ درصد مقاومت مشخصه خود به صورت الاستیک خطی است. سپس وارد ناحیه غیرخطی سخت‌شدگی کرنشی می‌شود. در این ناحیه، به ازای تنش‌های فشاری در حدود ۳۰ تا ۷۰ درصد مقاومت مشخصه بتن، اتصال بین ملات و سنگ‌دانه‌ها از بین می‌رود و به تدریج ریزترک‌ها به وجود می‌آیند. طی 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 گسیختگی در بتن اتفاق می‌افتد. اصولاً به دست آوردن چنین منحنی‌های رفتاری بتن در آزمایشگاه، به طوری که شاخه نزولی منحنی را نیز شامل شود، فقط در شرایطی میسر است که کنترل آزمایش به صورت جابجایی-کنترل، و نه به صورت نیرو-کنترل باشد. در صورت نبود نتایج آزمایشگاهی، برای دستیابی به نمودار تنش-کرنش بتن، می‌توان از روابط پیش‌بینی رفتار بتن استفاده نمود. در ادامه به برخی از این روابط اشاره شده است.

۴-۶-۱-۱ مدل‌های رفتاری بتن

در بسیاری از موارد به‌هنگام شبیه‌سازی عددی، پیش می‌آید که هیچ‌گونه نتیجه آزمایشگاهی از رفتار بتن در دسترس نیست و تنها پارامتر موجود، مقاومت فشاری بتن است. در این موارد می‌توان از مدل‌های رفتاری بتن بهره جست. از دیگر پارامترهای مورد نیاز برای استفاده از این روابط، مدول الاستیسیته بتن و کرنش‌های نظیر حداکثر مقاومت فشاری (ϵ_0) و کرنش نظیر شکست فشاری بتن

(ε_{cu}) می‌باشد. مقدار مدول الاستیسیته بتن را می‌توان از روابط ذکر شده در جدول ۳-۸ به دست آورد. همچنین کرنش نظیر تنش حداکثر ε_0 ، برای بتن‌های با مقاومت پایین تا بتن‌های با مقاومت بالا ممکن است در محدوده ۰/۰۰۱۵ تا ۰/۰۰۳ متغیر باشد؛ اگرچه می‌توان برای بتن‌های با مقاومت معمولی حدود ۰/۰۰۲ در نظر گرفت. همچنین کرنش نهایی نظیر شکست فشاری بتن ε_{cu} ، برای انواع بتن از ۰/۰۰۳ به بالا خواهد بود. این کرنش برای بعضی از انواع نمونه‌های بتنی تا ۰/۰۰۵ و بالاتر نیز گزارش شده است. در بسیاری از آیین‌نامه‌های طراحی به صورت محافظه کارانه فرض می‌شود که $\varepsilon_{cu} = 0.003$ باشد. با افزایش مقاومت فشاری بتن، کرنش نهایی شکست کاهش می‌یابد و به بیان دیگر، رفتار بتن تحت فشار، تردتر می‌شود [۱۵]. همچنین با استفاده از روابط زیر، مقادیر دقیق کرنش‌های نظیر تنش حداکثر و نهایی، قابل محاسبه می‌باشد [۳۸].

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c1} = 0.0014[2 - \exp(-0.024f_{cm}) - \exp(-0.140f_{cm})] \quad (۲۹-۴)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 - 0.0011[1 - \exp(-0.0215f_{cm})] \quad (۳۰-۴)$$

مدل‌های مختلفی برای رفتار تک محوری فشاری بتن برحسب مقاومت مشخصه و کرنش متناظر با آن ارائه شده است که در ادامه به برخی از این روابط اشاره شده است.

۴-۶-۱-۱-۱ سهمی هاگنستاد^۱ و هاگنستاد اصلاح شده^۲

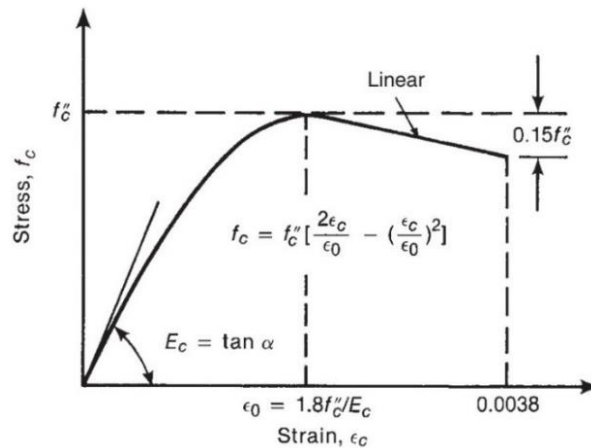
$$f_c = f_c'' \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (۳۱-۴)$$

$$f_c'' = k_s f_c'$$

^۱ Eivind Hognestad

^۲ Modified Hognestad

در رابطه فوق، f_c'' تنش حداکثری است که در عضو بتنی حاصل می‌شود، در حالی که f_c' مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای است. ضریب k_s را می‌توان برای بتن‌هایی با مقاومت‌های فشاری استوانه‌ای ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰ و مساوی یا بزرگتر از ۳۵ مگاپاسکال، به ترتیب برابر ۱/۰، ۰/۹۷، ۰/۹۵، ۰/۹۳ و ۰/۹۲ در نظر گرفت. منحنی هاگنستاد به صورت اصلاح شده نیز در شکل ۴-۶ نمایش داده شده است که در محاسبات، رفتار بهتری را از خود نشان می‌دهد. این مدل رفتاری تا مقاومت فشاری ۴۲ مگاپاسکال بسیار مناسب است.



شکل ۴-۶: منحنی تنش- کرنش فشاری هاگنستاد اصلاح شده [۳۹]

۲-۱-۱-۶-۴ منحنی رفتاری تودسچینی^۱

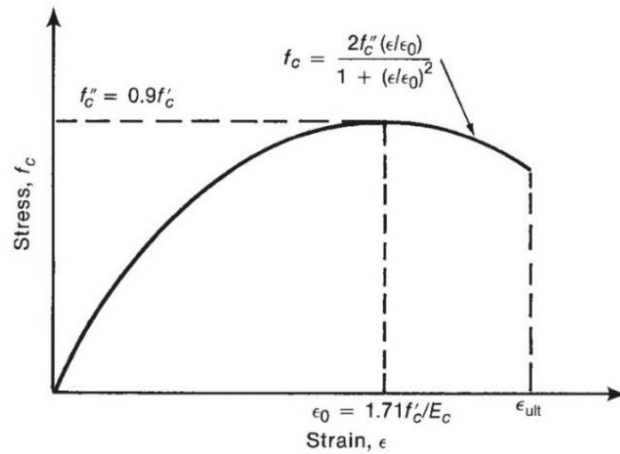
$$f_c = \frac{2f_c'' \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\right)}{1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\right)^2} \quad (۳۲-۴)$$

$$f_c'' = 0.9f_c'$$

$$\epsilon_0 = 1.71 \frac{f_c''}{E_c}$$

^۱ Claudia E. Todeschini

همانند سهمی هاگنستاد، این مدل رفتاری نیز تا مقاومت فشاری ۴۲ مگاپاسکال بسیار مناسب است. این منحنی رفتاری در شکل نمایش داده شده است.



شکل ۴-۷: منحنی تنش- کرنش فشاری تودسچینی [۳۹]

۳-۱-۱-۶-۴ منحنی رفتاری تورنفلدت^۱ و همکاران

$$f_c = \frac{nf_c' \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^{nk}} \quad (۳۳-۴)$$

$$n = 0.8 + \left(\frac{f_c'}{17.5}\right)$$

$$\begin{cases} \text{for } \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right) \leq 1.0 \rightarrow k = 1.0 \\ \text{for } \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right) > 1.0 \rightarrow k = 0.67 + \left(\frac{f_c'}{63}\right) \end{cases}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{f_c'}{E_c} \left(\frac{n}{n-1}\right)$$

¹ Thorendeltd

این مدل برای بتن با مقاومت‌های فشاری در محدوده ۱۵ تا ۱۲۵ مگاپاسکال کاربرد دارد.

۴-۱-۱-۶-۴ سهمی مادرید^۱ [۳۸]

رابطه تنش-کرنش سهمی مادرید تابعی از مدول اولیه E_c و کرنش نظیر مقاومت فشاری متوسط بتن ε_{c1} می‌باشد. گرچه این رابطه توسط کمیته اروپایی-بین‌المللی بتن به‌عنوان یک رابطه خوب شناخته شده است، اما این رابطه برای توصیف صحیح عملکرد بتن به اندازه کافی انعطاف‌پذیر نمی‌باشد. شکل کلی این رابطه به‌صورت زیر است.

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) \right] \quad (۳۴-۴)$$

در نتیجه برای رسیدن به شکل صحیح منحنی تنش-کرنش حاصل از رابطه سهمی مادرید و برابر شدن مقدار ماکزیمم منحنی با مقاومت فشاری متوسط فشاری f_{cm} ، باید نسبت مدول اولیه E_c به مدول سکانت E_{cu} عبور کننده از نقطه $(\varepsilon_{c1}, f_{cm})$ برابر ۲ در نظر گرفته شود، یعنی $\left(\frac{E_c}{E_{cu}} = 2 \right)$.

۴-۱-۱-۶-۵ رابطه دسای و کریشنان^۲ [۳۸]

$$\sigma_c = \frac{E_c \varepsilon_c}{1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2} \quad (۳۵-۴)$$

برای استفاده از این رابطه نیز باید از مقدار E_c به‌دست آمده از تناسب $\left(\frac{E_c}{E_{cu}} = 2 \right)$ استفاده نمود.

^۱ Madrid parabola

^۲ Desay and Krishnan

۶-۱-۱-۶-۴ رابطه آیین نامه اروپا^۱ [۳۸]

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (۳۶-۴)$$

$$k = 1.05 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f'_c}$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

۷-۱-۱-۶-۴ رابطه ماجوسکی^۲ [۳۸]

$$\begin{cases} \sigma_c = E_c \varepsilon_c & \text{if } \sigma_c \leq e_{lim} f_{cm} \\ \sigma_c = f_{cm} \frac{(e_{lim} - 1)^2}{4(e_{lim} - 1)} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2 - f_{cm} \frac{(e_{lim} - 1)^2}{2(e_{lim} - 1)} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right) + f_{cm} \frac{e_{lim}^2}{4(e_{lim} - 1)} & \text{if } \sigma_c > e_{lim} f_{cm} \end{cases} \quad (۳۷-۴)$$

$$E_c = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_c} (2 - e_{lim}); \quad e_{lim} = 1 - \exp\left(\frac{-f_{cm}}{80}\right).$$

۸-۱-۱-۶-۴ رابطه وانگ و سو^۳ [۳۸]

$$\begin{cases} \sigma_c = \zeta f_{cm} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}}\right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}}\right)^2 \right] & \text{if } \frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}} \leq 1 \\ \sigma_c = \zeta f_{cm} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_c / \zeta \varepsilon_{c1} - 1}{\frac{2}{\zeta} - 1}\right)^2 \right] & \text{if } \frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}} > 1 \end{cases} \quad (۳۸-۴)$$

در این رابطه چنانچه اثر آرماتور در نظر گرفته نشود مقدار ζ برابر ۱ در نظر گرفته می شود. همان

گونه که مشاهده می شود، برای استفاده از این رابطه نیازی به مدول الاستیسیته بتن نمی باشد.

¹ EN 1992-1-1

² Majewski

³ Wang & Hsu

$$\sigma_c = \frac{\varepsilon_c}{A + B\varepsilon_c + C\varepsilon_c^2 + D\varepsilon_c^3} \quad (۳۹-۴)$$

$$A = \frac{1}{E_c}; \quad B = \frac{P_3 + P_4 - 2}{P_3 f_{cm}}; \quad C = \frac{2P_4 - 1}{P_3 f_{cm} \varepsilon_{c1}}; \quad D = \frac{P_4 - 1}{P_3 f_{cm} \varepsilon_{c1}};$$

$$P_1 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}}; \quad P_2 = \frac{f_{cm}}{f_{cu}}; \quad P_3 = \frac{E_c \varepsilon_{c1}}{f_{cm}}; \quad P_4 = \frac{P_3(P_2 - 1)}{(P_1 - 1)^2} - \frac{1}{P_1}.$$

برای استفاده از این رابطه نیز باید از مقدار E_c به دست آمده از تناسب $(\frac{E_c}{E_{cu}} = 2)$ استفاده نمود. هم‌چنین مقدار مقاومت فشاری نهایی f_{cu} را می‌توان با قرار دادن مقدار $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ در رابطه ۴-۲۴ به دست آورد.

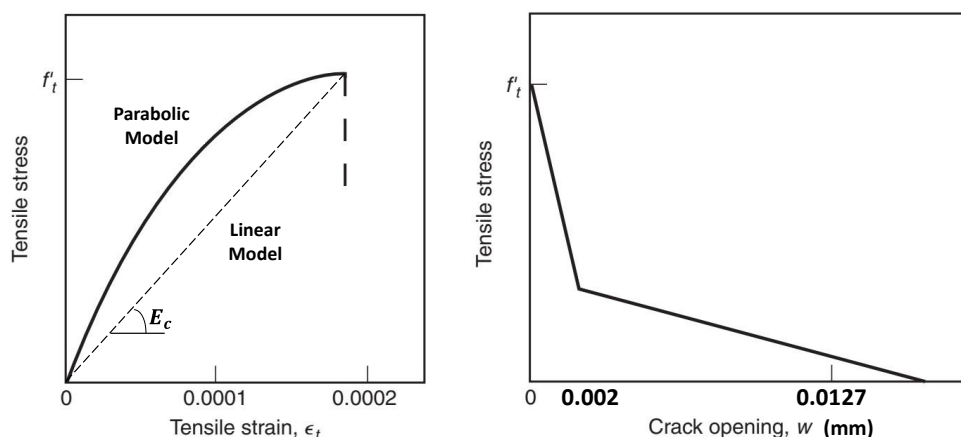
۲-۶-۴ رفتار بتن در کشش تک محوره

منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش را می‌توان به دو فاز قبل و بعد از رسیدن به مقاومت کششی تقسیم کرد. در ناحیه قبل از تنش حداکثر، منحنی تنش-کرنش اندکی رفتار غیرخطی از خود نشان می‌دهد. اگرچه تا حدود تنشی معادل ۵۰ درصد مقاومت کششی بتن، $0.5f'_t$ ، رفتار خطی است. کرنش نظیر تنش حداکثر بتن که با ε'_t نشان داده می‌شود، در کشش خالص در حدود 0.0001 و در کشش ناشی از خمش در حدود 0.00014 تا 0.0002 می‌باشد. منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش را تا حد رسیدن به مقاومت کششی، می‌توان با یک خط مستقیم با شیب E_c و تا تنش f'_t تقریب زد. هم‌چنین می‌توان این منحنی را با یک سهمی درجه دوم در محدوده تنش صفر تا تنش حداکثر و کرنش $\varepsilon'_t = 1.8 \left(\frac{f'_t}{E_c}\right)$ تقریب زد [۳۹]. قسمت صعودی منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش، در شکل ۴-۸ نشان داده شده

¹ Sáenz

است.

پس از رسیدن بتن به مقاومت کششی، در منطقه فرآیند شکست^۱ و در مجاورت نقطه‌ای که مقدار تنش کششی به حداکثر مقدار خود رسیده، ریزترک‌ها پدید می‌آیند؛ این مسئله منجر به نزول سریع ظرفیت کششی همراه با افزایش تغییر طول^۳ در منطقه شکست می‌گردد. در این مرحله، تغییر طول در منطقه فرآیند شکست متمرکز می‌شود؛ در حالی که در باقی نقاط، بار به صورت الاستیک برداشته می‌شود. این مرحله از فرآیند کشش را می‌توان به وسیله نمودار تنش-بازشدگی عرض ترک^۴ نمایش داد که در شکل ۴-۸ نشان داده شده است. در نهایت وقتی که ترک به صورت کامل شکل می‌گیرد (در عرض ترک بسیار کوچک مثلاً در حدود ۰/۰۱۵)، ظرفیت کششی به صفر می‌رسد [۳۹].



شکل ۴-۸: نمودار تنش-کرنش و تنش-بازشدگی عرض ترک تحت بار کششی [۳۹]

بدین منظور آیین‌نامه CEB-FIP برای دستیابی به منحنی رفتاری بتن در کشش، شکل ۴-۹ را

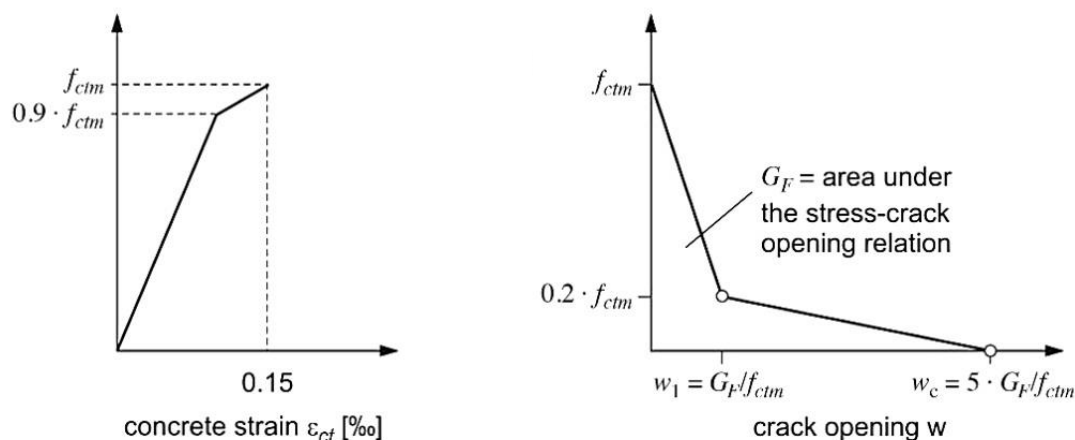
توصیه می‌کند.

¹ Fracture process zone

² Microcrack

³ Elongation

⁴ Stress-Crack opening



شکل ۴-۹: نمودار تنش-کرنش و تنش-بازشدگی عرض ترک تحت بار کششی طبق CEB-FIP [۲۵]

همان طور که در فصل قبل اشاره شد، برخلاف آزمایشات مقاومت فشاری که با روشی استاندارد به دست می‌آید، مقاومت کششی بتن از روش‌های غیر مستقیم به دست می‌آید. دو مشکل اصلی در آزمایش کشش مستقیم وجود دارد. اول اینکه حذف خروج از مرکزیت بار اعمالی به سادگی امکان‌پذیر نمی‌باشد و دومین مساله، جلوگیری از شکست نمونه در محل اعمال بار است. چون در ناحیه نزدیک به محل اعمال بار، وضعیت تنش تک محوری وجود ندارد. از طرفی به دلیل پدیده انقباض^۱ و اثر اندازه^۲، مقاومت کششی به دست آمده از آزمایش کشش مستقیم را نمی‌توان به عنوان مقاومت کششی در سازه در نظر گرفت. آیین‌نامه‌های طراحی مقاومت کششی بتن را به صورت تابعی از مقاومت فشاری آن ارائه داده‌اند که در جدول ۳-۱۱ از فصل ۳ به برخی از این روابط اشاره شده است.

¹ Shrinkage
² Size Effect

۴-۷ مدل سازی عددی

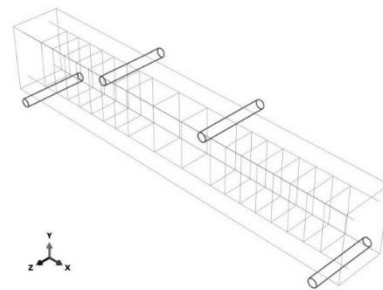
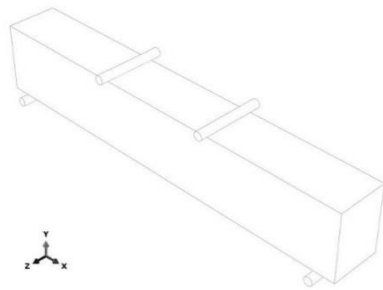
در این بخش شبیه سازی های اجزای محدود غیرخطی با استفاده از نرم افزار آباکوس نسخه ۲۰۱۷ انجام شده است. نمونه های انتخاب شده جهت مدل سازی و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی شامل یک تیر کنترلی و دو تیر ترمیم شده در قسمت های کششی و فشاری می باشند. هم چنین به منظور بررسی تاثیر وجود درز در قاب های بتن آرمه که موضوع بررسی شده در فصل بعدی این تحقیق است، قاب خمشی بتن آرمه یک دهانه و یک طبقه الچار و همکاران [۴۰] شبیه سازی و صحت سنجی می شود.

۴-۷-۱ مدل سازی تیرهای بتن مسلح

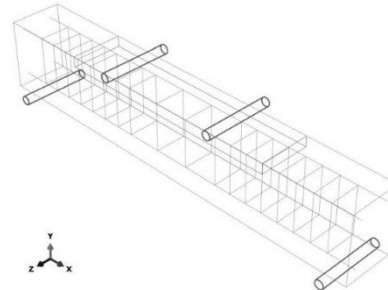
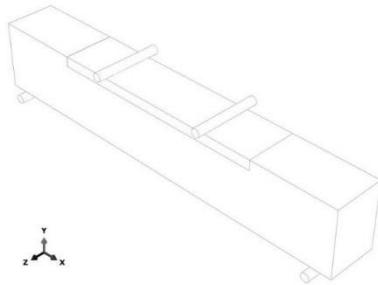
به عنوان اولین مورد برای مدل سازی عددی و به عبارت دیگر تلاش برای کالیبره کردن پارامترهای نرم افزار به منظور استفاده در مدل سازی های بعدی، تیر کنترلی آورده شده در فصل ۳ انتخاب و مدل سازی شده است. سپس هر کدام از تیرهای ترمیم شده در قسمت های کششی و فشاری مدل سازی و نتایج با داده های آزمایشگاهی مقایسه شده است.

۴-۷-۱-۱ هندسه مدل ها

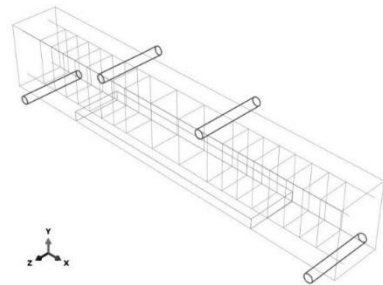
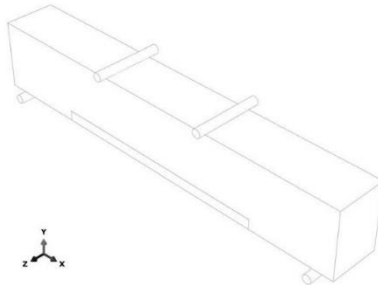
مطابق با ابعاد تیرهای ساخته شده در آزمایشگاه که در فصل ۳ نشان داده شد، شکل ۴-۱۰ هندسه تیرهای بتن مسلح شبیه سازی شده در نرم افزار را نشان می دهد. مدل مورد استفاده از سه بخش عمده بتن، فولاد و شفت های صلب مورد نیاز در نقاط تکیه گاهی و بارگذاری تشکیل شده است.



تیر کنترلی



تیر ترمیم شده در قسمت فشاری



تیر ترمیم شده در قسمت کششی

شکل ۱۰-۴: تیرهای بتن مسلح شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار

۲-۱-۷-۴ نحوه مدل‌سازی و تعریف خصوصیات مکانیکی مصالح

۱-۲-۱-۷-۴ مدل‌سازی بتن

برای مدل‌سازی بتن از المان سه‌بعدی و هشت‌گرهی همگن C3D8R استفاده شده است. حرف R در این المان نشان‌دهنده استفاده از انتگرال‌گیری کاهش یافته است. این نوع المان فاقد درجات آزادی دورانی بوده و هر گره دارای ۳ درجه آزادی انتقالی است. همچنین این نوع المان برای استفاده در تحلیل‌های غیرخطی شامل تماس، تغییرشکل‌های بزرگ، پلاستیسیته و خرابی به کار می‌رود. برای

مدل‌سازی رفتار بتن از مدل خسارت پلاستیک بتن که تعمیم یافته معیار شکست دراکر-پراگر^۱ می‌باشد استفاده شده است. پارامترهای مورد نیاز برای مدل خسارت پلاستیک بتن مطابق جدول ۴-۱ در نظر گرفته شده است. همچنین خصوصیات مکانیکی در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی در جدول ۴-۲ آمده است.

جدول ۴-۱: خصوصیات مربوط به مدل خسارت پلاستیک بتن برای مدل‌سازی تیرها

<i>Dilation Angle</i>	<i>Eccentricity</i>	<i>Fb0/fc0</i>	<i>K</i>	<i>Viscosity Parameter</i>
32	0.1	1.16	0.667	0

جدول ۴-۲: خصوصیات مکانیکی بتن برای مدل‌سازی تیرها

<i>Mass Density (kg/m³)</i>	<i>Young's Modulus (MPa)</i>	<i>Poisson's Ratio</i>
2425.9	32758	0.2

شکل ۴-۱۱ و شکل ۴-۱۲ نیز به ترتیب رفتار فشاری و کششی تعریف شده برای بتن در نرم‌افزار را نشان می‌دهد. قابل ذکر است که منحنی تنش-کرنش فشاری بتن که در آزمایشگاه بدست می‌آید دارای مقداری نویز^۲ است که این امر می‌تواند باعث خطا حین تحلیل در نرم‌افزار آباکوس و به خصوص در هنگام تعریف پارامتر خرابی شود. به همین دلیل با استفاده از ابزار برازش منحنی^۳ در نرم‌افزار متلب، نمودار به صورت خطی صاف و با شیب‌های ملایم تبدیل شده است.

برای رفتار کششی بتن، مطابق با راهنمای نرم‌افزار آباکوس، نمودار نشان داده شده در شکل ۴-۱۲، تعریف شده است. ویژگی‌های تعریف شده برای نمودار تنش-کرنش کششی بتن بر طبق این راهنما [۳۷]:

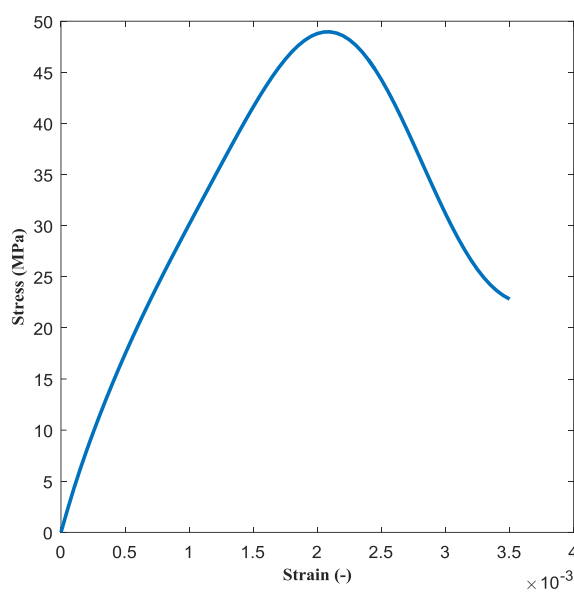
۱. کرنش نهایی کششی بتن، تا کرنش حدود ۱۰ برابر کرنش ترک‌خوردگی ادامه یابد.

¹ Drucker-Prager

² Noise

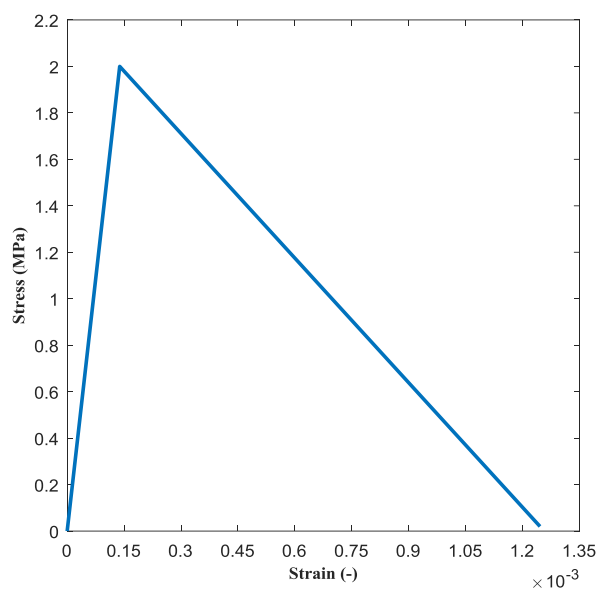
³ Curve fitting

۲. همواره ۱ درصد از مقاومت کششی را در محاسبات به منظور جلوگیری از ناپایداری‌های عددی باید لحاظ نمود. البته در صورتی که کاربر تنش نهایی بتن را به صفر برساند، نرم‌افزار به صورت خودکار با دادن یک هشدار^۱، ۱ درصد مقاومت کششی را در محاسبات لحاظ می‌کند.



شکل ۴-۱۱: نمودار تنش-کرنش فشاری بتن به منظور مدل‌سازی تیرها

¹ Warning



شکل ۴-۱۲: نمودار تنش-کرنش کششی بتن به منظور مدل سازی تیرها

۴-۷-۱-۲-۲ مدل سازی آرماتورها

برای مدل سازی المان‌های رشته‌ای در نرم‌افزار آباکوس از دو نوع المان تیر^۱ و خرپا^۲ می‌توان استفاده نمود. تفاوت این دو نوع المان در قابلیت تحمل تنش‌های ناشی از خمش و برش می‌باشد. با توجه به ناچیز بودن سطح مقطع میلگردها نسبت به سطح مقطع سازه‌ی بتنی در عضوهای بتن مسلح، می‌توان از تاثیرات خمشی و برشی میلگردها صرف نظر کرده و آن‌ها را به صورت خرپایی (دو نیرویی) در نظر گرفت. با این کار علاوه بر آنکه از دقت نتایج کاسته نمی‌شود، تعداد درجات آزادی نیز کاهش قابل توجهی پیدا می‌کند که در سرعت تحلیل اهمیت زیادی دارد. در این تحقیق به منظور مدل سازی آرماتورها از المان سه‌بعدی و دو گرهی T3D2 استفاده شده است. برای مهار آرماتورها در بتن و لحاظ کردن اندرکنش بین آرماتورها و بتن، آرماتورها به صورت مدفون شده^۳ در بتن تعریف شده‌اند. با این کار درجات آزادی میلگردها، با درجات

¹ Beam Element

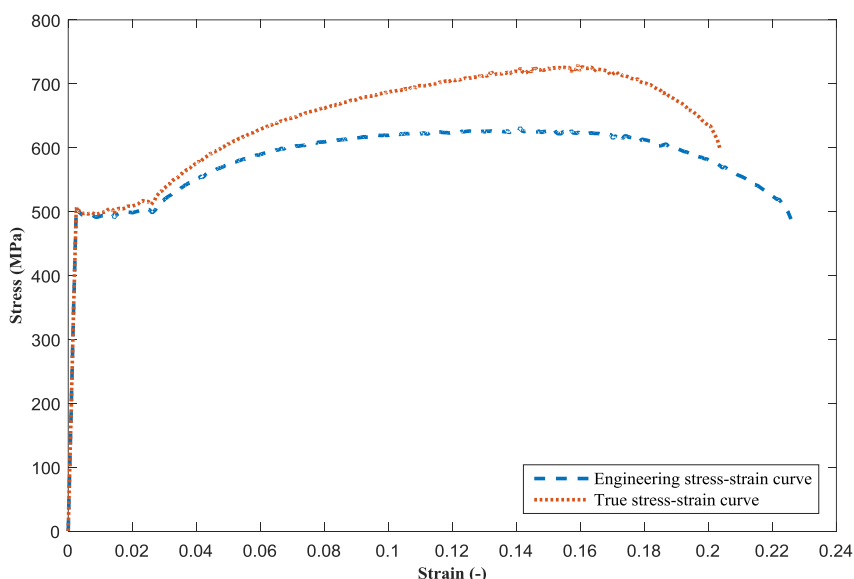
² Truss Element

³ Embedded

آزادی بتن اطراف آن یکسان خواهد شد. مشخصات مکانیکی و رفتار میلگردها با توجه به فصل ۳ و نتایج آزمایشگاهی مطابق جدول ۳-۴ و شکل ۱۳-۴ تعریف شده است.

جدول ۳-۴: خصوصیات مکانیکی میلگردها برای مدل سازی تیرها

<i>Mass Density</i> (kg/m^3)	<i>Young's Modulus</i> (MPa)	<i>Poisson's Ratio</i>
7850	200000	0.3



شکل ۱۳-۴: نمودار تنش-کرنش میلگردها برای مدل سازی تیرها

توجه شود که منحنی رفتاری فولاد که از آزمایشگاه بدست می آید به صورت تنش ها و کرنش های اسمی (مهندسی)^۱ می باشند. به منظور تعریف رفتار میلگردها در نرم افزار از نمودار تنش-کرنش حقیقی^۲ استفاده شده است. برای تبدیل مقادیر تنش ها و کرنش های مهندسی به حقیقی از روابط زیر استفاده می شود [۳۷].

$$\sigma_t = \sigma_e(1 + \varepsilon_e) \quad (۴۰-۴)$$

^۱ Nominal (Engineering) stress and strain

^۲ True stress-strain

$$\varepsilon_t = \ln(1 + \varepsilon_e)$$

(۴۱-۴)

که پارامترهای استفاده شده در روابط فوق عبارتند از:

σ_t : تنش حقیقی؛

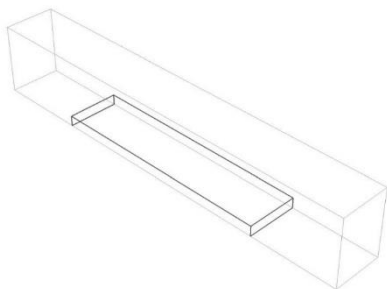
σ_e : تنش مهندسی؛

ε_t : کرنش حقیقی؛

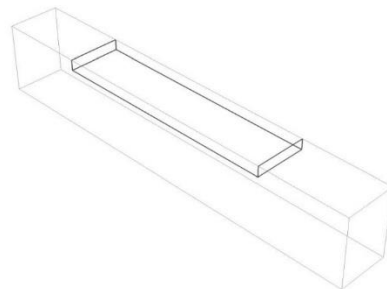
ε_e : کرنش مهندسی.

۴-۷-۱-۲-۳ مدل سازی درز

در تیرهایی که دارای قسمت ترمیم شده هستند، برای اعمال شرایط تماسی بین بتن جدید و قدیم در محل درز، به جای تعریف المانی جدید، خصوصیات مکانیکی درز به طور مستقیم به سطح تماس آنها اختصاص داده شد. علت این امر ضخامت بسیار ناچیز لایه تماسی بین بتن جدید و قدیم است. شکل ۴-۱۴ محل تعریف سطح تماس در تیرهای ترمیم شده را نشان می دهد.



(ب) ترمیم شده در قسمت کششی

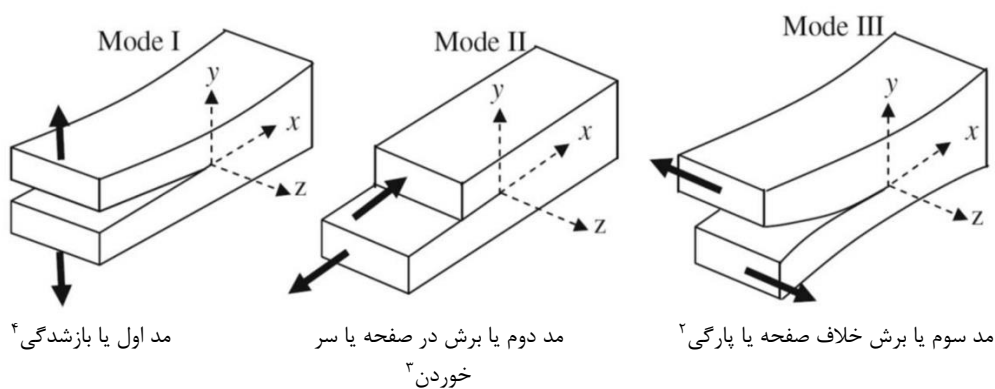


(الف) ترمیم شده در قسمت فشاری

شکل ۴-۱۴: محل سطح چسبنده در تیرهای ترمیم شده

در نرم افزار آباکوس چسبندگی سطح در سه راستا قابل تعریف است. این سه راستا عبارتند از: دو

مولفه موازی با سطح و یک مولفه عمود بر سطح. مولفه‌های موازی با سطح نشان‌دهنده مقاومت‌های برشی سطح در دو جهت و مولفه عمودی نشان‌دهنده مقاومت کششی سطح است. در واقع این سه مولفه نشان‌دهنده مدهای پایه ترک خوردگی در علم مکانیک شکست^۱ می‌باشد که در شکل ۴-۱۵ آمده است.



شکل ۴-۱۵: مدهای ترک خوردگی در مکانیک شکست

با توجه به فصل ۳ و داشتن مقادیر آزمایشگاهی مقاومت‌های کششی، برشی و انرژی شکست بتن، این مقادیر مطابق جدول ۴-۴ به سطح بین بتن جدید و قدیم اختصاص داده شده است. با توجه به همگن فرض شدن بتن در مدل‌سازی، مقاومت‌های برشی جهت‌های ۱ و ۲ با یکدیگر برابر خواهند بود.

جدول ۴-۴: خصوصیات مربوط به درز

<i>Maximum nominal stress, Normal Only</i> (MPa)	1.79
<i>Maximum nominal stress, Shear-1 Only</i> (MPa)	4.55
<i>Maximum nominal stress, Shear-2 Only</i> (MPa)	4.55
<i>Fracture Energy</i> ($J/m^2 = N/m$)	24.14

¹ Fracture Mechanic

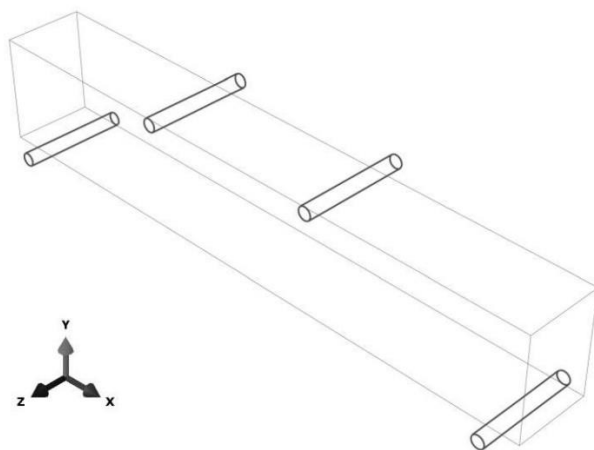
² Out-of-plane shear mode or tearing mode

³ In-plane shear mode or sliding mode

⁴ Opening mode

۴-۷-۱-۲-۴ مدل‌سازی شرایط مرزی و نحوه بارگذاری

در مدل‌سازی خمش چهار نقطه‌ای کلیه تیرها، به‌منظور شبیه‌سازی دقیق‌تر فرآیند انجام آزمایش، به‌جای اختصاص شرایط تکیه‌گاهی و اعمال نیرو به گره‌های تیر (بسیار رایج در مدل‌سازی‌های اجزا محدود)، از شفت‌هایی مطابق شکل ۴-۱۶ برای تکیه‌گاه‌ها، و همچنین اهرم‌های اعمال بارگذاری استفاده شده است. این شفت‌ها به‌صورت قطعات پوسته‌ای صلب و از نوع Discrete Rigid می‌باشند. خاصیت قطعات صلب این است که محاسباتی مانند تنش و کرنش برای آن‌ها انجام نمی‌گیرد و هیچ تغییر شکلی نیز در این قطعات در حین تحلیل به‌وجود نمی‌آید. نکته دیگر در مورد این قطعات آن است که نیازی به تعریف مصالح نداشته ولی باید مش‌بندی روی آن‌ها انجام گیرد.



شکل ۴-۱۶: نحوه قرارگیری شفت‌های صلب در مدل‌سازی خمش چهار نقطه‌ای تیرها

کلیه درجات آزادی انتقالی و دورانی شفت‌های تکیه‌گاهی بسته می‌باشند. در مورد شفت‌های اعمال بارگذاری نیز تمامی درجات آزادی غیر از جابجایی در جهت محور y (به‌منظور اعمال بارگذاری از نوع جابجایی-کنترل و به اندازه ۲۸ میلی‌متر) بسته می‌باشد. همچنین ضریب اصطکاک 0.15 برای سطح تماس شفت‌ها و تیر تعریف شده است. نیروی وارد بر تیر از مجموع عکس‌العمل‌های شفت‌ها در حین جابجا کردن تیر در جهت محور y بدست آمده است. همچنین برای اندازه‌گیری جابجایی وسط دهانه تیر

در نمونه‌های مدل‌سازی شده، مطابق با محل اندازه‌گیری جابجایی توسط LVDT در نمونه‌های آزمایشگاهی، پارتیشنی در وسط تیر ایجاد شده و جابجایی در آن نقاط ثبت گردید.

۲-۷-۴ مدل‌سازی قاب

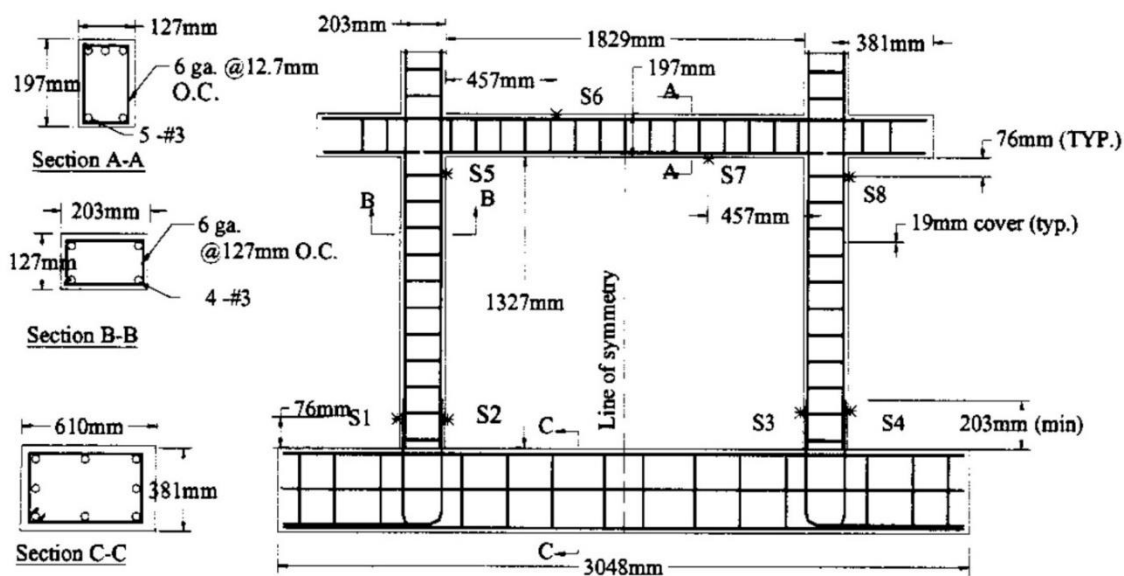
در اینجا به منظور بررسی تاثیر وجود درز در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه که موضوع مورد بحث در فصل بعدی این تحقیق است، قاب خمشی یک طبقه و یک دهانه الچار [۴۰] شبیه‌سازی شده است.

۱-۲-۷-۴ داده‌های تحقیق الچار به منظور مدل‌سازی عددی

مشخصات هندسی و جزئیات آرماتورگذاری این مدل آزمایشگاهی مطابق با جدول ۴-۵ و شکل ۴-۱۷ می‌باشد.

جدول ۴-۵: مشخصات قاب الچار [۴۰]

<i>Parameter</i>	<i>Model</i>
<i>Bay width</i>	2.032 mm
<i>Bay height</i>	1.524 mm
<i>Column depth</i>	203 mm
<i>Column width</i>	127 mm
<i>Beam depth</i>	197 mm
<i>Beam width</i>	127 mm
<i>Column longitudinal reinforcement</i>	4#3 ($\rho = 0.011$)
<i>Column tie</i>	6 gage at 152 mm ($\rho = 0.0065$)
<i>Beam longitudinal reinforcement</i>	4#3 top ($\rho = 0.011$) 2#3 bottom ($\rho = 0.006$)
<i>Beam ties</i>	6 gage at 76 mm ($\rho = 0.013$)



شکل ۴-۱۷: مشخصات مقاطع و جزئیات آرماتورگذاری قاب الچار و همکاران [۴۰]

توجه شود که شماره میلگردهای داده شده در تحقیق الچار، مطابق با استاندارد آمریکا می باشد.

براین اساس برای میلگرد #3 داریم:

U.S. rebar size chart

Imperial bar size	Metric bar size (soft)	Linear Mass Density		Nominal diameter		Nominal area	
		lb/ft	(kg/m)	(in)	(mm)	(in ²)	(mm ²)
#3	NO. 10	0.376	0.561	0.375 = 3/8	9.525	0.11	71

مشخصات مکانیکی بتن و آرماتور نیز به ترتیب مطابق جدول ۴-۶ و جدول ۴-۷ می باشد.

جدول ۴-۶: مشخصات مکانیکی بتن در مدل الچار

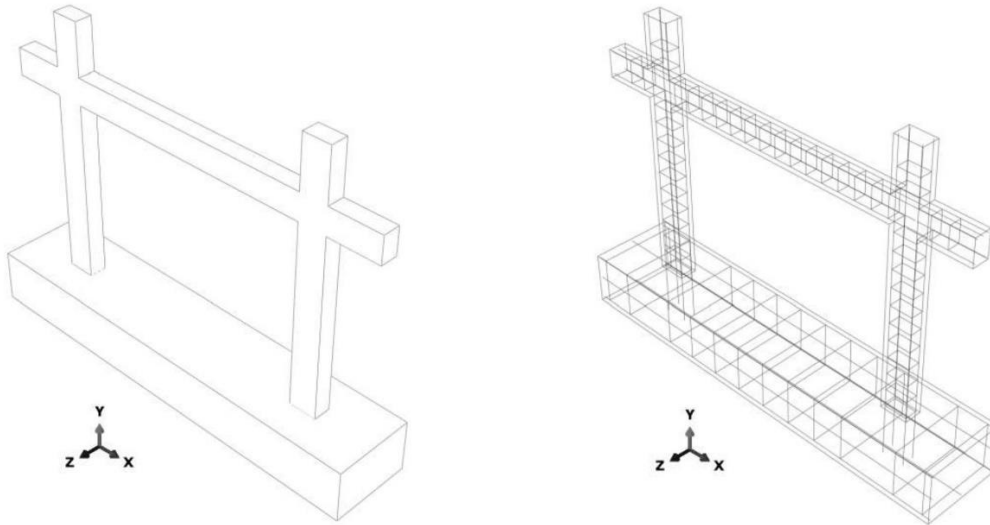
<i>Compressive Strength (MPa)</i>	<i>Young's Modulus (MPa)</i>
38.438	29992

جدول ۴-۷: مشخصات مکانیکی آرماتورها در مدل الچار

<i>Yield Strength (MPa)</i>	<i>Young's Modulus (MPa)</i>
338.5	200000

۲-۲-۷-۴ هندسه مدل

شکل ۱۸-۴ قاب شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس را نشان می‌دهد.



شکل ۱۸-۴: قاب بتن مسلح شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار

۳-۲-۷-۴ نحوه مدل‌سازی و تعریف خصوصیات مکانیکی مصالح

۱-۳-۲-۷-۴ مدل‌سازی بتن

همانند پارامترهای اختیار شده برای مدل‌سازی تیرها، در این قسمت نیز برای مدل‌سازی بتن در نرم‌افزار از المان C3D8R و مدل خسارت پلاستیک بتن استفاده شده است. پارامترهای اختیار شده به صورت زیر می‌باشند.

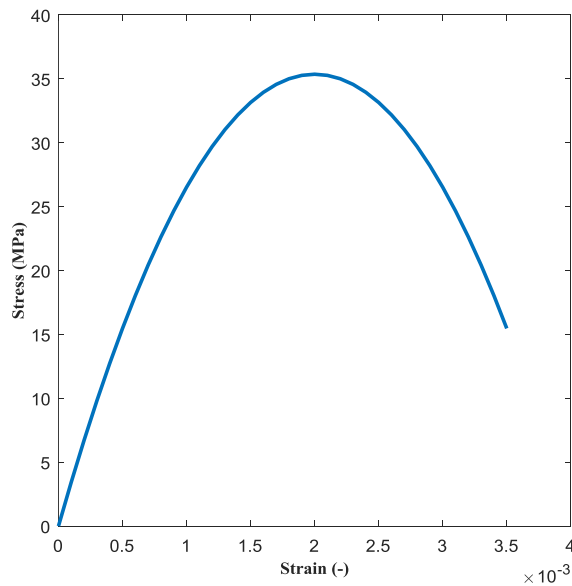
جدول ۸-۴: خصوصیات مربوط به مدل خسارت پلاستیک بتن

<i>Dilation Angle</i>	<i>Eccentricity</i>	<i>Fb0/fc0</i>	<i>K</i>	<i>Viscosity Parameter</i>
32	0.1	1.16	0.667	0

جدول ۴-۹: خصوصیات مکانیکی بتن

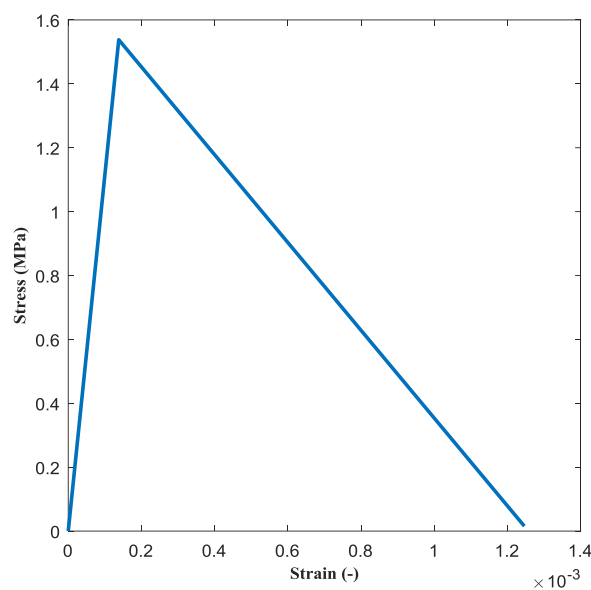
<i>Mass Density (kg/m^3)</i>	<i>Young's Modulus (MPa)</i>	<i>Poisson's Ratio</i>
2400	29992	0.2

با توجه به نبود داده‌های آزمایشگاهی برای تعریف رفتار فشاری و کششی بتن، می‌توان از مدل‌های پیش‌بینی رفتار بتن، جهت مدل‌سازی استفاده نمود. بدین منظور برای رفتار فشاری بتن از مدل رفتاری هاگنستاد^۱ استفاده شده است. شکل ۴-۱۹ رفتار فشاری بدست آمده بتن با استفاده از این مدل را نشان می‌دهد. هم‌چنین به منظور رفتار کششی بتن در این مدل از شکل ۴-۲۰ استفاده شده است.



شکل ۴-۱۹: نمودار تنش- کرنش فشاری بتن به منظور مدل‌سازی قاب

¹ Hognestad



شکل ۴-۲۰: نمودار تنش-کرنش کششی بتن به منظور مدل سازی قاب

۴-۷-۲-۳-۲ مدل سازی آرماتورها

المان استفاده شده همانند قسمت قبل T3D2 و به صورت مدفون در بتن مدل سازی شده است.

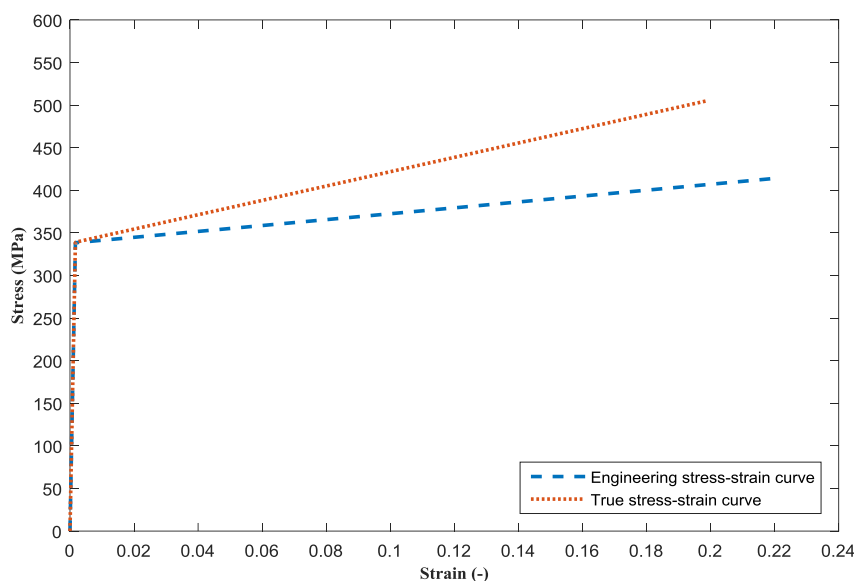
خصوصیات مکانیکی اختیار شده نیز مطابق جدول ۴-۱۰ می باشد.

جدول ۴-۱۰: خصوصیات مکانیکی میلگردها برای مدل سازی قاب

<i>Mass Density</i> (kg/m^3)	<i>Young's Modulus</i> (MPa)	<i>Poisson's Ratio</i>
7850	200000	0.3

منحنی رفتاری تعریف شده برای آرماتورها به صورت دوخطی و مطابق شکل ۴-۲۱ می باشد. در

اینجا نیز از منحنی تنش-کرنش حقیقی برای مدل سازی استفاده شده است.

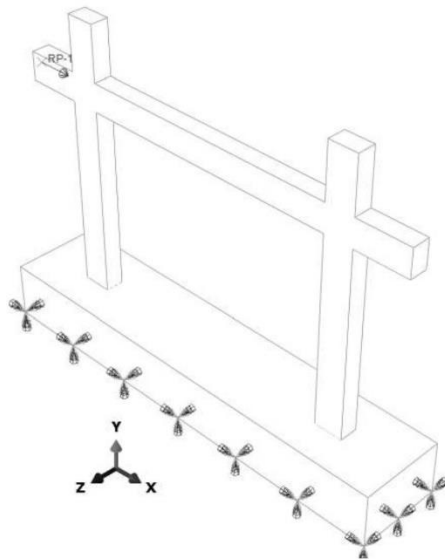


شکل ۴-۲۱: نمودار تنش-کرنش میلگردها برای مدل‌سازی قاب

۴-۷-۲-۳-۳ مدل‌سازی شرایط مرزی و نحوه بارگذاری

شرایط تکیه‌گاهی و نحوه اعمال بارگذاری قاب مطابق شکل ۴-۲۲ تعریف شده است. بدین‌منظور کلیه درجات آزادی گره‌های موجود در قسمت زیرین پی بسته شده است. همچنین به‌منظور کاهش در زمان تحلیل قاب، جابجایی خارج از صفحه آن در چندین نقطه بسته شده است. بارگذاری به‌صورت بار افزون و در جهت محور x و از طریق یک نقطه مرجع^۱ که به محل اعمال بار در قاب، با استفاده از قید Rigid Body و گزینه Tie بسته شده است، اعمال گردیده است. همچنین مقادیر نیرو و جابجایی که به‌عنوان خروجی تحلیل برای رسم نمودار بار-تغییر مکان مورد نیاز است، با استفاده از نقطه مرجع تعریف شده به‌دست آمده است.

¹ Reference Point (RP)



شکل ۴-۲۲: شرایط تکیه‌گاهی و نحوه اعمال بار در قاب

۴-۸ صحت‌سنجی نتایج

در این قسمت نتایج بدست آمده از مدل‌سازی عددی و داده‌های آزمایشگاهی با هم مقایسه و مورد بررسی قرار می‌گیرند. قابل ذکر است که در این پایان نامه، برای حل عددی آزمایش خمش چهار نقطه‌ای و بارگذاری قاب از روش صریح^۱ موجود در کتاب‌خانه نرم‌افزار استفاده شد. این روش عموماً برای حل مسائل دینامیکی به کار می‌رود. علت استفاده از این روش به جای روش ضمنی^۲، مشکلات مربوط به همگرایی در روش ضمنی است. این مشکلات عموماً ناشی از معادلات غیرخطی و شرایط پیچیده تماسی است. با توجه به آنکه شرایط بارگذاری آزمایشگاه به صورت شبه‌استاتیکی^۳ است، انرژی جنبشی^۴ سیستم ناچیز خواهد بود. در نرم‌افزار آباکوس، برای حصول اطمینان از ارضای شرایط شبه‌استاتیک، انرژی جنبشی سیستم با

^۱ Explicit

^۲ Implicit

^۳ Quasi-Static

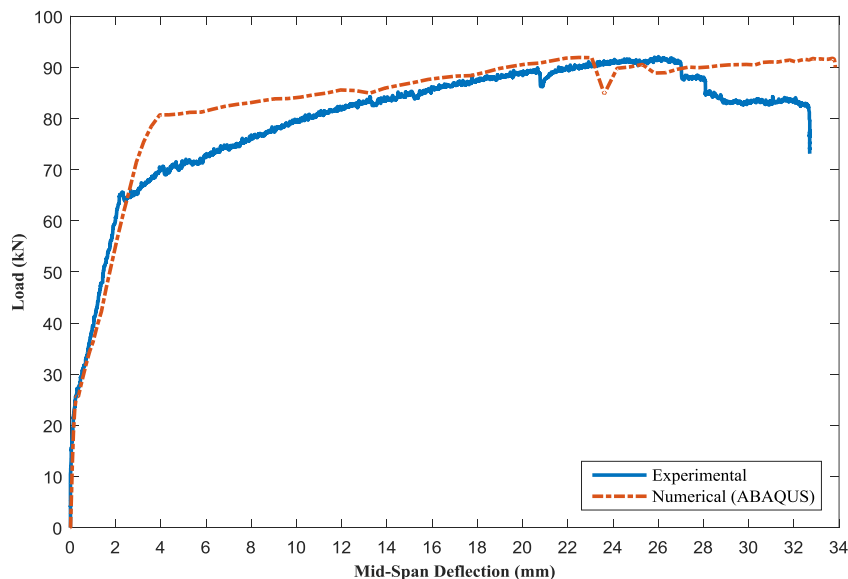
^۴ Kinetic energy

انرژی داخلی^۱ آن مقایسه می‌شود. در صورتی که انرژی جنبشی کمتر از ۱۰ درصد انرژی داخلی باشد، شرایط شبه‌استاتیک برقرار خواهد بود و نتایج تحلیل مورد اعتماد است. لذا شرط برقراری شرایط شبه‌استاتیکی در رویکرد صریح، برقراری رابطه زیر در کل زمان تحلیل مدل می‌باشد.

$$\frac{\text{Kinetic energy}}{\text{Internal energy}} \times 100 < 10 \quad (4-42)$$

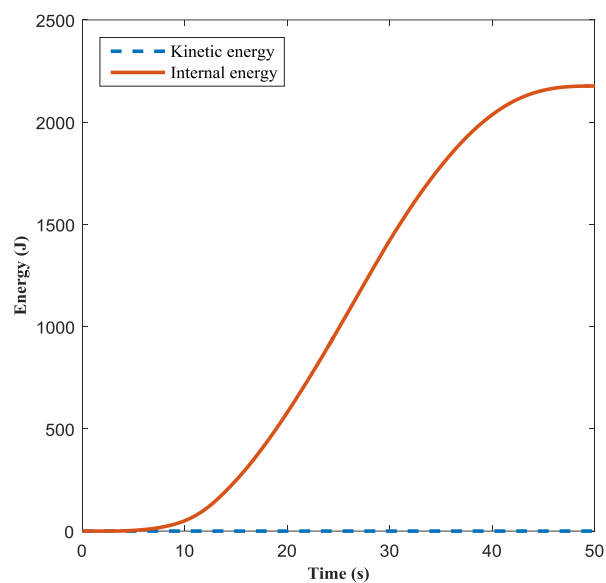
تیر ۱-۸-۴

شکل ۴-۲۳ تا شکل ۴-۳۱ نمودارهای نیرو-تغییرمکان، انرژی‌های داخلی و جنبشی تیرها برحسب زمان تحلیل، و کانتور کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر تیرها را نشان می‌دهد.

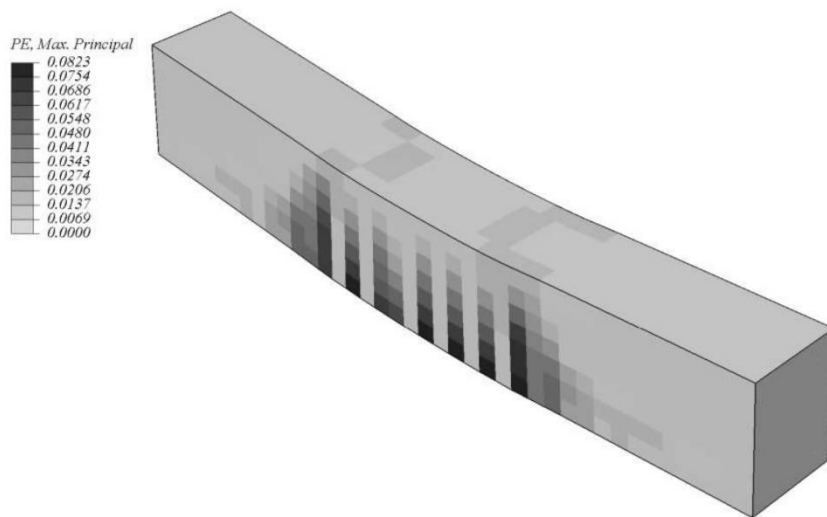


شکل ۴-۲۳: مقایسه نمودار بار-تغییرمکان مدل عددی و آزمایشگاهی تیر CB

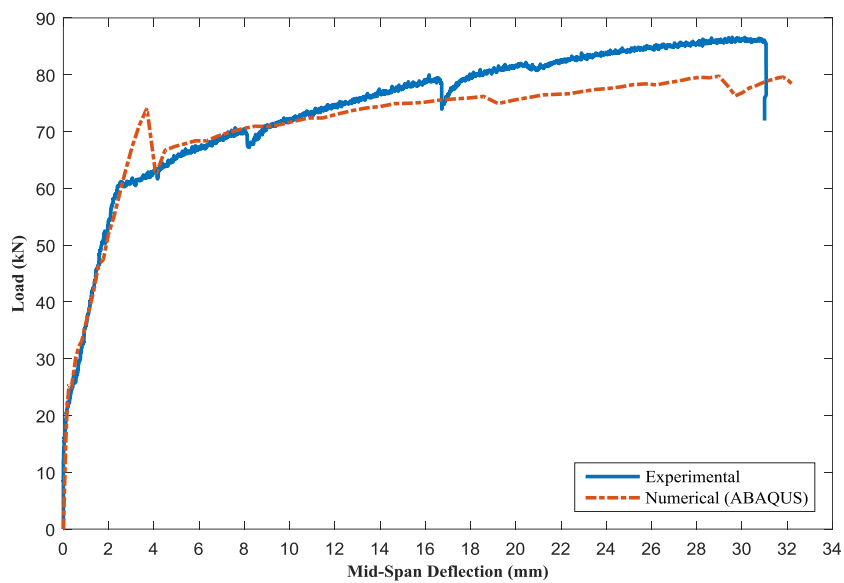
¹ Internal energy



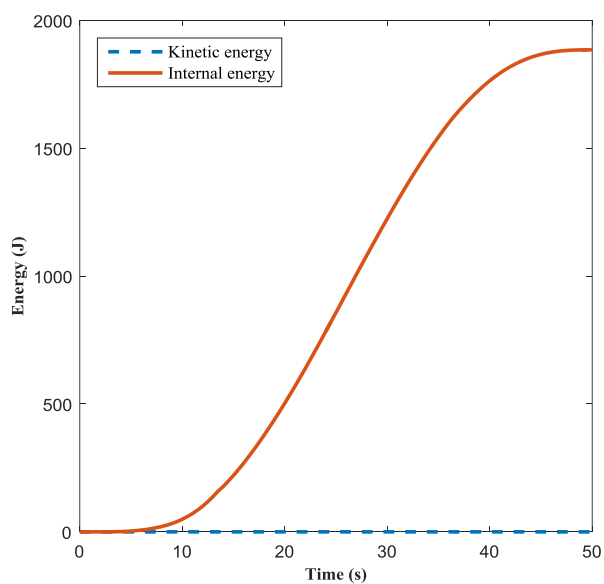
شکل ۴-۲۴: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای تیر CB



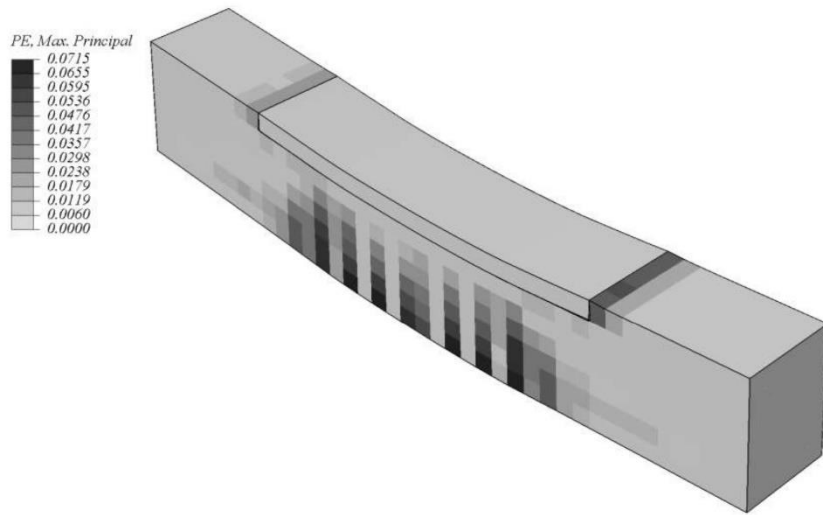
شکل ۴-۲۵: کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر ایجاد شده برای تیر CB



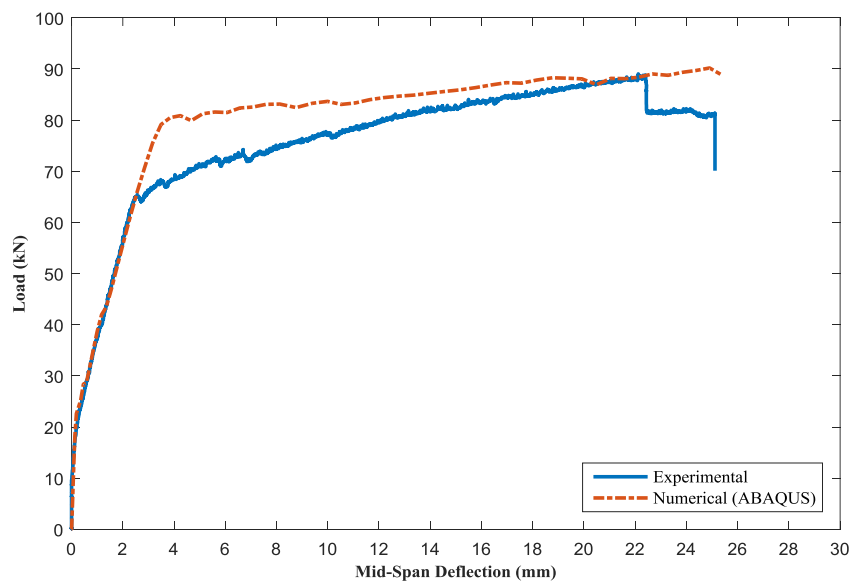
شکل ۴-۲۶: مقایسه نمودار بار-تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی تیر RCB



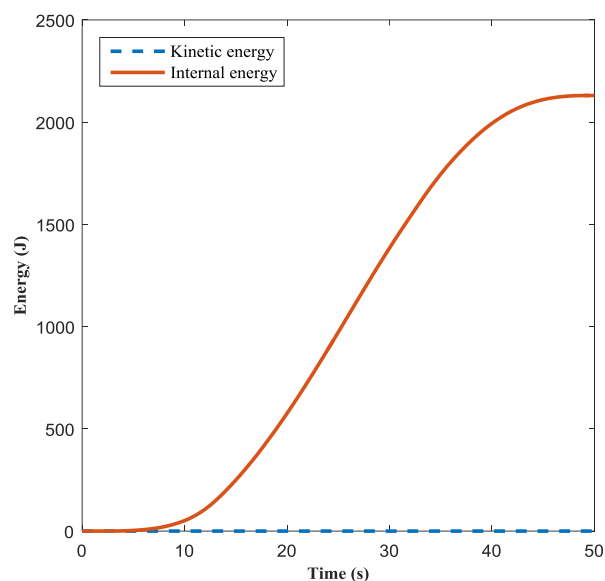
شکل ۴-۲۷: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای تیر RCB



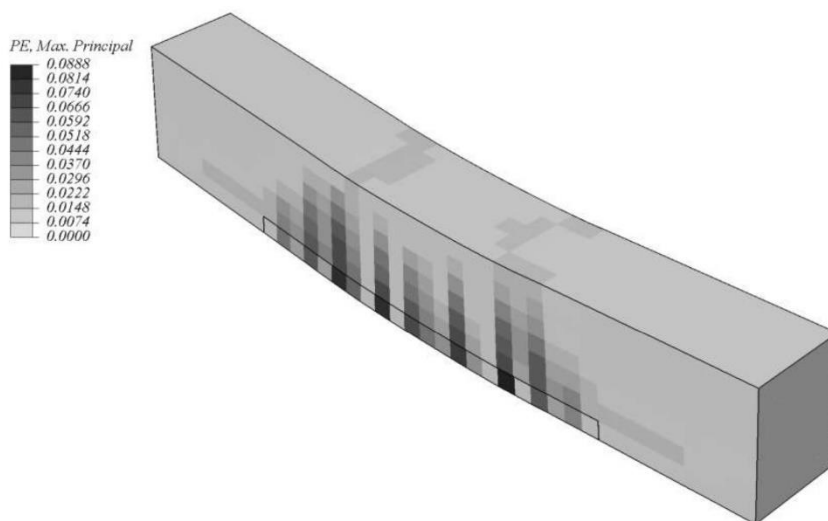
شکل ۴-۲۸: کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر ایجاد شده برای تیر RCB



شکل ۴-۲۹: مقایسه نمودار بار-تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی تیر RTB



شکل ۳۰-۴: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای تیر RTB



شکل ۳۱-۴: کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر ایجاد شده برای تیر RTB

مطابق شکل‌های فوق، نسبت انرژی جنبشی به داخلی کلیه تیرها، کمتر از ۵ درصد می‌باشد. بنابراین شرایط بارگذاری شبه‌استاتیکی در کل زمان تحلیل حفظ شده است و نتایج دارای اعتبار می‌باشند. توجه شود که دلیل منحنی بودن و خطی نبودن نمودار مربوط به انرژی داخلی در این شکل‌ها، استفاده از

دامنه با گام ملایم^۱ است. دلیل استفاده از این حالت، جلوگیری از افزایش ناگهانی انرژی جنبشی در هنگام شروع فرآیند بارگذاری می‌باشد.

مقایسه منحنی‌های نیرو-تغییرمکان مدل‌های عددی و آزمایشگاهی نشان دهنده تطابق مناسب در نتایج می‌باشد. در جدول ۴-۱۱ مقایسه‌ی کمی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی در نقاط نظیر تسلیم و حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه‌ها آورده شده است. هم‌چنین کانتورهای کرنش پلاستیک مدل‌ها نیز مطابقت مناسبی با الگوهای ترک‌خوردگی حاصل از نتایج آزمایشگاهی تیرها (تصاویر مربوط به الگوی ترک‌خوردگی تیرها در فصل ۳ این تحقیق آورده شده است) را نشان می‌دهد. قابل ذکر است که کانتورهای نشان داده شده از نوع Quilt می‌باشند؛ این نوع کانتور مقادیر تنش‌ها و کرنش‌ها را در نقاط انتگرال‌گیری نشان می‌دهد و دقیق می‌باشد. حال آنکه در سایر حالت‌های نمایش کانتور، مقادیر تنش‌ها و کرنش‌ها را در گره‌های مدل نمایش می‌دهد که از درونیایی و برونایی نقاط انتگرال‌گیری به دست می‌آیند.

جدول ۴-۱۱: مقایسه کمی نتایج صحت‌سنجی تیرها

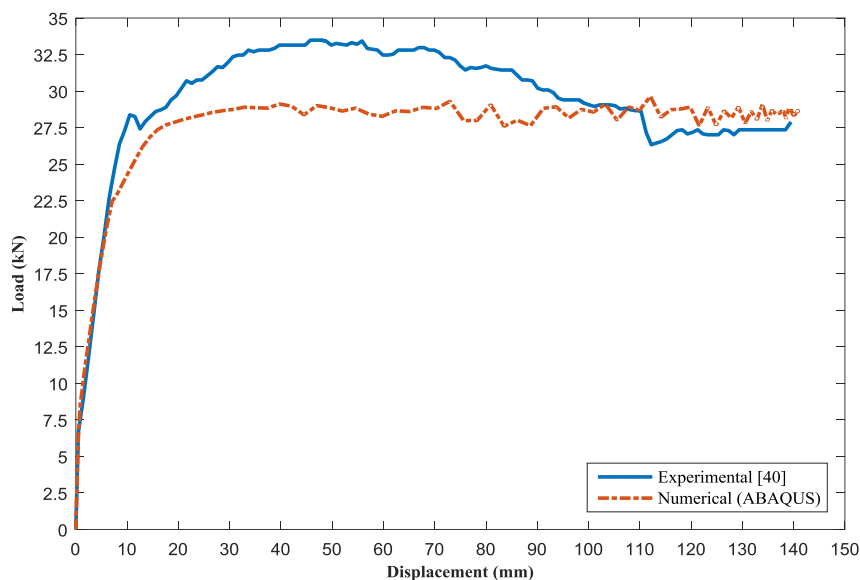
<i>Beam Identifier</i>	<i>Yield Load</i>			<i>Peak Load</i>		
	<i>Experimental (kN)</i>	<i>Numerical (kN)</i>	<i>Error (%)</i>	<i>Experimental (kN)</i>	<i>Numerical (kN)</i>	<i>Error (%)</i>
<i>CB</i>	65.12	80.7	23.9	92.09	91.93	0.17
<i>RCB</i>	61.09	74.08	21.3	86.61	79.75	7.9
<i>RTB</i>	65.45	79.14	20.9	89.04	90.2	1.3

۴-۸-۲ قاب

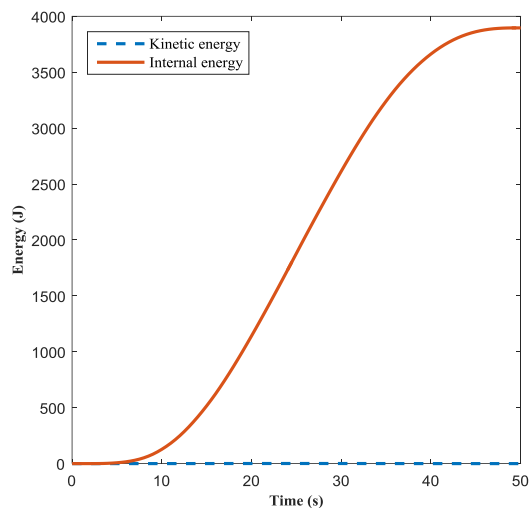
در شکل ۴-۳۲ منحنی‌های نیرو-تغییرمکان حاصل از مدل‌های عددی و آزمایشگاهی نمایش داده

^۱ Smooth step

شده است که تطابق بسیار مناسب مدل عددی با نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. هم‌چنین شکل ۳۳-۴ انرژی داخلی و جنبشی نمونه را در طی آزمایش نشان می‌دهد که بسیار مناسب بوده و شرایط شبه‌استاتیکی حاکم بر نمونه در طی تحلیل را نشان می‌دهد.



شکل ۳۲-۴: مقایسه نمودار بار-تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی برای قاب بتن آرمه

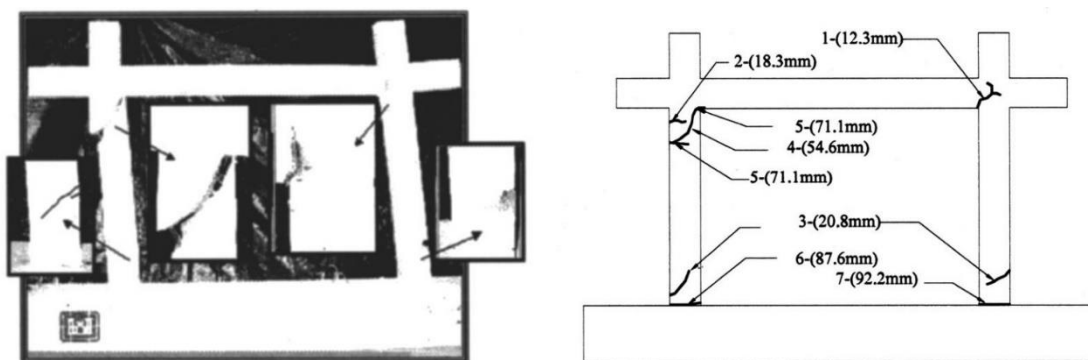


شکل ۳۳-۴: مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم برای قاب

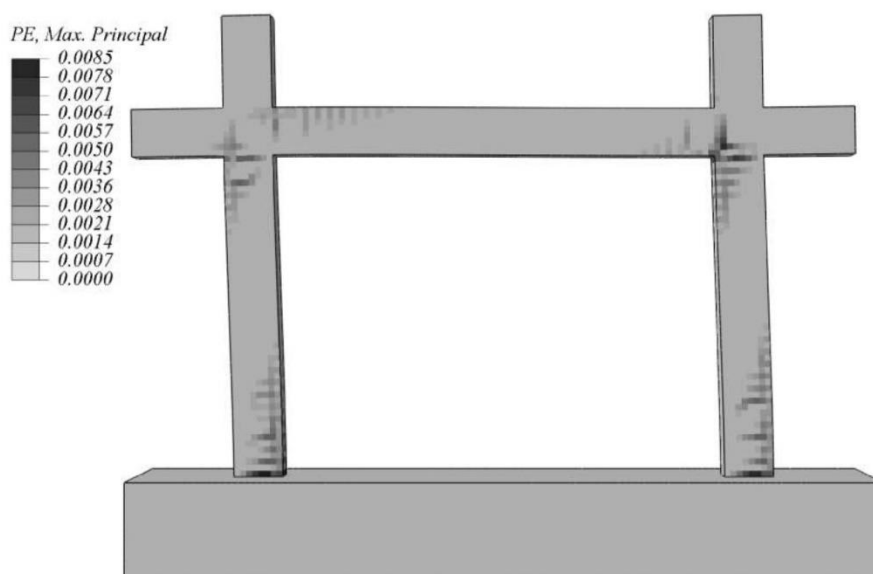
شکل ۴-۳۴ و شکل ۴-۳۵ الگوی ترک خوردگی در قاب الچار و کرنش‌های پلاستیک حداکثری

اصلی در مدل عددی را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشخص است، مدل عددی به خوبی نقاط

ترک خوردگی در قاب را پیش‌بینی کرده و پاسخ مناسبی ارائه داده است.



شکل ۴-۳۴: الگوی ترک خوردگی در قاب الچار [۴۰]



شکل ۴-۳۵: کرنش‌های اصلی پلاستیک حداکثر ایجاد شده در شبیه‌سازی قاب الچار

فصل پنجم

ارزیابی رفتار قاب‌های

بتن مسلح ترمیم شده

۵-۱ مقدمه

در این فصل رفتار قاب‌های بتن مسلح ترمیم شده با بتن جدید مورد بررسی قرار می‌گیرد. در راستای رسیدن به این هدف، قاب‌هایی مشابه با قاب صحت‌سنجی شده در فصل قبل، شبیه‌سازی شده است. تمامی مشخصات و ابعاد مقاطع در این قاب‌ها یکسان هستند و تنها محل قرارگیری قسمت ترمیم شده متفاوت می‌باشد. مشخصات مکانیکی استفاده شده برای بتن، آرماتور و درز سرد، مطابق با فصل ۳ و نتایج بدست آمده از آزمایشگاه می‌باشد. در ادامه جزئیات مدل‌سازی و نتایج تحلیل نمونه‌ها آورده شده است.

۵-۲ مدل‌سازی قاب‌ها

همان‌طور که در قسمت قبل نیز اشاره شد، به‌منظور ارزیابی و مقایسه رفتار سازه‌های ترمیم شده نسبت به سازه‌های سالم و یکپارچه، از قاب صحت‌سنجی شده در فصل قبل استفاده گردیده است. بدین‌منظور ۱۶ مدل شبیه‌سازی شده که شامل ۱ قاب کنترلی (قاب یکپارچه)، ۹ مدل ترمیم شده در ستون و ۶ مدل ترمیم شده در تیر می‌باشند. مشخصات مکانیکی مصالح و سایر پارامترهای مورد نیاز برای مدل‌سازی قاب‌ها، مطابق با مقادیر استفاده شده برای مدل‌سازی تیرهای بتن‌آرمه در فصل ۴ می‌باشد. قسمت ترمیمی در کلیه قاب‌ها در ناحیه پوشش^۱ بتنی روی میلگردها در نظر گرفته شده است. طول قسمت ترمیمی ۵۰۰ میلی‌متر، ضخامت آن برابر ضخامت پوشش یعنی ۱۹ میلی‌متر و عرض آن نیز برابر عرض مقطع ترمیمی می‌باشد. برای نام‌گذاری نمونه‌های شبیه‌سازی شده از جدول ۵-۱ استفاده شده است.

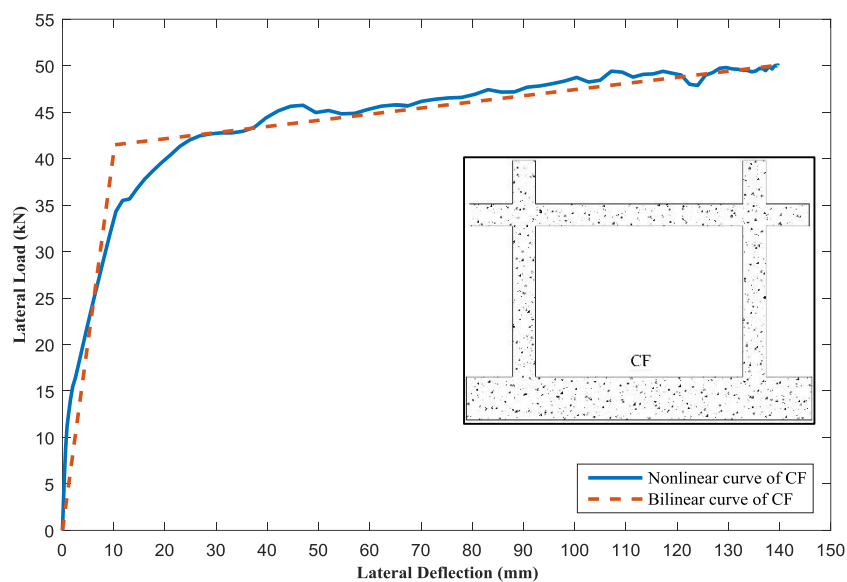
^۱ Cover

جدول ۱-۵: نام‌گذاری قاب‌ها

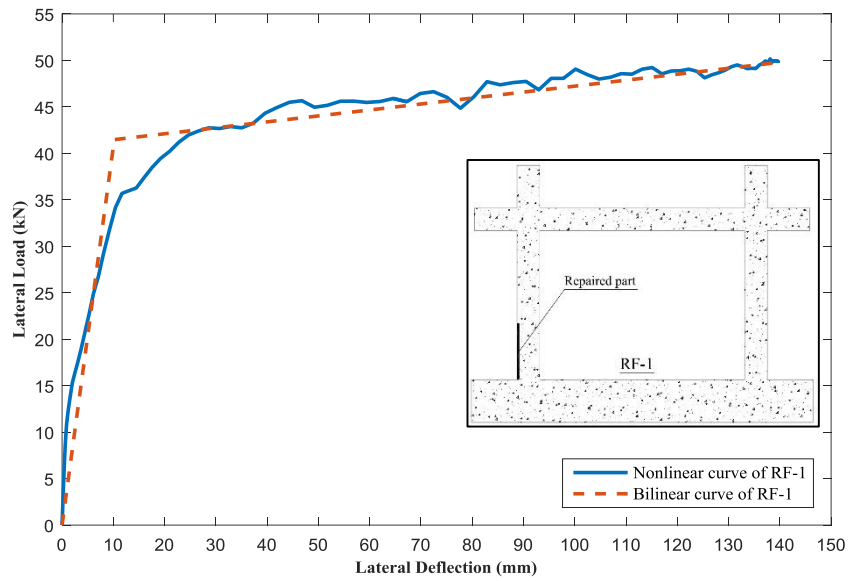
<i>CF</i>	<i>Control Frame</i>
<i>RF-Number</i>	<i>Repaired Frame-Model number</i>

۳-۵ نتایج

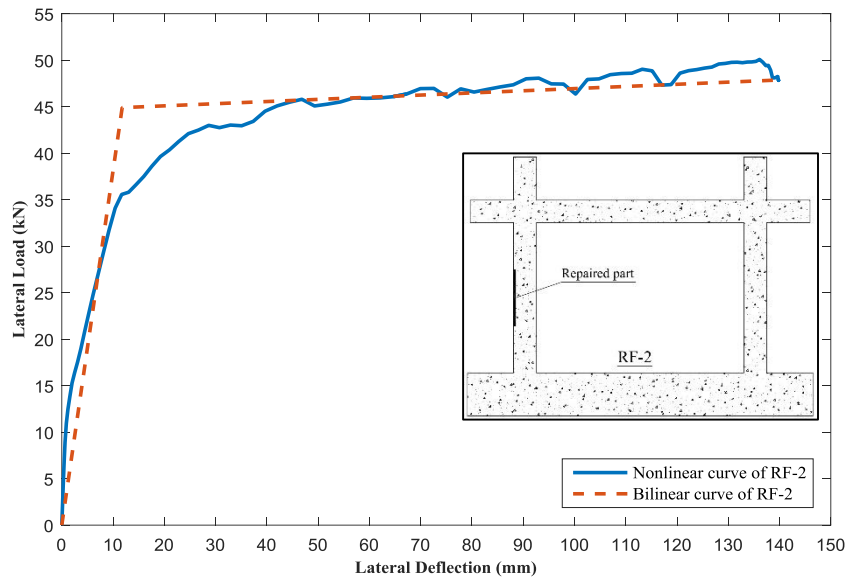
شکل ۱-۵ تا شکل ۱۶-۵ منحنی‌های بار-تغییر مکان قاب‌ها، به همراه منحنی‌های دوخطی شده آن‌ها را نشان می‌دهند.



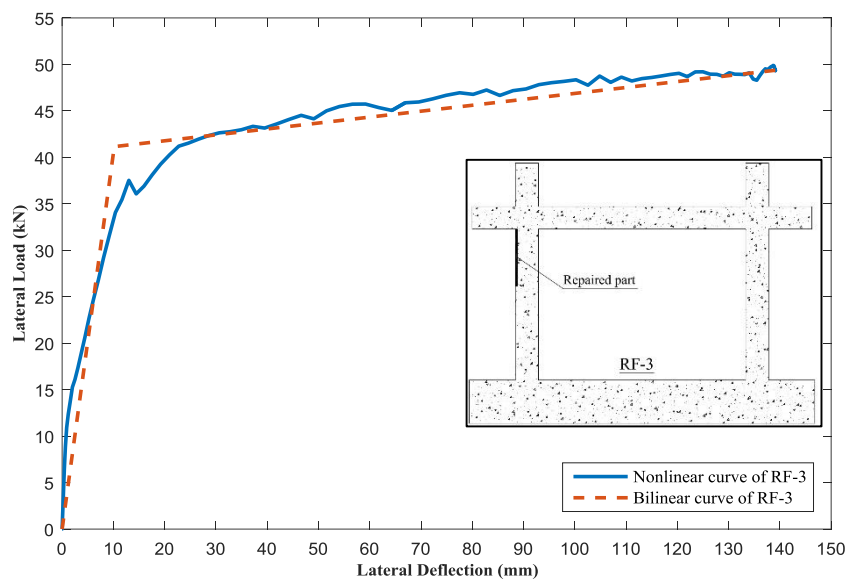
شکل ۱-۵: منحنی بار-تغییر مکان قاب کنترلی (CF)



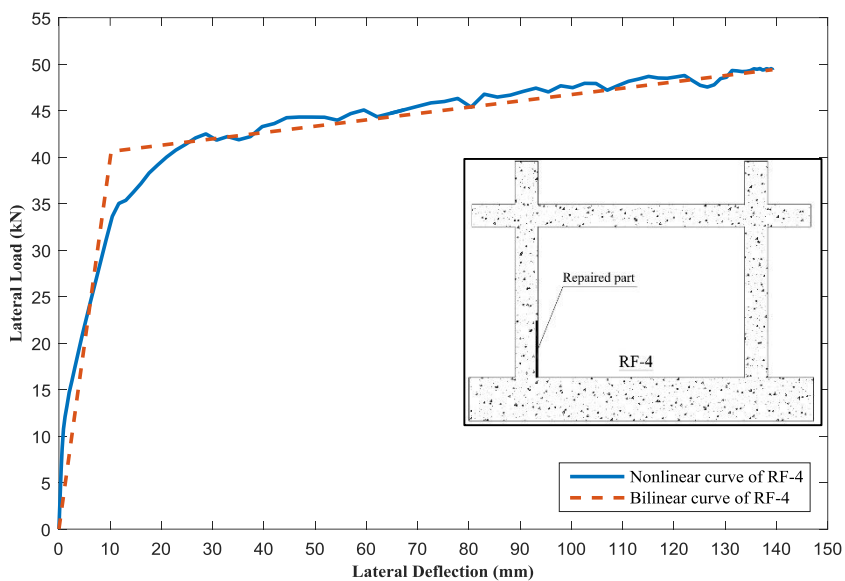
شکل ۵-۲: منحنی بار-تغییرمکان قاب ترمیم شده ۱ (RF-1)



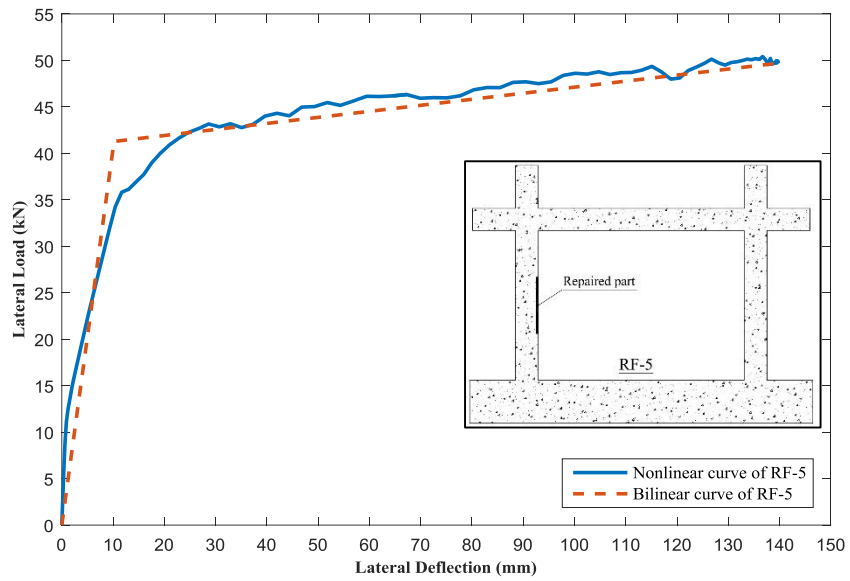
شکل ۵-۳: منحنی بار-تغییرمکان قاب ترمیم شده ۲ (RF-2)



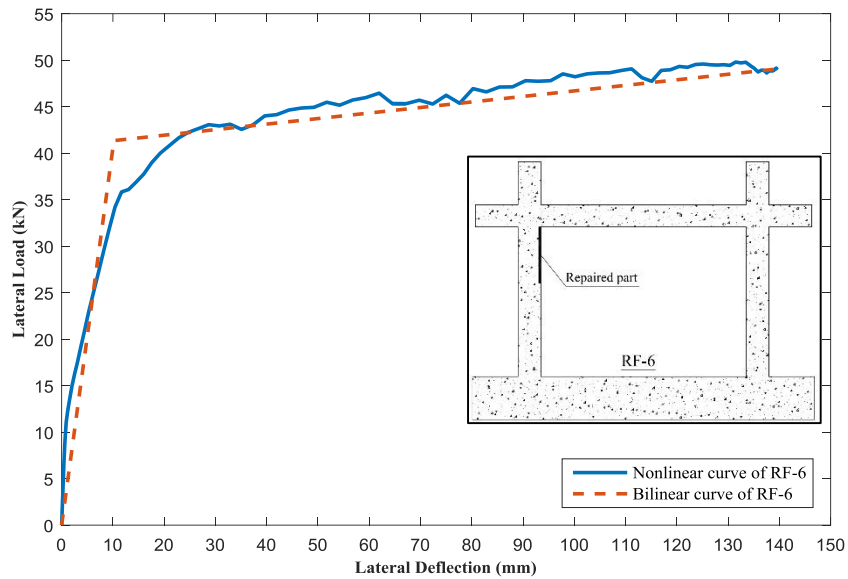
شکل ۴-۵: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۳ (RF-3)



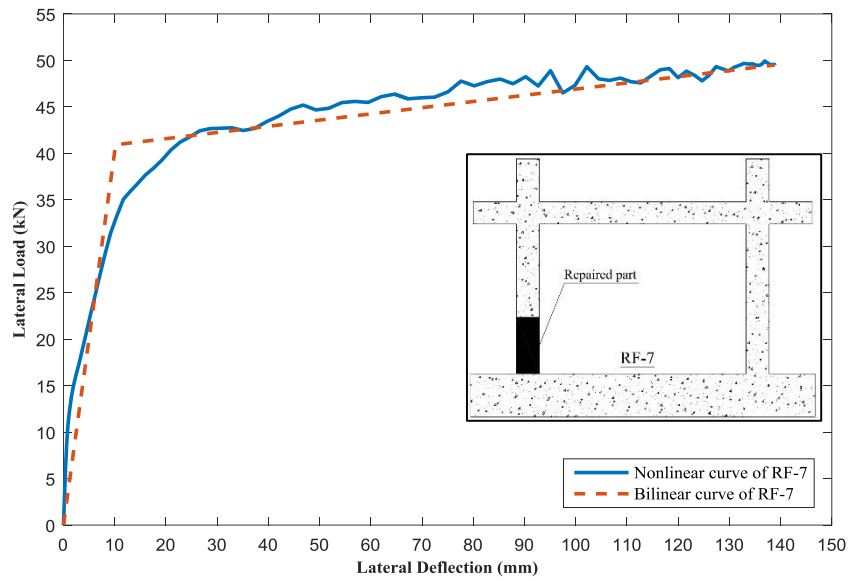
شکل ۵-۵: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۴ (RF-4)



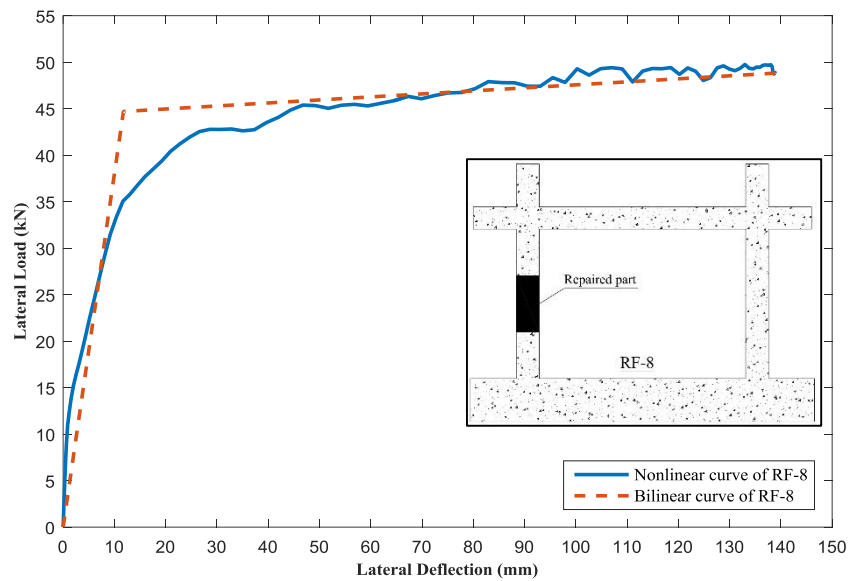
شکل ۵-۶: منحنی بار-تغییرمکان قاب ترمیم شده ۵ (RF-5)



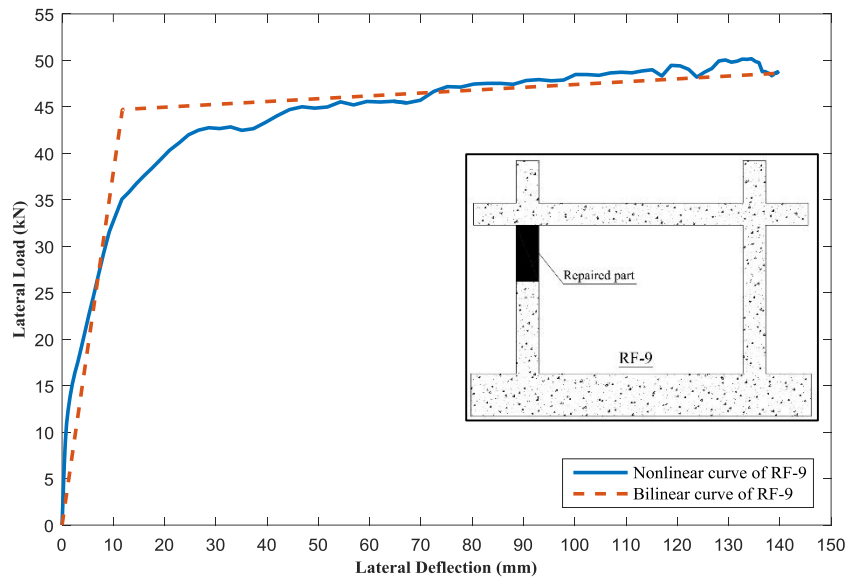
شکل ۵-۷: منحنی بار-تغییرمکان قاب ترمیم شده ۶ (RF-6)



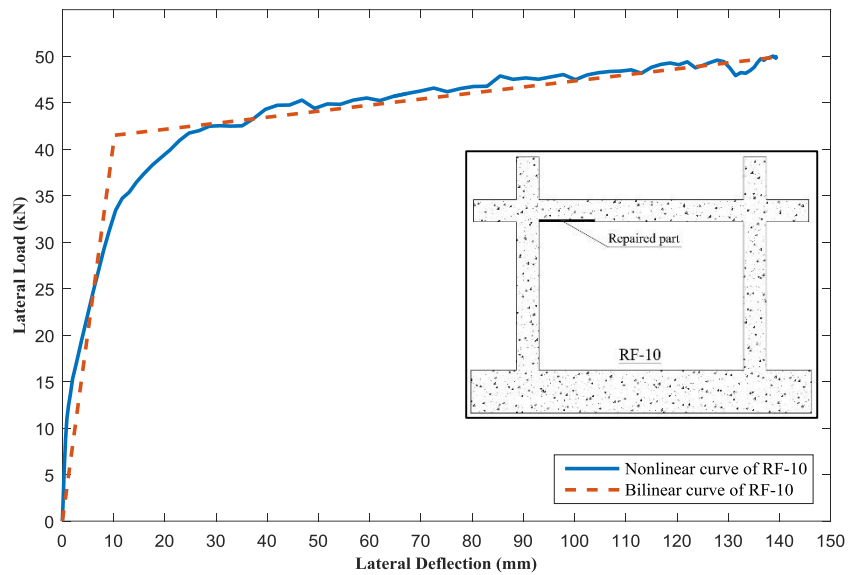
شکل ۵-۸: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۷ (RF-7)



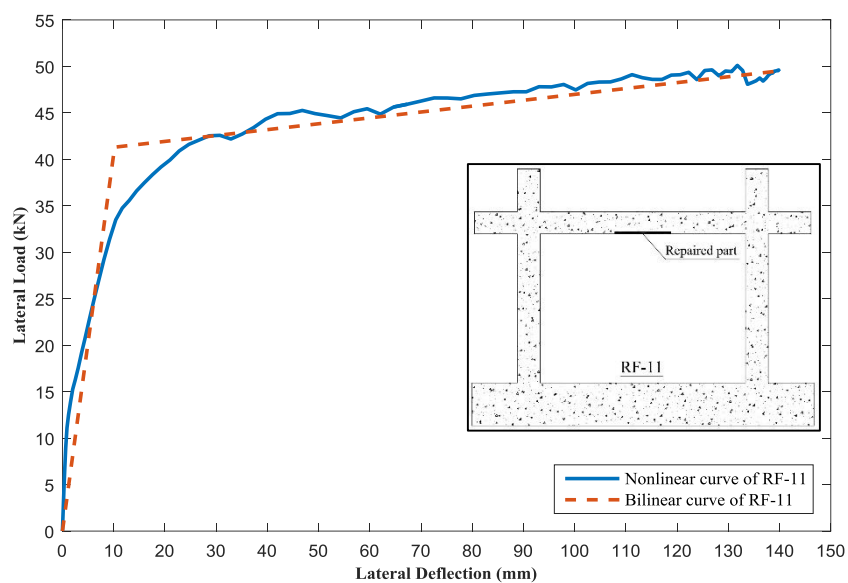
شکل ۵-۹: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۸ (RF-8)



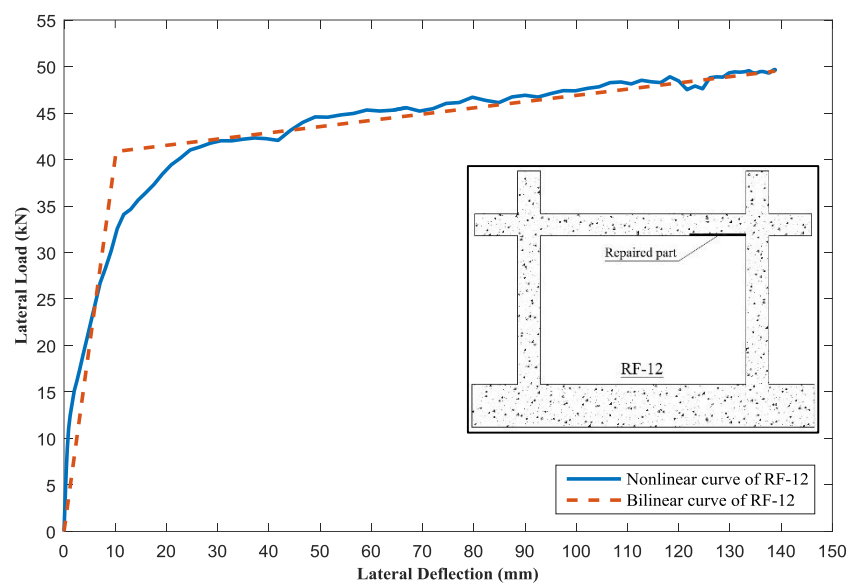
شکل ۵-۱۰: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۹ (RF-9)



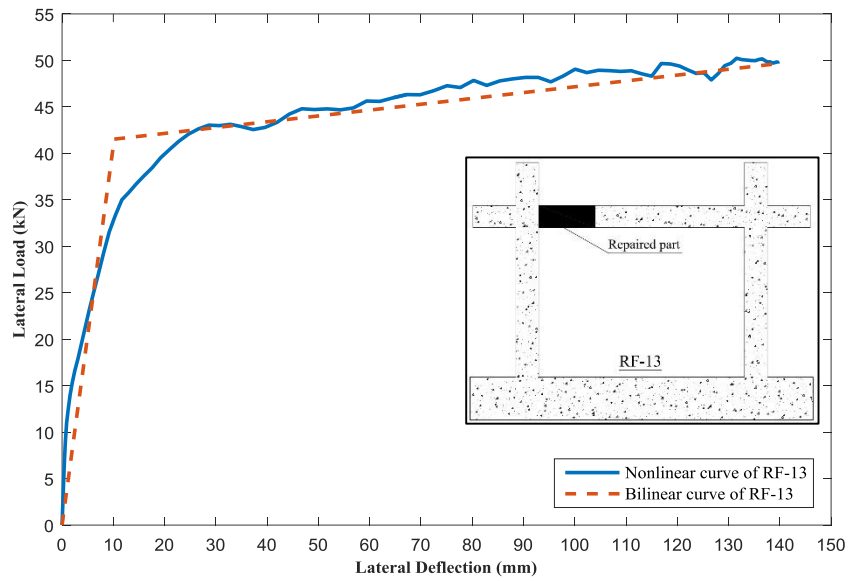
شکل ۵-۱۱: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱۰ (RF-10)



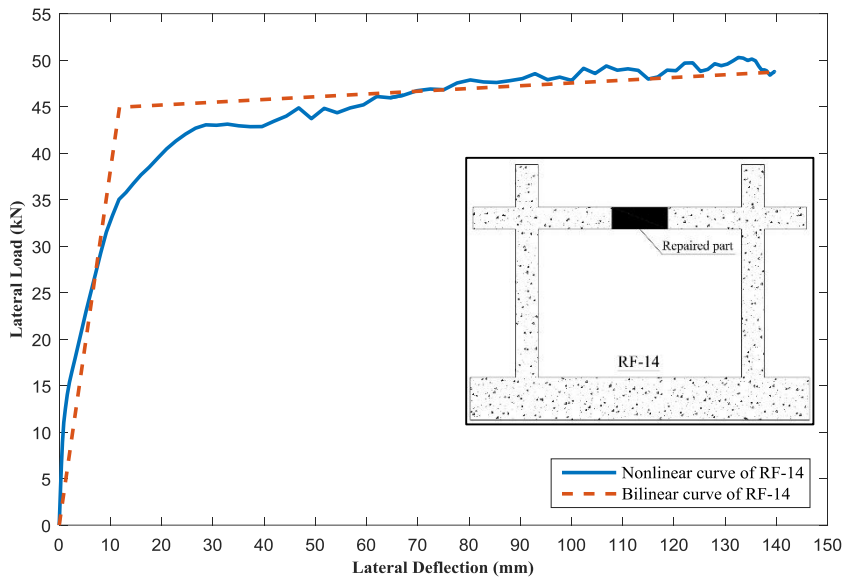
شکل ۵-۱۲: منحنی بار-تغییرمکان قاب ترمیم شده ۱۱ (RF-11)



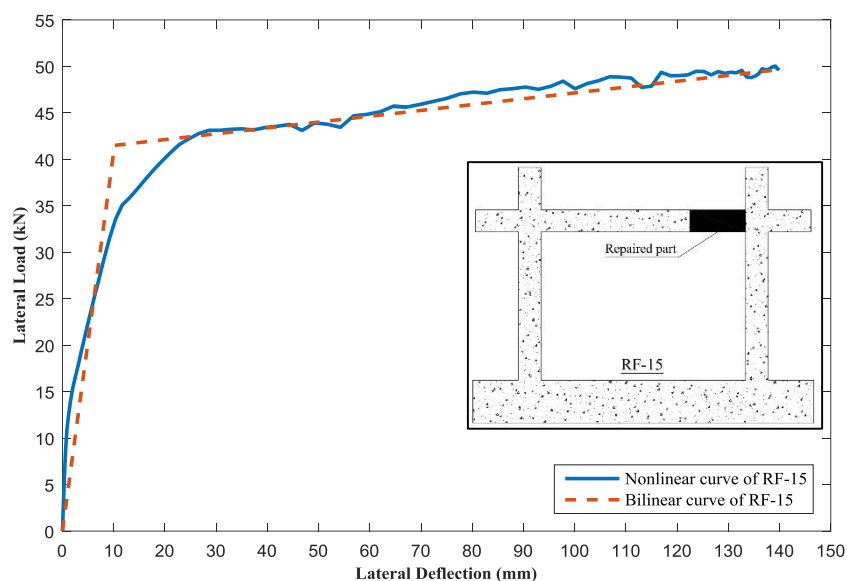
شکل ۵-۱۳: منحنی بار-تغییرمکان قاب ترمیم شده ۱۲ (RF-12)



شکل ۵-۱۴: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱۳ (RF-13)



شکل ۵-۱۵: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱۴ (RF-14)

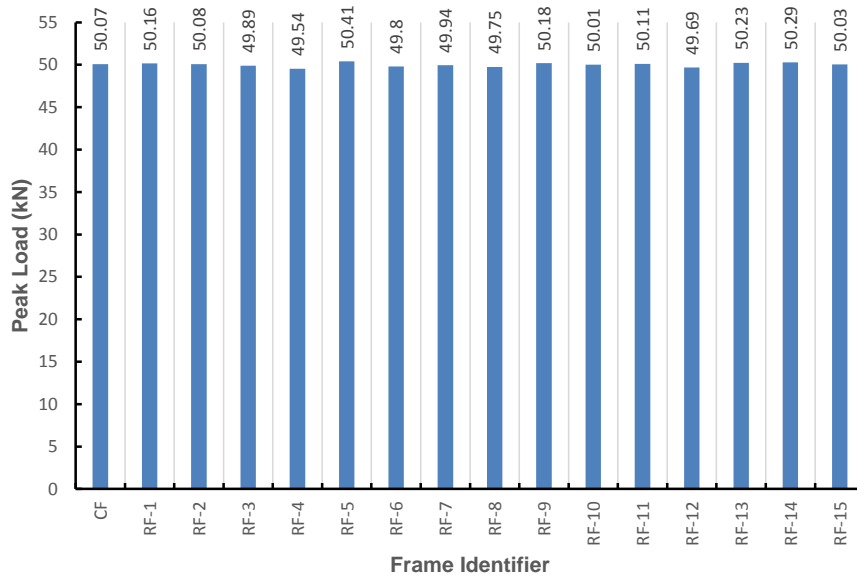


شکل ۵-۱۶: منحنی بار-تغییر مکان قاب ترمیم شده ۱۵ (RF-15)

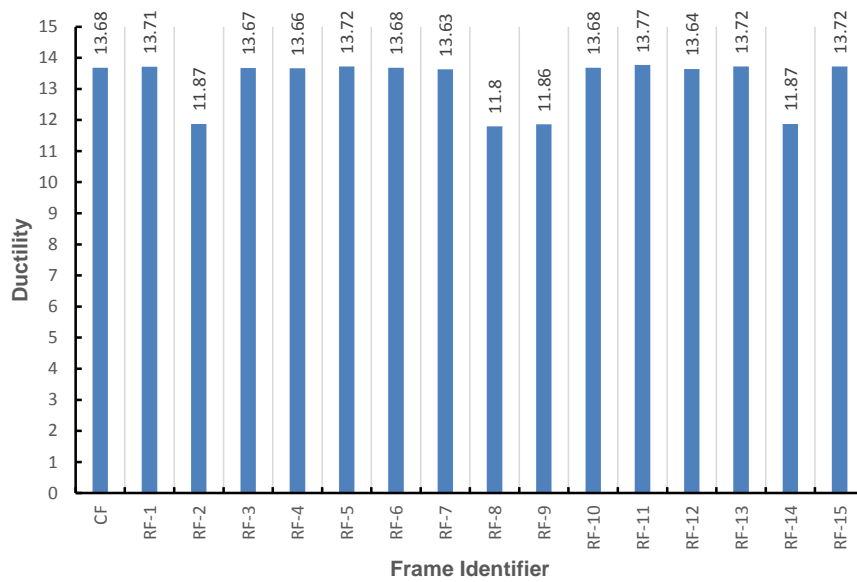
در جدول ۲-۵ خلاصه نتایج تحلیل نمونه‌ها ارائه شده است. این نتایج شامل حداکثر بار تحمل شده، ضریب شکل‌پذیری، انرژی جذب شده و سختی‌های اولیه و موثر در قاب‌ها را نشان می‌دهد. همچنین به منظور مقایسه هر کدام از این پارامترها شکل ۵-۱۷ تا شکل ۵-۲۱ ارائه گردیده است.

جدول ۲-۵: خلاصه نتایج تحلیل نمونه‌ها

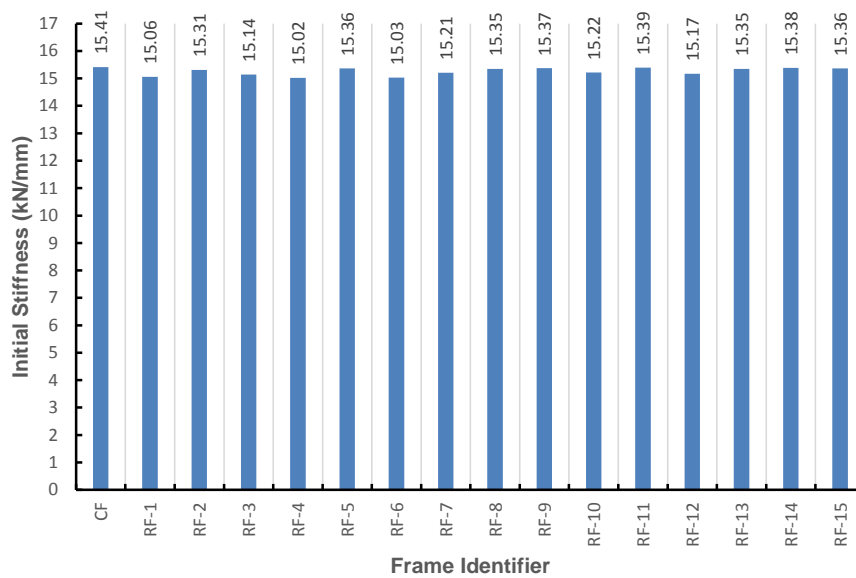
Frame Identifier	Yield Point		Ultimate Point		Peak Load (kN)	Ductility (μ)	Initial Stiffness (kN/mm)	Effective Stiffness (kN/mm)	Energy Absorption (kN.mm)
	Deflection (mm)	Load (kN)	Deflection (mm)	Load (kN)					
CF	10.21	41.49	139.71	50.05	50.07	13.68	15.41	4.06	6163.9
RF-1	10.19	41.48	139.69	49.77	50.16	13.71	15.06	4.04	6147.5
RF-2	11.78	44.90	139.81	47.87	50.08	11.87	15.31	3.81	6161.4
RF-3	10.17	41.15	139.12	49.37	49.89	13.67	15.14	4.04	6099.8
RF-4	10.19	40.62	139.21	49.41	49.54	13.66	15.02	3.98	6041.2
RF-5	10.19	41.28	139.76	49.71	50.41	13.72	15.36	4.05	6175.5
RF-6	10.19	41.35	139.47	49.05	49.80	13.68	15.03	4.06	6139.6
RF-7	10.19	40.92	138.84	49.50	49.94	13.63	15.21	4.02	6096.4
RF-8	11.77	44.70	138.90	48.82	49.75	11.80	15.35	3.80	6122.3
RF-9	11.77	44.71	139.56	48.61	50.18	11.86	15.37	3.80	6144.8
RF-10	10.19	41.50	139.35	49.90	50.01	13.68	15.22	4.07	6114.4
RF-11	10.19	41.31	139.84	49.51	50.11	13.77	15.39	4.05	6140.6
RF-12	10.17	40.86	138.83	49.50	49.69	13.64	15.17	4.02	6013.7
RF-13	10.18	41.53	139.64	49.65	50.23	13.72	15.35	4.08	6162.0
RF-14	11.73	44.94	139.62	48.72	50.29	11.87	15.38	3.82	6157.7
RF-15	10.18	41.50	139.66	49.64	50.03	13.72	15.36	4.08	6130.3



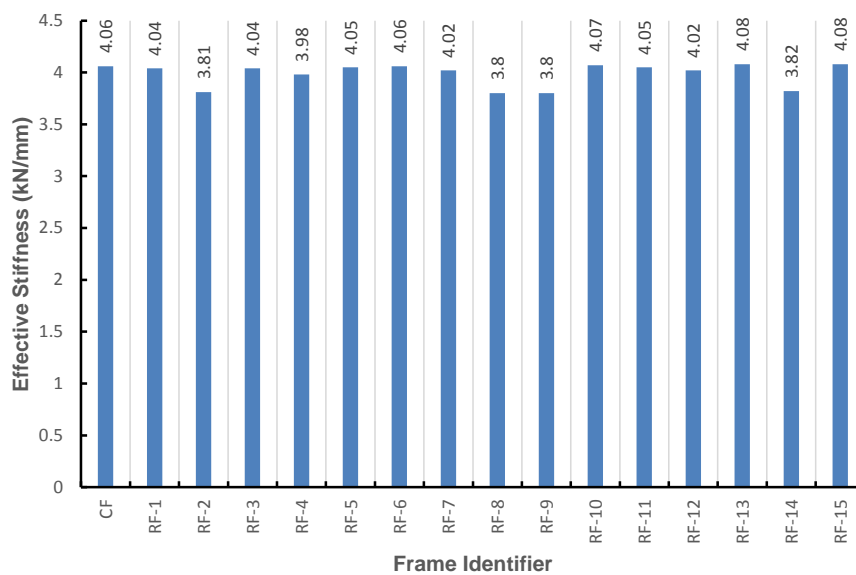
شکل ۵-۱۷: مقایسه حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه‌ها



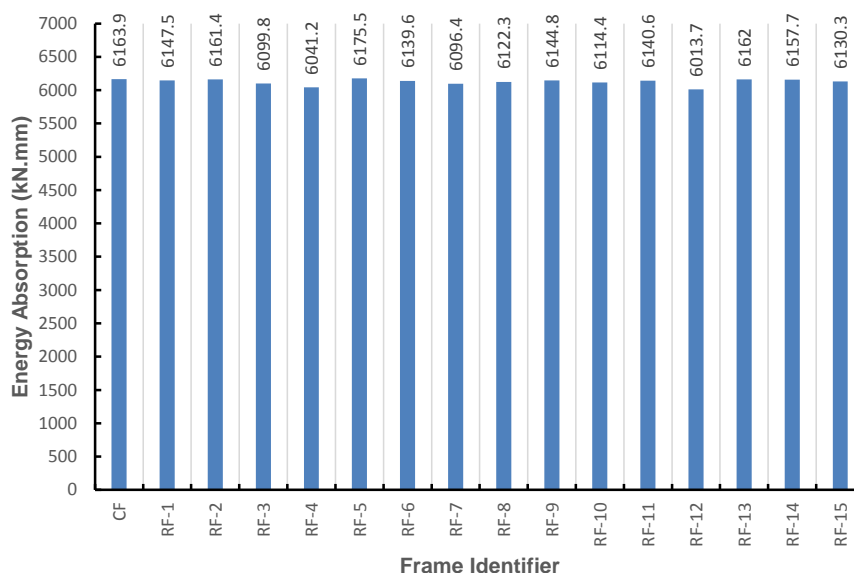
شکل ۵-۱۸: مقایسه شکل پذیری نمونه‌ها



شکل ۵-۱۹: مقایسه سختی اولیه نمونه‌ها



شکل ۵-۲۰: مقایسه سختی موثر نمونه‌ها



شکل ۵-۲۱: مقایسه انرژی جذب شده نمونه‌ها

با توجه به جدول ۵-۲ و شکل‌های فوق، ترمیم در پوشش بتنی قاب‌ها، تاثیری بر حداکثر بار تحمل شده و سختی اولیه قاب‌ها نداشته است. شکل‌پذیری در نمونه‌های RF-2، RF-8، RF-9 و RF-14 با مقداری کاهش همراه بوده است، بیشترین مقدار این کاهش برابر ۱۴ درصد می‌باشد. کاهش سختی موثر نمونه‌ها بسیار ناچیز بوده و در بیشترین حالت برابر ۶ درصد می‌باشد. همچنین در ظرفیت جذب انرژی نمونه‌ها نیز تغییر محسوسی ایجاد نشده است. می‌توان این‌گونه جمع‌بندی کرد که ترمیم در پوشش بتنی قاب‌ها تاثیر چندانی بر عملکرد آن‌ها نداشته است.

فصل ششم

نتیجه‌گیری و پیشنهادها

۶-۱ مقدمه

هدف عمده از انجام این پژوهش، ارزیابی میزان تاثیرگذاری درزهای ایجاد شده در سیستم‌های کامپوزیتی بتنی (اتصال بتن-بتن) می‌باشد. با توجه به اجتناب‌ناپذیر بودن وجود درز در سازه‌ها و زیرساخت‌های بتنی چه در هنگام ساخت و چه با هدف ترمیم و بهسازی در آن‌ها، و همچنین پتانسیل بالای ترک‌خوردگی و گسترش ترک در این ناحیه، بررسی رفتار این ناحیه به‌منظور پیش‌بینی عملکرد در آن‌ها، موضوعی بسیار مهم می‌باشد. در این راستا موارد زیر انجام پذیرفته است:

- ✓ آزمایش‌های کشش مستقیم، دونیم‌شدگی، پوش-آف و انرژی شکست با هدف دستیابی به خصوصیات مکانیکی بتن و درز و مقایسه آن‌ها انجام گردیده است.
- ✓ آزمایش خمش چهار نقطه‌ای بر روی تیرهای ترمیم شده در نواحی کششی و فشاری انجام و نتایج آن‌ها با نتایج تیر یکپارچه مقایسه گردید.
- ✓ خمش چهار نقطه‌ای تیرها با استفاده از نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی شد.
- ✓ در نهایت با استفاده از شبیه‌سازی عددی، رفتار قاب‌های بتنی ترمیم شده در قسمت پوشش بتنی مورد ارزیابی قرار گرفت.

نتایج به‌دست آمده از هر قسمت در ادامه بیان می‌شوند.

۲-۶ نتیجه گیری

۱-۲-۶ خصوصیات مکانیکی

نتایج آزمایش‌ها نشان‌دهنده کاهش قابل ملاحظه مقاومت در نمونه‌های دارای درز نسبت به نمونه‌های یکپارچه است. این کاهش برای نمونه‌های کشش مستقیم، دونیم‌شدگی، پوش-آف و انرژی شکست به ترتیب برابر ۸۴، ۶۰، ۴۷ و ۷۰ درصد به دست آمده است. این امر به دلیل نبود مکانیزم قفل و بست سنگ‌دانه‌ای و ضعیف بودن خمیرسیمان در محل درز، به دلیل اثر دیوار می‌باشد. همچنین مشاهده می‌شود که میزان کاهش برای نمونه‌های کششی و انرژی شکست بسیار بیشتر از نمونه برشی بوده است؛ دلیل این موضوع نیز موثرتر بودن فرآیند زبرسازی سطح بتن بستر برای نمونه‌های برشی نسبت به سایر نمونه‌ها می‌باشد.

۲-۲-۶ خمش چهار نقطه‌ای

به منظور بررسی رفتار و عملکرد تیرهای ترمیم شده، آزمایش خمش چهار نقطه‌ای بر روی این تیرها به کار بسته شد. تیرها شامل یک نمونه کنترلی و دو تیر ترمیم شده در نواحی فشاری و کششی می‌باشند؛ ناحیه ترمیمی، پوشش بتنی روی میلگردها می‌باشد. پارامترهایی نظیر حداکثر بار تحمل شده، ظرفیت جذب انرژی، ضریب شکل‌پذیری و سختی تسلیم برای ارزیابی رفتار و عملکرد تیرها مورد بررسی قرار گرفت در ادامه شرح داده شده است:

- حداکثر بار تحمل شده در تیرهای ترمیم شده، نسبت به تیر کنترلی با کاهش بسیار ناچیزی همراه بوده است. مقدار این کاهش برای تیر ترمیم شده در قسمت فشاری و کششی به ترتیب ۶ و ۳ درصد می‌باشد.

- ظرفیت جذب انرژی در تیرهای ترمیمی نیز نسبت به تیر کنترلی کاهش یافته است. مقدار این کاهش برای تیر ترمیم شده در ناحیه فشاری ۱۲ درصد، و برای تیر ترمیم شده در ناحیه کششی چیزی در حدود ۲ برابر تیر ترمیم شده در ناحیه فشاری و برابر ۲۷ درصد بود است. دلیل این موضوع، شکست زود هنگام این تیر نسبت به دو تیر دیگر می‌باشد.
- ضریب شکل‌پذیری تیرهای ترمیم شده در قسمت‌های فشاری و کششی نیز به ترتیب با ۱۶ و ۳۱ درصد کاهش، نسبت به تیر کنترلی همراه بوده است. دلیل کاهش ۲ برابری تیر ترمیم شده در قسمت کششی نسبت به فشاری، کم بودن جابجایی نهایی در آن، به واسطه زوال زود هنگام در این تیر است.
- سختی تیرها نیز با کاهش ۱۷ و ۱۱ درصدی برای تیرهای ترمیم شده در قسمت فشاری و کششی، نسبت به تیر کنترلی همراه بوده است.

۳-۲-۶ مدل‌سازی تیرها و قاب‌ها

مدل‌های اجزا محدود ایجاد شده برای شبیه‌سازی تیرها و قاب بتن‌آرمه، با دقت مناسبی رفتار این نمونه‌ها را پیش‌بینی نمود. در ادامه با تعمیم نتایج حاصل از نمونه‌های صحت‌سنجی شده، رفتار قاب‌های بتن‌آرمه ترمیم شده در ناحیه پوشش بتنی روی میلگرد، به کمک پارامترهای نظیر حداکثر نیروی تحمل شده، سختی اولیه، سختی موثر، ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این بررسی در ادامه آورده شده است:

- **حداکثر نیروی تحمل شده:** این پارامتر با کاهش بسیار جزئی در برخی نمونه‌ها (کمتر از ۱ درصد) همراه بوده است. به‌طور کلی می‌توان گفت ترمیم‌های صورت گرفته در قاب‌ها، تاثیری بر ظرفیت تحمل نیرو در آن‌ها نداشته است.

- **سختی اولیه:** همانند ظرفیت تحمل نیرو، این پارامتر نیز با تغییرات بسیار جزئی همراه بوده که قابل چشم‌پوشی می‌باشد.
 - **سختی موثر:** این پارامتر در بیشترین حالت با کاهشی ۶ درصدی همراه بوده است. در سایر مدل‌ها مقادیر این کاهش کمتر از ۶ درصد به دست آمده است.
 - **انرژی جذب شده:** ظرفیت جذب انرژی در قابهای ترمیم شده نسبت به قاب کنترلی با تغییر محسوسی همراه نبوده است.
 - **شکل پذیری:** این پارامتر به جز ۴ نمونه که با کاهشی در حدود ۱۴ درصد همراه بوده است، در سایر نمونه‌ها با تغییرات ناچیزی همراه بوده است.
- به‌طور کلی نتایج حاکی از آن است که ترمیم در پوشش بتنی روی میلگرد یا کاور، تاثیراتی جزئی بر روی رفتار و عملکرد این قاب‌ها را دارد.

۳-۶ پیشنهادها

- در این تحقیق از دو بتن با طرح اختلاط و مقاومت‌های یکسان به‌عنوان بتن‌های جدید و قدیم استفاده شده است، با توجه به تاثیرگذاری این موضوع بر روی خصوصیات درز ایجاد شده در محل اتصال دو بتن، لذا بررسی این درزها برای بتن با خصوصیات متفاوت، نیازمند بررسی می‌باشد.
- حالت‌های مختلف درزهای ایجاد شده در سازه‌های بتنی، نظیر درزهای ایجاد شده در محل اتصال تیر به ستون و ستون به پی و... نیازمند بررسی می‌باشند.
- بررسی عملکرد درز و سازه‌های بتنی دارای درز، در صورت عبور میلگردهایی از صفحه درز.
- با توجه به ماهیت رفت و برگشتی نیروی زلزله، رفتار درزهای ایجاد شده در سازه‌های بتنی

تحت بارگذاری چرخه‌ای نیازمند بررسی می‌باشد.

- هم‌چنین قابل ذکر است که نتایج مدل خسارت پلاستیک در نرم‌افزار آباکوس، به ازای تنش محصورکنندگی کمتر از حدود یک‌پنجم مقاومت مشخصه بتن قابل‌اعتماد است. در صورت مدل‌سازی نمونه‌های بتن مسلح تحت فشار محصورکنندگی بالا (بیشتر از یک‌پنجم مقاومت مشخصه بتن)، نتایج مدل پلاستیک خسارت بتن قابل‌اعتماد نیست. بنابراین پیشنهاد می‌گردد مدل خسارت پلاستیک برای تنش‌های محصورکنندگی بالا اصلاح گردد.



- [١] E. Tschegg and S. Stanzl, "Adhesive power measurements of bonds between old and new concrete," *Journal of materials science*, vol. 26, no. 19, pp. 5189-5194, 1991.
- [٢] G. Li, H. Xie, and G. Xiong, "Transition zone studies of new-to-old concrete with different binders," *Cement and Concrete Composites*, vol. 23, no. 4-5, pp. 381-387, 2001.
- [٣] Y. Lim, M. Kim, S. Shin, and V. C. Li, "Numerical simulation for quasi-brittle interface fracture in cementitious bi-material system," 2001.
- [٤] E. N. Julio, F. A. Branco, and V. t. D. Silva, "Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface," *Construction and Building materials*, vol. 18, no. 9, pp. 675-681, 2004.
- [٥] J. C. Kishen and P. S. Rao, "Fracture of cold jointed concrete interfaces," *Engineering fracture mechanics*, vol. 74, no. 1-2, pp. 122-131, 2007.
- [٦] S. G. Shah and J. C. Kishen, "Nonlinear fracture properties of concrete–concrete interfaces," *Mechanics of Materials*, vol. 42, no. 10, pp. 916-931, 2010.
- [٧] B. Roy and A. I. Laskar, "Cyclic behavior of in-situ exterior beam-column subassemblies with cold joint in column," *Engineering Structures*, vol. 132, pp. 822-833, 2017.
- [٨] A. Committee, "C09. ASTM C33-03, Standard Specification for Concrete Aggregates," ed: ASTM International, 2003.
- [٩] C. Astm, "125 Standard terminology relating to concrete and concrete aggregates," *Annual Book of ASTM Standards*, vol. 4, 2003.

- [۱۰] ACI, "Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight, and mass concrete," ed :ACI Farmington Hills, MI, 1991.
- [۱۱] C. ASTM, "Standard practice for making and curing concrete test specimens in the laboratory," *C192/C192M*, 2007.
- [۱۲] C. ASTM, "Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens," ed, 2012.
- [۱۳] C. Astm, "469, Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression," *Annual book of ASTM standards*, vol. 4, 2002.
- [۱۴] A. C. 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): An ACI Standard: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14): an ACI Report," 2014: American Concrete Institute .
- [۱۵] د. مستوفی نژاد, "سازه‌های بتن آرمه," ۱۳۹۴.
- [۱۶] C. ASTM, "Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens," ed, 2011.
- [۱۷] A. Hillerborg, "The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_f of concrete," *Materials and structures*, vol. 18, no. 4, pp. 291-296, 1985.
- [۱۸] D. R. RILEM, "50-FMC Committee Fracture Mechanics of Concrete, "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bending tests on notched beams", " *Materials and Structures*, vol. 85, no. 85, pp. 285-290, 1985.
- [۱۹] I. ASTM, "Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products," *ASTM A370*, 2012.
- [۲۰] A. C. Institute, "State-of-the-art report on high-strength concrete," *American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan*, 1992.
- [۲۱] C. S. Association, *Design of concrete structures*. Mississauga, Ont.: Canadian Standards Association, 2004.

[۲۲] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان-ویرایش چهارم. ۱۳۹۲.

- [۲۳] B. S. Institution, *Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings*. British Standards Institution, 2004.
- [۲۴] M. C. Ceb-Fip, "Design code," *Comite Euro International du Beton*, pp. 51-59, 1990.
- [۲۵] C. CEB-FIP, "Model code 2010," *Comite Euro-International du beton*, 2010.
- [۲۶] A. Committee, "Building code requirements for structural concrete:(ACI-۳۱۸ and commentary (ACI 318R-99)," 1999: American Concrete Institute .
- [۲۷] J. C. Committee, "Standard Specifications for Concrete Structures-2007 "Design", " *Japanese Society of Civil Engineering (JSCE), JSCE Guidelines for Concrete*, 2007.
- [۲۸] Z .P. Bažant and E. Becq-Giraudon, "Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard," *Cement and concrete research*, vol. 32, no. 4, pp. 529-556, 2002.
- [۲۹] R. Walter, L. Østergaard, J. F. Olesen, and H. Stang, "Wedge splitting test for a steel–concrete interface," *Engineering fracture mechanics*, vol. 72, no. 17, pp. 2565-2583, 2005.
- [۳۰] T. Paulay and M. N. Priestley, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," 1992.
- [۳۱] R. Park" ,Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing," *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*, vol. 22, no. 3, pp. 155-166, 1989.

[۳۲] دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰)، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۵.

[۳۳] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات

- [۳۴] C. Comartin, R. Niewiarowski, and C. Rojahn, "ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings," *SSC 96*, vol. 1, 1996.
- [۳۵] B. S. S. Council, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings," *FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*, pp. 2-12, 1997.
- [۳۶] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, and E. Oñate, "A plastic-damage model for concrete," *International Journal of solids and structures*, vol. 25, no. 3, pp. 299-326, 1989.
- [۳۷] D. Simulia, "Abaqus 2017 Documentation," 2017.
- [۳۸] P. Kmiecik and M. Kamiński, "Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration," *Archives of civil and mechanical engineering*, vol. 11, no. 3, pp. 623-636, 2011.
- [۳۹] J. G. MacGregor, J. K. Wight, S. Teng, and P. Irawan, *Reinforced concrete: Mechanics and design*. Prentice Hall Upper Saddle River, NJ, 1997.
- [۴۰] G. Al-Chaar, M. Issa, and S. Sweeney, "Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 8, pp. 1055-1063, 2002.

Abstract

The Aim of the present research is behavioral assessment of repairing concrete frames. To fulfill this purpose, the research has been organized into four sections. In section 1, some mechanical characteristics such as tensile and shear strength and fracture energy have been specified on the integrated concrete and cold joints through experimental tests. The results indicated 50-85 percent decline in all mentioned parameters. In section 2, a 4-point bending test has been performed on integrated and repaired beams. Consequenses illustrated remarkable reduction in some parameters such as absorbed energy, ductility and stiffness. Also, Difference of peak loads between control and the repaired beams is inconsiderable. Relatedly, in section 3, the result of numerical simulation of the beams have been compared with the experimental achivement from section 2. A satisfying agreement on both results can be percieved. To broaden the numerical application, section 4 has been devoted to investigating behavior of repairing frames in their covers numerically. Results revealed that repaired frames performance were not influenced in terms of ductility, peak load, initial stiffness, yield stiffness and energy absorbtion capacity.

Key words: Cold joint, Repairing and strengthening, 4-point bending, Fracture energy, Tensile strength, Shear strength, Push-off test, Splitting test, ABAQUS



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in: Structural Engineering

Seismic behavior of reinforced concrete frames repaired with new concrete

By: **Matin Khormali**

Supervisor:

Dr. Vahidreza Kalatjari

September, 2019