

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

پردیس بین‌المللی خوارزمی  
رساله دکتری مهندسی سازه

بررسی رفتار برشی تیرهای بتن آرمه مسلح به الیاف فولادی و پلیمری  
بدون خاموت برشی

نگارنده:

شهرام مقصودیان

استاد راهنما

دکتر فرشید جندقی علایی

استاد مشاور

دکتر مهدی نعمت‌زاده

زمستان ۱۳۹۸

تصویب نامه

تقدیم اثر

به خانواده گرامی ام

که قطعاً بدون همراهی و همکاری این عزیزان طی این مسیر برایم مقدور نبود.

## تشکر و قدردانی

از استاد گرانقدر جناب آقای دکتر فرشید جندقی علایی که در بخش مطالعات اولیه، انجام تحقیق و گردآوری این اثر راهنمای اینجانب بودند و در هموار نمودن مسیر و انجام تمامی مراحل رساله نهایت همکاری را داشتند، کمال تشکر و قدردانی را دارم؛

همچنین از زحمات و رهنمودهای بی‌بدیل استاد بزرگووارم جناب آقای دکتر مهدی نعمت‌زاده صمیمانه تشکر می‌نمایم؛

همچنین از جناب آقای مهندس جامعی که در انجام آزمایشات مختلف با اینجانب همفکری داشتند تشکر می‌نمایم؛

از پرسنل محترم آزمایشگاه مصالح و تکنولوژی بتن و سازه دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل که جهت انجام آزمایشات با اینجانب نهایت همکاری را داشتند نهایت تشکر و سپاس را دارم.

## اقرارنامه

اینجانب شهرام مقصودیان دانشجوی دوره دکتری رشته مهندسی عمران - سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان‌نامه بررسی رفتار برشی تیرهای بتن آرمه مسلح به الیاف فولادی و پلیمری بدون خاموت برشی تحت راهنمایی دکتر فرشید جندقی علایی متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان‌نامه توسط اینجانب انجام شده‌است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان‌نامه 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 پایان‌نامه تأثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج از پایان‌نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که از موجود زنده ( یا بافت‌های آنها ) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

## تاریخ

## امضای دانشجو

### مالکیت نتایج و حق نشر

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

## چکیده

یکی از مودهای خرابی نامطلوب در گسیختگی تیرهای بتن آرمه، مود برشی است. مقاومت کششی پایین بتن معمولی و شکست ترد ناشی از خرابی برشی در تیرهای بتن آرمه می‌تواند با اضافه نمودن درصد مناسبی از الیاف فولادی بهبود یابد. همچنین الیاف ترکیبی می‌توانند بتن را در برابر کرنش‌های پایین و بالا مسلح نمایند. ترکیب الیاف با مدول الاستیسیته بالا و پایین قادرند از پیدایش ماکرو و میکرو ترک‌ها جلوگیری نمایند. در این تحقیق ابتدا به منظور بررسی و شناخت دقیق رفتار بیرون کشیدگی الیاف فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی و مقایسه آن با رفتار الیاف فلزی قلاب‌دار و الیاف فلزی موج‌دار به تنهایی، یک مطالعه تجربی بر روی رفتار بیرون کشیدگی الیاف فوق در حالتی که الیاف عمود بر عرض ترک قرار می‌گیرند صورت پذیرفت. در ادامه تأثیر الیاف پلیمری اصلاح شده به همراه مقادیر مختلف از الیاف فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی بر خواص مکانیکی بتن مقاومت معمولی نظیر مقاومت فشاری، مقاومت کششی غیر مستقیم (دونیم شدن) و مقاومت خمشی مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت ضوابط مربوط به پذیرش بتن الیافی در تیرهای بدون خاموت به عنوان آرماتور برشی حداقل، بر اساس آیین‌نامه ACI 318-2011 بررسی گردید. بدین منظور در بخش اول جهت مشاهده پاسخ بیرون کشیدگی الیاف، شامل بیشینه نیروی بیرون کشیدگی و لغزش مربوط به نقطه بیشینه نیرو ۲۵ نمونه تهیه شد. در ادامه جهت بررسی خواص مکانیکی بتن ۴۵ نمونه در ۵ گروه آزمایشی ساخته شد و درصد حجمی الیاف پلیمری اصلاح شده به میزان ۰/۲۵٪ حجم بتن ثابت و درصد حجمی الیاف فلزی در سه رده ۰/۱۵٪ و ۰/۷۵٪ و ۱/۰٪ حجم بتن انتخاب گردید. در بخش دوم جهت بررسی تأثیر الیاف فوق بر رفتار برشی تیرهای بتن آرمه، ۱۶ تیر بتن آرمه با مقیاس  $\frac{1}{4}$  و نسبت دهانه برش به ارتفاع مؤثر  $(\frac{a}{d})$  برابر ۲/۶ در سه گروه ساخته شد. چهار نمونه اول فاقد الیاف و خاموت برشی بوده، چهار نمونه دوم فاقد الیاف و مسلح به خاموت برشی حداقل بوده و هشت نمونه دیگر بدون خاموت برشی با بتن الیافی ترکیبی با نسبت ۰/۷۵٪ الیاف فولادی (موج‌دار با قلاب انتهایی) و ۰/۲۵٪ الیاف

پلی پروپیلن و همچنین ۱٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلی پروپیلن می‌باشد. در ادامه تاثیر آرماتور طولی با درصدهای ۲/۵ و ۴ بر رفتار برشی تیرها مورد بررسی قرار گرفت. نتایج مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که با افزودن الیاف پلیمری به میزان ۰/۲۵٪ و الیاف فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی به میزان ۱/۰٪ افزایش مقاومت فشاری و مقاومت کششی غیر مستقیم نسبت به بتن معمولی به ترتیب ۲۷/۵٪ و ۶۶/۷٪ می‌باشد. همچنین در تمامی موارد با اضافه نمودن الیاف فلزی به همراه الیاف پلیمری با درصدهای مشخص شده فوق، الیاف می‌توانند عملکرد مناسبی در رفتار بعد از ترک‌خوردگی در جذب انرژی از خود نشان دهند علاوه بر آن شرایط پذیرش بتن‌های الیافی پیشنهادی بر اساس آیین‌نامه ACI 318-2011 برای الیاف فلزی با درصدهای ۰/۵٪ و ۰/۷۵٪ و ۱/۰٪ حجم به عنوان آرماتور حداقل برشی مورد تایید می‌باشد. در انتها با استفاده از نتایج آزمایشگاهی این تحقیق، رابطه‌ای برای پیش‌بینی مقاومت برشی بتن مسلح به الیاف پیشنهاد شد که از دقت مناسبی برخوردار است.

**کلمات کلیدی:** الیاف فولادی موج‌دار، مقاومت برشی بتن الیافی، الیاف ترکیبی، آرماتور برشی حداقل، خواص مکانیکی بتن الیافی ترکیبی.



## مقالات استخراج شده

### الف - مقالات ژورنالی

۱- مقصودیان، شهرام؛ جندقی علایی، فرشید؛ نعمت‌زاده، مهدی. بررسی آزمایشگاهی خواص مکانیکی

بتن با مقاومت معمولی حاوی الیاف فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی و الیاف پلیمری اصلاح شده؛

ژورنال عمران مدرس؛ وضعیت: پذیرفته شده برای چاپ.

۲- مقصودیان، شهرام؛ جندقی علایی، فرشید؛ نعمت‌زاده، مهدی. بررسی تأثیر الیاف ترکیبی فولادی

موج‌دار - قلاب‌دار و پلی‌پروپیلن اصلاح شده بر رفتار برشی تیرهای بتن آرمه با استفاده از نتایج

آزمایشگاهی و روابط تجربی؛

ژورنال مهندسی عمران امیرکبیر؛ وضعیت پذیرفته شده برای چاپ.

### ب - مقالات کنفرانسی

۱- مقصودیان، شهرام؛ جندقی علایی، فرشید؛ نعمت‌زاده، مهدی. بررسی آزمایشگاهی ترکیب الیاف

فلزی و پلیمری در بتن الیافی با مقاومت معمولی به عنوان جایگزین آرماتور برشی حداقل.

کنگره بین‌المللی صنعت ساختمان با محوریت تکنولوژی نوین در صنعت ساختمان؛ تبریز آذرماه

۱۳۹۷.

۲- مقصودیان، شهرام؛ جندقی علایی، فرشید؛ نعمت‌زاده، مهدی. تأثیر الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن بر

خواص مکانیکی بتن‌های الیافی با مقاومت معمولی؛

کنگره بین‌المللی صنعت ساختمان با محوریت تکنولوژی نوین در صنعت ساختمان؛ تبریز آذر ماه

۱۳۹۷.

## فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	فصل اول: مقدمه
۲	۱-۱ مقدمه
۲	۲-۱ اهمیت پژوهش
۴	۳-۱ اهداف تحقیق
۴	۴-۱ روش تحقیق
۵	۵-۱ ساختار پایان نامه
۷	فصل دوم: مشخصات مکانیکی بتن مسلح به الیاف
۸	۱-۲ مقدمه
۸	۲-۲ بتن الیافی
۱۰	۱-۲-۲ بتن مسلح به الیاف فولادی و الیاف پلی پروپیلن
۱۲	۲-۲-۲ خصوصیات مخلوط تازه بتن مسلح به الیاف فولادی و الیاف پلی پروپیلن
۱۲	۳-۲-۲ خصوصیات مکانیکی بتن مسلح به الیاف فولادی و پلی پروپیلن
۱۳	۱-۳-۲-۲ تاثیر الیاف فولادی بر مقاومت فشاری نمونه‌های بتن الیافی
۱۴	۲-۳-۲-۲ تاثیر الیاف فولادی بر مقاومت کششی نمونه‌های بتن الیافی
۱۶	۳-۳-۲-۲ تاثیر الیاف فولادی بر مقاومت خمشی نمونه‌های بتن الیافی
۱۷	۴-۳-۲-۲ تاثیر الیاف فولادی بر مقاومت برشی نمونه‌های بتن الیافی
۱۷	۱-۴-۳-۲-۲ تاثیر نسبت دهانه برش به ارتفاع تیر ( $\frac{a}{d}$ ) بر مقاومت برشی مقطع
۱۸	۲-۴-۳-۲-۲ تاثیر اندازه ارتفاع مقطع بر مقاومت برشی مقطع
۱۹	۳-۴-۳-۲-۲ تاثیر درصد آرماتور طولی بر مقاومت برشی مقطع
۲۰	۴-۴-۳-۲-۲ تاثیر مقاومت فشاری بتن الیافی بر مقاومت برشی مقطع
۲۰	۵-۴-۳-۲-۲ تاثیر اندازه (بعد مصالح) سنگی و نوع آن بر مقاومت برشی مقطع
۲۱	۶-۴-۳-۲-۲ تاثیر عرض مقطع بر مقاومت برشی مقطع
۲۱	۷-۴-۳-۲-۲ تاثیر الیاف فولادی بر مقاومت برشی مقطع
۲۱	۱-۷-۴-۳-۲-۲ بررسی و انتخاب شکل بهینه برای الیاف فولادی
۲۵	۲-۷-۴-۳-۲-۲ محدوده مجاز برای الیاف فولادی
۲۵	۳-۷-۴-۳-۲-۲ درصد حجمی الیاف در بتن
۲۵	۴-۲-۲ کاربرد بتن مسلح الیافی
۲۶	۳-۲ مروری بر ادبیات فنی
۲۶	۱-۳-۲ تحقیقات انجام شده در خصوص جایگزین نمودن الیاف فولادی به عنوان آرماتور برشی حداقل
۲۹	فصل سوم: مدل‌های پیشنهادی محاسبه ظرفیت برشی بتن الیافی
۳۰	۱-۳ مقدمه
۳۰	۲-۳ مدل‌های پیشنهادی ظرفیت برشی توسط محققین
۳۰	۱-۲-۳ مدل شرما
۳۱	۲-۲-۳ مدل نارایانان و درویش
۳۲	۳-۲-۳ مدل آشور و همکاران
۳۳	۴-۲-۳ مدل امام و واندوالی
۳۴	۵-۲-۳ مدل کواک و ابرهارد و کیم

۳۵	۶-۲-۳ مدل کوانتیا و همکاران .....
۳۶	۷-۲-۳ مدل یاکوب .....
۳۶	۸-۲-۳ مدل دین .....
۳۹	<b>فصل چهارم: بررسی رفتار بیرون کشیدگی الیاف و ارزیابی مشخصات مکانیکی بتن الیافی .....</b>
۴۰	۱-۴ مقدمه .....
۴۱	۲-۴ مصالح .....
۴۱	۱-۲-۴ سیمان .....
۴۱	۲-۲-۴ سنگدانه .....
۴۳	۳-۲-۴ الیاف مصرفی .....
۴۴	۴-۲-۴ فوق روان کننده ها .....
۴۵	۳-۴ طرح اختلاط و روند طرح اختلاط .....
۴۷	۴-۴ ارزیابی طرح اختلاط .....
۴۷	۵-۴ آزمایش بیرون کشیدگی الیاف .....
۴۸	۱-۵-۴ مکانیزم بیرون کشیده شدن الیاف .....
۵۱	۲-۵-۴ آزمایش بیرون کشیدگی الیاف .....
۵۱	۱-۲-۵-۴ نسبت اختلاط برای نمونه های بیرون کشیدگی الیاف .....
۵۲	۲-۲-۵-۴ نحوه اختلاط و ساخت نمونه های بیرون کشیدگی الیاف .....
۵۳	۳-۲-۵-۴ نحوه انجام آزمایش بیرون کشیدگی الیاف .....
۵۴	۴-۲-۵-۴ بررسی رفتار بیرون کشیده شدن الیاف .....
۵۸	۶-۴ ارزیابی خصوصیات مکانیکی بتن معمولی و الیافی .....
۵۸	۱-۶-۴ نحوه ساخت و آماده سازی نمونه ها .....
۵۹	۲-۶-۴ عمل آوری نمونه ها .....
۶۰	۳-۶-۴ مقاومت فشاری .....
۶۳	۴-۶-۴ مقاومت کششی دو نیم شدن (غیر مستقیم) .....
۶۵	۵-۶-۴ مقاومت خمشی .....
۷۰	۷-۴ بررسی نتایج .....
۷۰	۱-۷-۴ نتایج مقاومت فشاری .....
۷۱	۲-۷-۴ مقاومت کششی غیر مستقیم .....
۷۲	۳-۷-۴ مقاومت خمشی .....
۷۵	<b>فصل پنجم: بررسی رفتار برشی تیرهای بتن آرمه حاوی الیاف .....</b>
۷۶	۱-۵ مقدمه .....
۷۶	۲-۵ برنامه آزمایشگاهی .....
۷۷	۳-۵ چیدمان آزمایش و جزئیات تیرهای بتن مسلح .....
۷۹	۴-۵ کنترل خرابی برش قبل از خرابی خمشی در مقطع تیر بتن آرمه .....
۸۰	۵-۵ مواد و طرح اختلاط بتن تیرهای بتن مسلح .....
۸۱	۶-۵ نتایج آزمایشات .....
۸۲	۷-۵ رفتار تیر بتنی با بتن معمولی و بدون خاموت برشی .....
۸۲	۱-۷-۵ توسعه ترک و مود خرابی .....
۸۶	۲-۷-۵ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تیر بتن مسلح .....
۸۸	۳-۷-۵ تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی مقطع تیر بتن مسلح بدون خاموت برشی .....

۸۸	۸-۵ رفتار برشی تیر بتنی با بتن معمولی و خاموت برشی حداقل
۸۸	۱-۸-۵ توسعه ترک و مود خرابی
۹۴	۲-۸-۵ منحنی بار تغییر مکان وسط دهانه نمونه تیرهای بتن مسلح با خاموت برشی حداقل
۹۵	۳-۸-۵ تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی مقطع تیر بتن مسلح با خاموت حداقل
۹۵	۹-۵ رفتار برشی تیر بتنی با بتن الیافی
۹۵	۱-۹-۵ توسعه ترک و مود خرابی
۱۰۳	۲-۹-۵ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تیر بتن مسلح الیافی
۱۰۶	۳-۹-۵ تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی مقطع تیر بتن مسلح بدون خاموت با بتن الیافی
۱۰۶	۱۰-۵ بررسی نتایج آزمایشگاهی
۱۰۶	۱-۱۰-۵ توسعه ترک و مود خرابی
۱۰۸	۲-۱۰-۵ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تیرها
۱۱۱	۳-۱۰-۵ تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی مقطع تیر بتن مسلح
۱۱۳	<b>فصل ششم: ارایه رابطه برای پیش‌بینی ظرفیت برشی تیرهای بتن الیافی بدون خاموت</b>
۱۱۴	۱-۶ مقدمه
۱۱۴	۲-۶ اندازه‌گیری مقاومت کششی یکنواخت بتن الیافی ( $\sigma_f$ )
۱۱۹	۳-۶ مدل پیشنهادی برای محاسبه ظرفیت برشی مقاطع بتن الیافی بدون خاموت مورد بررسی در این تحقیق
۱۲۱	۱-۳-۶ اندازه‌گیری زاویه ترک بحرانی با میلگرد طولی و همچنین موقعیت مقاطع بحرانی
۱۲۲	۲-۳-۶ ارتفاع مقطع فشاری بتن (C)
۱۲۳	۳-۳-۶ محاسبه $V_c$
۱۲۴	۴-۳-۶ محاسبه نیروی برش ناشی از کشش الیاف ( $V_{ft}$ )
۱۲۵	۵-۳-۶ خلاصه رابطه پیشنهادی جهت محاسبه ظرفیت برشی مقاطع مورد بررسی با بتن الیافی
۱۲۶	۶-۳-۶ ارزیابی مقادیر ارائه شده برای ظرفیت برشی نمونه تیرهای مورد بررسی
۱۲۶	۴-۶ مقایسه مقاومت برشی نمونه‌های آزمایشگاهی با نتایج پیش‌بینی شده توسط سایر محققان
۱۳۱	<b>فصل هفتم: نتیجه‌گیری و ارایه پیشنهادات برای کارهای آتی</b>
۱۳۲	۱-۷ نتیجه‌گیری
۱۳۲	۱-۱-۷ نتایج حاصل از ارزیابی خواص مکانیکی طرح اختلاط پیشنهادی
۱۳۳	۲-۱-۷ نتایج حاصل از بررسی رفتار بیرون کشیدگی الیاف
۱۳۳	۳-۱-۷ نتایج حاصل از ارزیابی رفتار خمشی
۱۳۵	۴-۱-۷ نتایج حاصل از بارگذاری تیرها با مقیاس $\frac{1}{4}$
۱۳۵	۱-۴-۱-۷ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تیرهای بتن مسلح
۱۳۶	۲-۴-۱-۷ رشد و توسعه ترک در حین بارگذاری
۱۳۷	۵-۱-۷ مقایسه مقاومت برشی آزمایشگاهی با نتایج پیش‌بینی شده توسط سایر محققان
۱۳۷	۲-۷ پیشنهاد برای تحقیقات آتی
۱۳۹	پیوست (۱)
۱۴۰	پیوست (۲)
۱۴۶	پیوست (۳)
۱۵۲	پیوست (۴)
۱۵۴	منابع
۱	<b>Abstract</b>

## فهرست جدول ها

عنوان	صفحه
جدول ۱-۴ مشخصات آزمایشات شیمیایی سیمان تیپ ۲ فراز فیروزکوه .....	۴۱
جدول ۲-۴ درصد رد شده شن و ماسه مصرفی از الک‌های استاندارد .....	۴۲
جدول ۳-۴ مشخصات الیاف مصرفی .....	۴۴
جدول ۴-۴ طرح‌های آزمایشی برای رسیدن به طرح مورد نظر .....	۴۵
جدول ۵-۴ طرح اختلاط نهایی .....	۴۷
جدول ۶-۴ طرح اختلاط نمونه‌های بیرون کشیدگی .....	۵۱
جدول ۷-۴ مشخصات ظاهری الیاف .....	۵۱
جدول ۸-۴ نتایج مربوط به ماکزیمم نیروی بیرون کشیدگی، لغزش نقطه ماکزیمم الیاف قلاب‌دار .....	۵۵
جدول ۹-۴ نتایج مربوط به ماکزیمم نیروی بیرون کشیدگی، لغزش نقطه ماکزیمم الیاف موج‌دار .....	۵۶
جدول ۱۰-۴ نتایج مربوط به ماکزیمم نیروی بیرون کشیدگی، لغزش نقطه ماکزیمم الیاف موج‌دار با قلاب انتهایی .....	۵۷
جدول ۱۱-۴ نتایج آزمایش مقاومت فشاری .....	۶۲
جدول ۱۲-۴ نتایج آزمایش مقاومت کششی غیر مستقیم .....	۶۴
جدول ۱۳-۴ نتایج آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های سری $F_1$ .....	۶۸
جدول ۱۴-۴ نتایج آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های سری $F_2$ .....	۶۸
جدول ۱۵-۴ نتایج آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های سری $F_3$ .....	۶۹
جدول ۱۶-۴ نتایج آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های سری $F_4$ .....	۶۹
جدول ۱۷-۴ نتایج آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های سری $F_5$ .....	۷۰
جدول ۱-۵ مشخصات تیرهای بتنی .....	۷۸
جدول ۲-۵ طرح اختلاط بتن .....	۸۱
جدول ۳-۵ نتایج بارگذاری تیرها .....	۸۲
جدول ۴-۵ تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی نرمال شده تیرهای بتن معمولی بدون خاموت برشی .....	۸۸
جدول ۵-۵ مشخصات عمومی شکست تیرهای بتن مسلح با خاموت حداقل .....	۹۳
جدول ۶-۵ مشخصات عمومی شکست تیرهای بتن مسلح حاوی الیاف .....	۱۰۱
جدول ۱-۶ مقادیر $\theta$ و $\frac{LC}{d}$ برای نمونه تیرهای تحت بررسی .....	۱۲۱
جدول ۲-۶ ارزیابی نتایج حاصل از فرمول پیشنهادی مقاومت برشی تیر با نتایج آزمایشگاهی .....	۱۲۶
جدول ۳-۶ مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مدل پیشنهادی مقاومت برشی .....	۱۲۷

## فهرست شکل‌ها

عنوان	صفحه
شکل ۱-۱ شماتیک نمونه تیر تحت آزمایش.....	۵
شکل ۱-۲ انواع شکل‌های الیاف فلزی.....	۱۰
شکل ۲-۲ نمودار تنش فشاری- کرنش بتن الیافی با انواع مختلف شکل الیاف فولادی.....	۱۴
شکل ۳-۲ پاسخ بتن الیافی در لحظه ترک خوردگی و بعد از ترک خوردگی.....	۱۵
شکل ۴-۲ منحنی بار-خیز برای.....	۱۶
شکل ۵-۲ تاثیر نسبت دهانه برش به ارتفاع ( $\frac{a}{d}$ ) بر مقاومت برشی اعضاء بدون خاموت براساس تحقیقات قبلی.....	۱۷
شکل ۶-۲ تاثیر ارتفاع مؤثر مقطع و ماکزیمم بعد مصالح سنگی بر مقاومت برشی.....	۱۹
شکل ۷-۲ نمونه‌هایی از سطح مقطع الیاف و محاسبه مقدار <b>FIER</b> در مقایسه با مقطع دایره.....	۲۳
شکل ۸-۲ تاثیر نسبت محیط جانبی به سطح مقطع [۱۶].....	۲۴
شکل ۹-۲ نمونه‌هایی از طرح بهینه شکل الیاف [۱۶].....	۲۴
شکل ۱-۳ بررسی نتایج مدل پیشنهادی با نتایج واقعی <b>kwak</b> و همکاران در سال ۲۰۰۲.....	۳۱
شکل ۲-۳ سهم الیاف فولادی در مقاومت برشی بتن الیافی بدون خاموت.....	۳۵
شکل ۱-۴ منحنی‌های دانه‌بندی شن و ماسه مصرفی و مقایسه آن‌ها با محدوده منحنی‌های استاندارد ASTM C33.....	۴۲
شکل ۲-۴ الف) شکل ظاهری الیاف فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی و الیاف پلی‌پروپیلن اصلاح شده.....	۴۳
ب) مقایسه نسبی شکل ظاهری و ابعاد الیاف فلزی.....	۴۳
شکل ۳-۴ بتونیر برای ساخت طرح‌های آزمایشی.....	۴۶
شکل ۴-۴ بسته بندی مصالح سنگی برای حفظ درصد رطوبت.....	۴۶
شکل ۵-۴ رفتار عمومی نیرو- لغزش الیاف قلاب‌دار در روند بیرون کشیدگی از ماتریس بتن الیافی.....	۴۹
شکل ۶-۴ مراحل مختلف بیرون کشیدگی الیاف قلاب‌دار از ماتریس.....	۵۰
شکل ۷-۴ شکل ظاهری الیاف.....	۵۲
شکل ۸-۴ هندسه قالب و اجزای مربوط به آن.....	۵۲
شکل ۹-۴ نحوه و مراحل جایگذاری الیاف در درون قالب‌ها.....	۵۳
شکل ۱۰-۴ محفظه پلاستیکی سرپوشیده جهت نگهداری نمونه‌ها.....	۵۳
شکل ۱۱-۴ هندسه نمونه‌ها و چیدمان آزمایش بیرون کشیدگی الیاف.....	۵۴
شکل ۱۲-۴ دستگاه ساخته شده توسط محققان دانشگاه صنعتی شاهرود.....	۵۴
شکل ۱۳-۴ نتایج مربوط به آزمایش بیرون کشیدگی الیاف قلاب‌دار.....	۵۵
شکل ۱۴-۴ نتایج مربوط به آزمایش بیرون کشیدگی الیاف موج‌دار.....	۵۶
شکل ۱۵-۴ نتایج مربوط به آزمایش بیرون کشیدگی الیاف موج‌دار با قلاب انتهایی.....	۵۷
شکل ۱۶-۴ قالب‌های نمونه‌های استوانه‌ای و تیر خمشی.....	۵۸
شکل ۱۷-۴ نمونه آزمایش مقاومت فشاری و کششی غیر مستقیم و خمشی.....	۵۹
شکل ۱۸-۴ شرایط نگهداری نمونه‌های آزمایشگاهی مقاومت فشاری و کششی غیر مستقیم و خمشی.....	۵۹
شکل ۱۹-۴ نمونه مقاومت فشاری قبل از بارگذاری.....	۶۰
شکل ۲۰-۴ نمونه آزمایش مقاومت فشاری.....	۶۱
شکل ۲۱-۴ نتایج آزمایش مقاومت فشاری.....	۶۲
شکل ۲۲-۴ چیدمان آزمایش دو نیم شدن.....	۶۳

- شکل ۴-۲۳ چیدمان آزمایش مقاومت کششی ..... ۶۴
- شکل ۴-۲۴ نتایج آزمایش مقاومت کششی ..... ۶۵
- شکل ۴-۲۵ نمونه تیرآزمایشگاهی جهت آزمایش مقاومت خمشی ..... ۶۶
- شکل ۴-۲۶ (الف) جزئیات بارگذاری تیر خمشی - (ب، پ، ت، ث) جزئیات نصب تغییر مکان سنج (LVDT) ..... ۶۶
- شکل ۴-۲۷ نمونه مقاومت خمشی تیر ..... ۶۸
- شکل ۴-۲۸ نتایج مقاومت خمشی نمونه‌ها ..... ۷۰
- شکل ۴-۲۹ نمونه تیر بارگذاری بعد از خرابی ..... ۷۴
- شکل ۵-۱ (الف) چیدمان اجرایی آزمایش تیرها (ب) چیدمان شماتیک آزمایش ..... ۷۷
- شکل ۵-۲ روند رشد و توسعه ترک نمونه  $A_{1-1}$  ..... ۸۳
- شکل ۵-۳ روند رشد و توسعه ترک نمونه  $A_{1-2}$  ..... ۸۳
- شکل ۵-۴ روند رشد و توسعه ترک نمونه  $A_{2-1}$  ..... ۸۴
- شکل ۵-۵ روند رشد و توسعه ترک نمونه  $A_{2-2}$  ..... ۸۴
- شکل ۵-۶ شکل خرابی نمونه  $A_{1-1}$  ..... ۸۵
- شکل ۵-۷ شکل خرابی نمونه  $A_{1-2}$  ..... ۸۵
- شکل ۵-۸ شکل خرابی نمونه  $A_{2-1}$  ..... ۸۶
- شکل ۵-۹ شکل خرابی نمونه  $A_{2-2}$  ..... ۸۶
- شکل ۵-۱۰ منحنی‌های بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه‌های  $A_{1-1}$  و  $A_{1-2}$  ..... ۸۷
- شکل ۵-۱۱ منحنی‌های بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه‌های  $A_{2-1}$  و  $A_{2-2}$  ..... ۸۷
- شکل ۵-۱۲ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $B_{1-1}$  ..... ۸۹
- شکل ۵-۱۳ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $B_{1-2}$  ..... ۹۰
- شکل ۵-۱۴ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $B_{2-1}$  ..... ۹۱
- شکل ۵-۱۵ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $B_{2-2}$  ..... ۹۱
- شکل ۵-۱۶ شکل خرابی برشی نمونه  $B_{1-1}$  ..... ۹۲
- شکل ۵-۱۷ شکل خرابی برشی نمونه  $B_{1-2}$  ..... ۹۲
- شکل ۵-۱۸ شکل خرابی برشی نمونه  $B_{2-1}$  ..... ۹۲
- شکل ۵-۱۹ شکل خرابی برشی نمونه  $B_{2-2}$  ..... ۹۳
- شکل ۵-۲۰ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه‌های  $B_{1-1}$  و  $B_{1-2}$  ..... ۹۴
- شکل ۵-۲۱ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه‌های  $B_{2-1}$  و  $B_{2-2}$  ..... ۹۵
- شکل ۵-۲۲ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{1-1}$  ..... ۹۶
- شکل ۵-۲۳ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{1-2}$  ..... ۹۷
- شکل ۵-۲۴ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{2-1}$  ..... ۹۸
- شکل ۵-۲۵ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{2-2}$  ..... ۹۹
- شکل ۵-۲۶ شکل خرابی برشی نمونه  $C_{1-1}$  ..... ۱۰۲
- شکل ۵-۲۷ شکل خرابی برشی نمونه  $C_{1-2}$  ..... ۱۰۲
- شکل ۵-۲۸ شکل خرابی برشی نمونه  $C_{2-1}$  ..... ۱۰۲
- شکل ۵-۲۹ شکل خرابی برشی نمونه  $C_{2-2}$  ..... ۱۰۳
- شکل ۵-۳۰ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه  $C_{1-1}$  و  $C_{1-2}$  ..... ۱۰۳
- شکل ۵-۳۱ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه  $C_{2-1}$  و  $C_{2-2}$  ..... ۱۰۴

- شکل ۳۲-۵ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه  $C_{۳-۲}$  و  $C_{۳-۱}$  ..... ۱۰۴
- شکل ۳۳-۵ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه  $C_{۴-۲}$  و  $C_{۴-۱}$  ..... ۱۰۵
- شکل ۱-۶ نمودار تنش کششی بتن الیافی در مقابل بار وارد بر مقطع تیر بر اساس ASTM C1609 ..... ۱۱۵
- شکل ۲-۶ ..... ۱۱۶
- الف) نمودار تیپ بارگذاری ۴ نقطه‌ای نمونه‌های بتن الیافی بر اساس استاندارد ASTM C1609 (ب) دیاگرام تغییرات لنگر خمشی نمونه (ج) شکل ایده‌آل ترک خوردگی نمونه تیر بر اساس استاندارد ASTM C1609 ..... ۱۱۶
- شکل ۳-۶ توزیع تنش کششی یکنواخت نمونه بتن الیافی بر اساس نتایج آزمایش خمش ..... ۱۱۷
- شکل ۴-۶ نمودار تنش کششی بتن الیافی در مقابل بازشدگی ترک بر اساس نتایج ASTM C1609 ..... ۱۱۸
- ۱۱۸ ..... (۰/۷۵٪ الیاف فلزی + ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری)
- شکل ۵-۶ نمودار تنش کششی بتن الیافی در مقابل بازشدگی ترک بر اساس نتایج ASTM C1609 ..... ۱۱۹
- ۱۱۹ ..... (۱٪ الیاف فلزی + ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری)
- شکل ۶-۶ الف) موقعیت ترک بحرانی برشی قبل از خرابی برشی (ب) توزیع تنش در مسیر ترک و منطقه فشاری نمونه ..... ۱۲۰
- شکل ۸-۶ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و نتایج حاصل از فرمول‌های پیشنهادی ..... ۱۲۸
- شکل ۹-۶ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و نتایج پیش بینی حاصل از رابطه پیشنهادی رابطه (۶-۲۱) ..... ۱۲۹
- شکل ۱- روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{۳-۱}$  ..... ۱۴۶
- شکل ۲- روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{۳-۲}$  ..... ۱۴۷
- شکل ۳- روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{۴-۱}$  ..... ۱۴۸
- شکل ۴- روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{۴-۱}$  ..... ۱۴۹



# فصل اول

## مقدمه

## ۱-۱ مقدمه

همانطور که می‌دانیم استفاده از بتن‌های معمولی به دلیل هزینه پایین و در دسترس بودن مصالح آن امروزه بسیار متداول می‌باشد و در مقابل آن معایبی نظیر مقاومت کششی پایین و ظرفیت کرنشی کم که منجر به ضعف آن در برابر بازشدگی و توسعه ترک می‌باشد در آن‌ها مشاهده می‌شود.

به همین دلیل در آیین‌نامه‌های طراحی، مقاومت برشی تیر به اندازه معینی محدود گردید. یکی از روش‌های متداول برای کاهش و کنترل عرض ترک‌های حاصل از ضعف برشی مقطع اضافه نمودن الیاف‌هایی که به صورت تصادفی در ماتریس سیمانی پخش می‌شوند می‌باشد. با توجه به نوع الیاف مصرفی که دارای انواع و اشکال مختلف می‌باشد چقرمگی و شکل‌پذیری مقطع و همچنین مقاومت کششی مقطع بعد از ترک‌خوردگی در مقایسه با بتن بدون الیاف با توجه به درصد الیاف مصرفی افزایش می‌یابد.

تاثیر مقاومتی الیاف در ماتریس‌های بتنی بوسیله مکانیزم پل‌زدن الیاف در سطوح ترک مشاهده می‌شود که سبب افزایش مقاومت کششی قطری در سطوح ترک می‌شود که در نتیجه منجر به کاهش فاصله و عرض ترک در مقاطع تیر می‌شود که در نهایت ظرفیت برشی در محل تماس ذرات مصالح سنگی به دلیل وجود الیاف افزایش می‌یابد.

با توجه به توضیحات فوق بررسی شکل الیاف مصرفی و عملکرد آن بر رفتار برشی تیرهای بتنی مسلح از اهمیت زیادی برخوردار می‌باشد.

## ۱-۲ اهمیت پژوهش

وقتی که لنگر خمشی و نیروی برشی در طراحی سازه‌ها ترکیب می‌شوند، در تیرهای بتنی بدون خاموت یا با خاموت برشی کم، خرابی برشی می‌تواند قبل از خرابی خمشی اتفاق بیفتد. این نوع از خرابی بدون هشدار قبلی بوده و می‌تواند باعث فاجعه شود و در بعضی از موارد نیز استفاده از خاموت

برشی در بعضی از نقاط سازه مشکلات اجرایی به همراه داشته و منجر به ایجاد فضای خالی در بتن می‌شود که باعث کاهش مقاومت قطعه و همچنین ضعف اتصال بین بتن و آرماتور طولی می‌گردد.

در چنین مواردی استفاده از بتن الیافی با توجه به موقعیت مقطع و استانداردهای مربوطه پیشنهاد می‌گردد. بر اساس نتایج تحقیقات قبلی بر روی تیرهای بتنی بدون خاموت که در اثر برش دچار خرابی شدند و کنترل ضوابط مربوط به پذیرش بتن الیافی تیرهای بتنی بدون خاموت که بر اساس استاندارد ACI code 318-2011 بخش ۱۱.۴.۶ مورد ارزیابی قرار گرفتند می‌توان در نواحی که  $0.5\phi V_C < V_u < \phi V_C$  می‌باشد از الیاف فولادی به عنوان جایگزین آرماتور برشی حداقل با رعایت موارد ذیل استفاده نمود.

$$(۱) f'_C < 41 \text{ Mpa} \text{ باشد؛}$$

$$(۲) \text{ ارتفاع مقطع کمتر از } 610 \text{ mm} < h \text{ باشد؛}$$

$$(۳) \text{ درصد الیاف مصرفی بیش از } 0.75\% \text{ حجم بتن مصرفی باشد؛}$$

$$(۴) \text{ بایستی مقاومت خمشی متناسب با مقدار خیز وسط دهانه در مقادیر } \frac{1}{30} \text{ و } \frac{1}{15} \text{ طول دهانه تحت}$$

آزمایش خمش بر اساس استاندارد ASTM C 1609 نمونه‌های بتن الیافی بیشتر از مقادیر ۹۰ و ۷۵ درصد مقاومت خمشی لحظه اولین ترک باشد. به عبارتی ACI 318-2011 استفاده از بتن الیافی با

شرایط فوق را مورد تأیید قرار می‌دهد که در نقاطی که مقدار برش از  $\phi V_C$  کمتر باشد استفاده شود،

$$\text{اما ACI 318-2011 در معادله } V_C = 0.167 \sqrt{f'_C} b d \text{ (N)} \text{ محاسبه ظرفیت برشی برای بتن}$$

الیافی را مورد بازنگری قرار نمی‌دهد. در ارتباط با موارد تحقیقات قبلی مشاهده شد که با افزایش

ارتفاع مقطع و همچنین تغییر در ابعاد ماکزیمم اندازه مصالح سنگی مقدار ظرفیت برشی تغییر پیدا

می‌کند و بر اساس فرمول ACI 318-2011 محاسبه ظرفیت برشی برای تیرهای بتنی بدون خاموت با

$$\text{استفاده از رابطه } V_C = 0.167 \sqrt{f'_C} b d \text{ (N)} \text{ صحیح نمی‌باشد.}$$

بدین منظور در این پایان نامه به بررسی الیاف ترکیبی فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی و الیاف پلی‌پروپیلن اصلاح شده جهت پذیرش به عنوان آرماتور برشی حداقل در مقاطع بتن آرمه بر اساس ACI 318-2011 می‌پردازیم و همچنین رفتار برشی تیرهای بتن آرمه با استفاده از الیاف فوق مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

### ۳-۱ اهداف تحقیق

هدف کلی این تحقیق تمرکز بر رفتار برشی تیرهای ساده و بررسی آن می‌باشد که این موضوع در سه بخش انجام می‌شود.

۱- انتخاب طرح اختلاط مناسب با در نظر گرفتن مقدار مقاومت مورد نظر و بررسی خواص مکانیکی طرح مورد نظر نظیر مقاومت فشاری، خمش، کشش غیر مستقیم و آزمایش بیرون کشیدگی الیاف بر اساس دستورالعمل استاندارد مربوطه.

۲- اندازه‌گیری مقاومت برشی مقطع مورد نظر و همچنین بررسی وضعیت خیز وسط دهانه و توسعه ترک.

۳- اطلاعات بدست آمده در مرحله اول و دوم آنالیز شده و نتایج بدست آمده با نتایج حاصل از مدل‌های قبلی کنترل گردید.

### ۴-۱ روش تحقیق

در بخش آزمایشگاهی جهت انجام این تحقیق به صورت ذیل پرداخته شد.

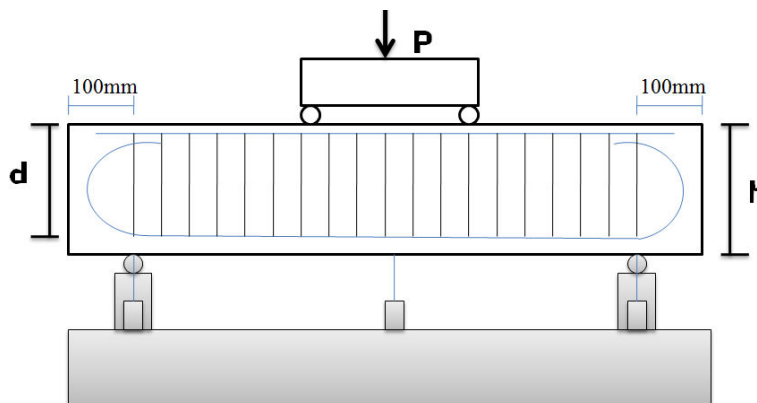
ابتدا طرح اختلاط مناسب بر اساس  $f'_c = 40 \text{ Mpa}$  (نمونه سیلندری) و اسلامپ مناسب انتخاب گردید و ضمناً برای پیوستگی بهتر بین الیاف و بتن، ماکزیمم بعد ذرات مصالح سنگی  $12/5 \text{ mm}$  انتخاب می‌گردد. همچنین برای بررسی تاثیر درصد آرماتور طولی مصرفی مقدار آن به میزان  $\rho = 2/5$  , درصد مقطع انتخاب شد.

ابتدا آزمایش بیرون کشیدگی الیاف بر اساس استاندارد مربوطه جهت بررسی رفتار الیاف فولادی موج‌دار با قلاب انتهایی و مقایسه آن با رفتار الیاف موج‌دار و الیاف قلاب‌دار به تنهایی انجام شده و در ادامه آزمایشات مقاومت فشاری، خمشی، کشش غیر مستقیم بر اساس دستورالعمل مربوطه انجام گردید. در نهایت تیرهایی با مقیاس  $\frac{1}{4}$  مطابق شکل (۱-۱) با ارتفاع  $h = 300 \text{ mm}$  و طول دهانه برش بر اساس  $a = 2/6d$  و طول کلی تیر  $L = 3a + 200 \text{ mm}$  انتخاب شد.

$$d = 300 - 35 = 265 \text{ mm} \text{ (پوشش)} \quad (1-1)$$

$$\frac{a}{d} = \frac{2}{6} \rightarrow a = \frac{2}{6}d = \frac{2}{6} \times 265 = 88.3 \text{ mm} \quad (2-1)$$

$$\text{طول کل تیر} = 88.3 \times 3 + 200 = 464.9 \text{ mm} \quad (3-1)$$



شکل ۱-۱ شماتیک نمونه تیر تحت آزمایش

سپس با توجه به بارگذاری انجام شده مقادیر مقاومت برشی، خیر وسط دهانه، توسعه ترک بررسی شد. در نهایت نتایج آنالیز شده و با نتایج حاصل از مدل‌های قبلی کنترل گردید.

## ۵-۱ ساختار پایان‌نامه

با توجه به اهداف بیان شده، این پایان‌نامه در هفت فصل تدوین گردیده است. در ذیل به طور مختصر به فصول آن پرداخته می‌شود.

**فصل اول:** در این فصل به طور مختصر به نقش الیاف در افزایش مقاومت برشی و همچنین به ضرورت تحقیق و نوآوری و روش تحقیق در ارتباط با پایان نامه پرداخته می‌شود.

**فصل دوم:** که در آن به خواص مکانیکی بتن الیافی در فشار، خمش، کشش غیرمستقیم پرداخته می‌شود و عوامل تاثیرگذار بر مقاومت برشی مقطع بدون خاموت نظیر درصد آرماتور طولی، نسبت  $\frac{a}{d}$  (دهانه برش به ارتفاع تیر)، مقاومت برشی بتن، عرض مقطع، ابعاد سنگ‌دانه، بررسی و انتخاب شکل بهینه برای الیاف فولادی و تاثیر الیاف بر روی ماتریس پرداخته می‌شود.

**فصل سوم:** به مدل‌های موجود برای محاسبه ظرفیت برشی مقطع تیر بدون خاموت پرداخته می‌شود.

**فصل چهارم:** به مدل‌های آزمایشگاهی اختصاص دارد که در ابتدا طرح اختلاط مورد نظر طراحی و آزمایشات بیرون کشیدگی الیاف بر اساس استاندارد مربوطه جهت بررسی رفتار الیاف انتخابی انجام شد. سپس آزمایشات مقاومت فشاری، خمش و کشش غیرمستقیم بر روی نمونه‌های بتن الیافی صورت پذیرفت.

**فصل پنجم:** آزمایش بارگذاری نمونه تیرهایی با مقیاس  $\frac{1}{4}$  به صورت چهارنقطه‌ای انجام شد. از نتایج آزمایش‌ها برای محاسبه مقاومت برشی، ترسیم نمودار بار-تغییرمکان، بررسی توسعه ترک و همچنین تاثیر تغییرات درصد فولاد طولی بر روی مقاومت برشی مقطع استفاده گردید.

**فصل ششم:** در این فصل رابطه‌ای برای پیش‌بینی ظرفیت برشی تیرهای بتن الیافی بدون خاموت مورد بررسی، ارائه می‌شود. رابطه فوق با توجه به اندازه‌گیری‌های تجربی شکل ترک و خواص مکانیکی بتن الیافی مورد نظر ارائه می‌گردد. در ادامه نتایج حاصل از رابطه فوق با نتایج واقعی حاصل از آزمایش تیرهایی با مقیاس  $\frac{1}{4}$  کنترل می‌شوند.

**فصل هفتم:** در این فصل نتایج حاصل از این تحقیق بیان گردیده و همچنین در خصوص تحقیقات آتی پژوهشی مواردی پیشنهاد می‌گردد.

## فصل دوم

مشخصات مکانیکی بتن مسلح به الیاف

## ۱-۲ مقدمه

امروزه استفاده از بتن به علت دارا بودن مزایایی نظیر هزینه پایین، در دسترس بودن مصالح آن و همچنین کاربرد متنوع در صنعت ساختمان به طور چشمگیری افزایش پیدا نموده است. اما بتن یک ماده نیمه ترد بوده و خاصیت تردگونه آن با افزایش مقاومت فشاری اضافه می‌شود. همچنین مقاومت کششی پایین و ضعف مقاومت در برابر بازشدگی و توسعه ترک در بتن متداول می‌باشد. در نتیجه با توسعه مهندسی ساختمان مدرن نیاز به نوع جدیدی از بتن با مقاومت، چقرمگی و دوام مناسب ضروری به نظر می‌رسد [۴-۱].

یکی از روش‌های رایج برای کاهش و کنترل عرض ترک‌های حاصل از کشش مستقیم یا برش استفاده از الیاف می‌باشد. الیاف رشته‌های نازک و کوتاه می‌باشند که به صورت تصادفی در تمام جهات بتن پخش می‌شوند و دارای انواع و اشکال مختلف بوده که با توجه به محل مصرف مورد استفاده قرار می‌گیرند. با انتخاب نوع و درصد مناسبی از الیاف ضعیف‌های بتن نظیر مقاومت کششی پایین، ترد بودن، شکل‌پذیری و چقرمگی بهبود می‌یابد.

## ۲-۲ بتن الیافی

بتن ماده‌ای نیمه ترد است که تحت فشار عملکرد خوبی از خود نشان می‌دهد اما در کشش ضعیف عمل می‌نماید. خرابی بتن می‌تواند بوسیله ایجاد ترک‌های ناشی از تغییرات دما و رطوبت که به صورت میکروسکوپی در سطح سنگدانه شروع شده و سپس به وسیله بارگذاری مداوم در سطوح بتن توسعه می‌یابد، صورت پذیرد [۷-۵]. اضافه نمودن الیاف‌هایی که به صورت تصادفی در ماتریس‌های سیمانی پخش می‌شوند رشد و توسعه ریزترک‌ها را کاهش داده و همچنین چقرمگی و شکل‌پذیری و مقاومت کششی بعد از ترک‌خوردگی مقاطع را افزایش می‌دهند [۸-۱۰].



بررسی‌ها نشان می‌دهد که تفکر استفاده از الیاف از زمان‌های باستان نیز وجود داشته است. مصریان قدیم از کاه برای مسلح کردن آجرهای گلی استفاده می‌نمودند. علاوه بر این از الیاف پنبه نسوز و موی اسب نیز برای مسلح نمودن استفاده می‌شد [۱۱].

امروزه انواع متنوعی از الیاف برای کاربردهای گوناگون در بتن استفاده می‌شود. الیاف ممکن است از جنس فولاد، شیشه، سنتتیک و الیاف طبیعی انتخاب گردند. الیاف با قطر بیش از  $0/3$  میلی‌متر به عنوان ماکروسنتتیک و الیاف با قطر کمتر از  $0/3$  میلی‌متر میکروسنتتیک نامیده می‌شود [۱۲]. مطالعات آزمایشگاهی به منظور کاربرد الیاف فولادی در بهبود خصوصیات بتن از سال ۱۹۱۰ آغاز گردید [۱۳].

اگرچه نخستین کاربرد الیاف فولادی مربوط به ترمیم حفرات بوجود آمده در باند پرواز فرودگاه در اثر اصابت بمب حین جنگ جهانی دوم می‌باشد، اما کاربرد تجاری الیاف فولادی از دهه ۱۹۷۰ میلادی به ویژه در اروپا، ژاپن و ایالات متحده آمریکا شتاب بیشتری یافت [۱۴].

بتن‌های الیافی به عنوان یک مصالح مرکب تشکیل شده از دو جزء الیاف و ماتریس تعریف می‌شود. منظور از ماتریس، خمیر، ملات، دوغاب و یا بتنی است که شامل سنگدانه‌ها و تمام مواد افزودنی می‌باشد. با توجه به تاثیر نوع الیاف در رفتار و خصوصیات بتن الیافی، رفتارهای متنوعی را می‌توان از بتن‌های الیافی مشاهده نمود.

تاثیر مقاومتی الیاف در ماتریس‌های بتنی بوسیله عمل پل زدن الیاف‌ها در سطوح ترک مشاهده می‌شود. مکانیزم خرابی متداول الیاف در ماتریس‌های بتنی به صورت بیرون کشیده شدن الیاف یا گسیختگی الیاف می‌باشد [۱۵].

میزان تاثیر الیاف در بتن‌های الیافی به عواملی نظیر مقاومت ماتریس، مشخصات الیاف و وضعیت اتصال بین الیاف و ماتریس بستگی دارد. با توجه به بررسی‌های به عمل آمده، معمولاً تغییر چندانی در مقاومت اولین ترک ماتریس با افزودن الیاف مشاهده نمی‌شود. بیشترین تاثیر الیاف بر رفتار مصالح، بعد از ترک خوردگی ماتریس مشاهده می‌شود.

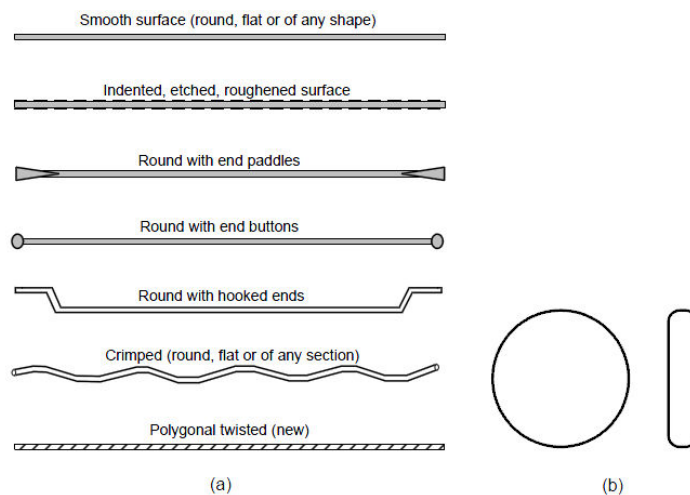
به عنوان نمونه مکانیزم‌های مربوط به رفتار الیاف فولادی در بتن به صورت ذیل می‌تواند بیان شود:

- الیاف فولادی با توزیع در داخل بتن، ریزترک‌ها را قطع کرده و مانع تبدیل آن‌ها به ترک‌های بزرگ‌تر می‌شوند.

- پس از وقوع ترک خوردگی نیز الیاف واقع در دهانه ترک موجب ایجاد ظرفیت باربری اضافی در بتن می‌شوند. این ظرفیت باربری با توجه به مقدار و نوع الیاف مصرفی می‌تواند قابل توجه باشد.

### ۱-۲-۲ بتن مسلح به الیاف فولادی و الیاف پلی پروپیلن

امروزه الیاف فولادی یکی از الیاف پرمصرف جهت بهبود عملکرد بتن تحت بارهای مکانیکی و محیطی می‌باشد، که اگر به مقدار مناسب به بتن اضافه گردد باعث افزایش مقاومت کششی بعد از ترک خوردگی و همچنین افزایش چقرمگی و شکل‌پذیری و جذب انرژی مقطع خواهد شد. الیاف فولادی به اشکال مختلف از نوع کوتاه و ناپیوسته مطابق شکل (۱-۲) با نسبت ظاهری (نسبت طول به قطر) ۲۰ تا ۱۰۰ در کارهای بتنی استفاده می‌شوند.



شکل ۱-۲ انواع شکل‌های الیاف فلزی

(a) شکل‌های متداول الیاف (b) الیاف با حلقه بسته در بعضی موارد مشاهده شد [۱۶]

امروزه سعی بر این شده که با تغییراتی که در شکل و فرم و اندازه و خواص مکانیکی الیاف ایجاد می‌شود بتوان به بهره‌برداری حداکثری از اضافه نمودن الیاف رسید.

در مطالعات وسیعی به بررسی تاثیر اضافه نمودن الیاف در بتن پرداخته شده و کمتر به بررسی مهندسی نمودن شکل الیاف توجه شده است. تقسیم‌بندی‌هایی بر اساس ماده تشکیل‌دهنده، شکل فیزیکی، شیمیایی، چگالی، سطح تماس انجام شده است. وقتی الیاف انتخاب می‌شوند یک مجموعه نامحدود از خواص الیاف به شکل مقطع، طول، قطر و سطح تغییر شکل پیدا کرده، برمی‌گردد. شکل مقطع به صورت دایره‌ای، مستطیل، مربع، مثلث و چندضلعی می‌تواند انتخاب شود. برای درگیری بیشتر الیاف و ماتریس در الیاف تغییر شکل مکانیکی ایجاد می‌شود. با اضافه نمودن یک نوع از الیاف به بتن خواص بتن در یک محدوده بهبود می‌یابد به عبارتی بتن با الیاف ترکیبی که از دو یا چند نمونه از الیاف با مشخصات خاصی انتخاب می‌شوند باعث بهبود خواص بتن در مراحل و حالت‌های مختلف بارگذاری می‌شود.

به دلیل آنکه ترک‌ها در مراحل و سازه‌های مختلف در بتن به وجود می‌آیند استفاده از الیاف‌های متنوع با طول و جنس مختلف برای رفع این مشکل مناسب می‌باشد. طراحی برای بتن الیافی موقعی مناسب و ایده‌آل می‌باشد که بین الیاف‌ها یک عملکرد متقابل و خوبی برقرار باشد که در نتیجه باعث عملکرد بهتر نسبت به استفاده از یک الیاف خاص می‌باشد [۱۷-۲۰].

به عنوان یک تقسیم‌بندی، الیافی که در سازه‌های بتنی مورد استفاده قرار می‌گیرند را می‌توان در دو گروه تقسیم‌بندی نمود [۱۲]:

۱- الیاف با مدول الاستیسیته بالا

۲- الیاف با مدول الاستیسیته پایین

الیاف پلیمری به دلیل داشتن مدول الاستیسیته پایین و نسبت ظاهری بالا و افزایش تعداد الیاف مصرفی در واحد حجم ثابت از توسعه و گسترش میکروتُرک‌ها جلوگیری می‌نماید و در نتیجه باعث دوام مخلوط‌های بتنی می‌شوند [۱۰].

اضافه نمودن الیاف فولادی به بتن در محل ترک جهت انتقال تنش کمک می‌نماید و در نتیجه باعث سلامت سازه خواهد شد. تاثیر بتن الیافی با الیاف فلزی در افزایش خصوصیات مکانیکی بستگی به

مقدار الیاف و نسبت ظاهری الیاف ( $\frac{L_f}{D_f}$ ) و درصد آرماتور طولی و مقاومت کششی الیاف و مقاومت فشاری بتن دارد.

### ۲-۲-۲ خصوصیات مخلوط تازه بتن مسلح به الیاف فولادی و الیاف پلی پروپیلن

در بتن مسلح به الیاف فولادی و پلیمری خصوصیات نظیر تراکم، کارایی، مقاومت و دیگر خصوصیات بتن از اهمیت زیادی برخوردار می‌باشد. بنابراین کارایی مخلوط باید به اندازه‌ای باشد که بتن‌ریزی، تراکم و پرداخت سطحی مخلوط به خوبی انجام شود و همزمان الیاف به شکل یکنواخت توزیع شده و جداشدگی و آب انداختگی مخلوط به حداقل برسد. در درصد‌های حجمی متداول استفاده از الیاف بین ۰/۲۵ تا ۲ درصد میزان اسلامپ در مقایسه با مخلوط فاقد الیاف به میزان ۲۵ الی ۱۰۰ میلی‌متر کاهش می‌یابد [۱۴]. یکی دیگر از موارد مهم در حین استفاده از بتن‌های الیافی جلوگیری از پدیده گلوله‌ای شدن الیاف می‌باشد که ناشی از انباشته شدن و چسبیدن الیاف به همدیگر می‌باشد که برای جلوگیری از آن باید در مراحل انتخاب و اضافه نمودن الیاف به بتن و طرح اختلاط مخلوط و همچنین انتخاب ماشین‌آلات جهت تهیه بتن دقت لازم صورت پذیرد. استفاده از الیاف فلزی با درصد حجمی بالا در مخلوط‌های بتنی می‌تواند سبب کاهش کارایی و افزایش هزینه و باعث ایجاد فضای خالی در بتن در حین بتن‌ریزی در قالب به دلیل پایین بودن اسلامپ شود ولی استفاده از الیاف فلزی و الیاف پلی پروپیلن به طور همزمان سبب بهبود خواص بتن تازه نظیر کارایی و همچنین کاهش ترک‌های اولیه برای بتن تازه ریخته شده در قالب می‌شود.

### ۳-۲-۲ خصوصیات مکانیکی بتن مسلح به الیاف فولادی و پلی پروپیلن

خصوصیات مکانیکی بتن مسلح به نوع الیاف مصرفی، درصد مصرف آن، مقاومت ماتریس و اندازه سنگدانه مصرفی و اندازه و شکل نمونه و طریقه ساخت و عمل‌آوری وابسته می‌باشد. الیاف بوسیله مکانیزم پل‌زدن در محل ترک به دلیل مقاومت مکانیکی باند بین الیاف و ماتریس از توسعه ترک جلوگیری می‌نماید [۱۵].

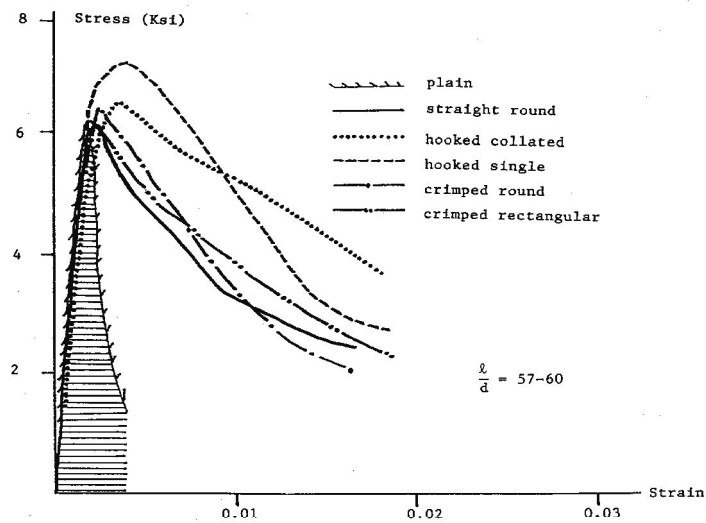
ماهیت تدریجی بیرون کشیدگی الیاف باعث می شود بتن های الیافی پس از ترک خوردگی رفتار شکل پذیری داشته و دچار گسیختگی ترد نشوند. به عنوان نمونه استفاده از الیاف موج دار، با سطوح مضرس و یا با انتهای قلاب دار مقاومت بیرون کشیدگی را در مقایسه با الیاف صاف با شرایط مشابه افزایش می دهد.

استفاده بیشتر از یک نوع الیاف در بتن باعث بهبود خواص مکانیکی بتن در مقایسه با یک نوع الیاف خواهد شد و علت آن مکانیزم و عملکرد متنوع الیاف بعد از پیدایش اولین ترک در مقطع می باشد. مکانیزم خرابی متداول الیاف در ماتریس های بتنی به صورت بیرون کشیده شدن الیاف و یا گسیختگی الیاف می باشد [۱۵]. خواص الیاف مصرفی نقش بسیار مهمی در نوع خرابی ماکروسکوپی اعضای ترک خورده بتن الیافی ایفا می کند [۲۱-۲۲].

با توجه به شناخت کافی از رفتار بتن مسلح به الیاف با تغییر در نوع و مقدار الیاف مصرفی می توان بتن با خصوصیات متنوع طراحی نمود. لازم به توضیح می باشد الیاف فلزی بر رفتار بتن در تمامی حالات بارگذاری تاثیر می گذارند، لیکن تاثیر آنها در افزایش مقاومت فشاری، کششی، برشی، پیچشی بتن متفاوت می باشد [۱۴].

## ۲-۳-۱- تاثیر الیاف فولادی بر مقاومت فشاری نمونه های بتن الیافی

با اضافه نمودن الیاف فولادی به بتن غیر مسلح تغییر چندانی در مقاومت فشاری ماکزیمم نمونه ها مشاهده نمی شود. به عنوان نمونه مطابق شکل (۲-۲) با اضافه شدن الیاف فولادی با نسبت  $\frac{L_f}{D_f} = 47-100$  و طول  $L = (19-25)mm$  تا حدود ۳ درصد، به میزان ماکزیمم ۱۵ درصد به مقاومت فشاری اضافه شد. قابل توجه می باشد که در این حالت به میزان اندک به  $\epsilon'_c$  ( کرنش متناسب با تنش ماکزیمم) نسبت به بتن معمولی اضافه گردید [۲۳].



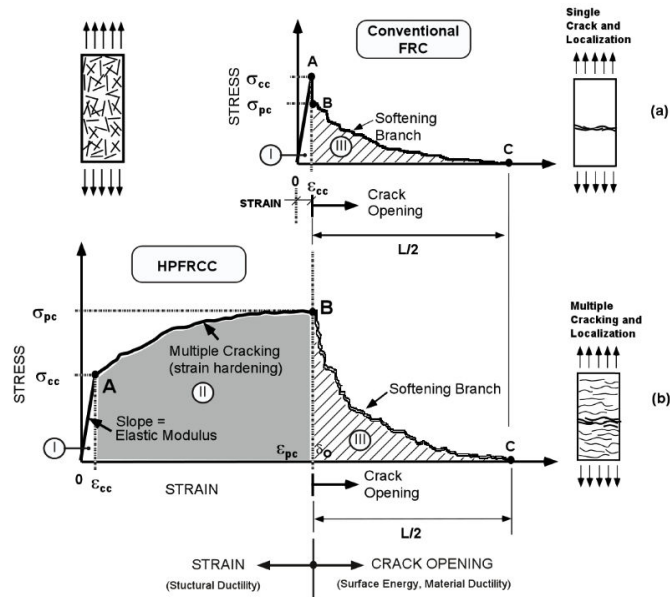
شکل ۲-۲ نمودار تنش فشاری- کرنش بتن ییافی با انواع مختلف شکل ییاف فولادی  
[۲۳]

## ۲-۳-۲-۲ تاثیر ییاف فولادی بر مقاومت کششی نمونه‌های بتن ییافی

امروزه با ایجاد تغییر در خصوصیات ماتریس، ییاف و سطح تماس آن‌ها و همچنین روش‌های ساخت این مصالح، افزایش چشمگیری در مقاومت کششی و شکل‌پذیری آن‌ها مشاهده شد. بتن‌های ییافی بر اساس پاسخ آن‌ها به نیروهای کششی به دو دسته تقسیم می‌شوند. بتن‌های ییافی معمولی (FRC) و بتن‌های ییافی فوق توانمند (HPFRCC). بتن‌های ییافی فوق توانمند برای اولین بار توسط نعمان و رینهارت<sup>۱</sup> در سال ۱۹۹۶ از بتن‌های ییافی معمولی متمایز شدند [۱۶].

بتن‌های ییافی معمولی (FRC) در مقایسه با بتن ساده دارای شکل‌پذیری بیشتری می‌باشند، ولی مقاومت کششی آن‌ها تفاوت چندانی با بتن ندارد. در مقابل، بتن‌های ییافی فوق توانمند (HPFRCC) تحت بارهای کششی رفتار سخت‌شدگی کرنش از خود نشان داده و دارای مقاومت کششی و شکل‌پذیری بالاتری مطابق با شکل (۳-۲) نسبت به بتن معمولی می‌باشند.

<sup>۱</sup>. Naaman and Reinhardt



شکل ۲-۳ پاسخ بتن الیافی در لحظه ترک خوردگی و بعد از ترک خوردگی [۱۶]

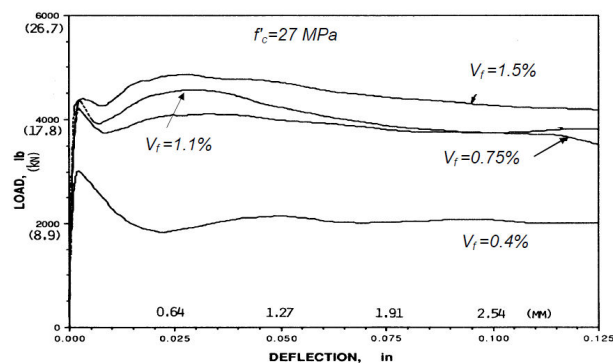
حداکثر مقاومت عضو تحت تنش‌های کششی مستقیم ( $f'_t$ ) در حین شکل‌گیری ترک موضعی در امتداد سطوح شکست ایجاد می‌شود. در این مرحله قسمتی از نیروی کششی توسط دوزندگی الیاف و قسمتی هم توسط نواحی بتن ترک نخورده تحمل می‌شود. مقاومت کششی نهایی کامپوزیت به صورت زیر پیشنهاد شده است [۲۴].

$$f'_t = \beta_1 \frac{\eta K_{Ic,p}}{\sqrt{\pi a}} (1 - \nu_f) + \beta_2 \tau_v \nu_f \frac{l}{d} \quad (1-2)$$

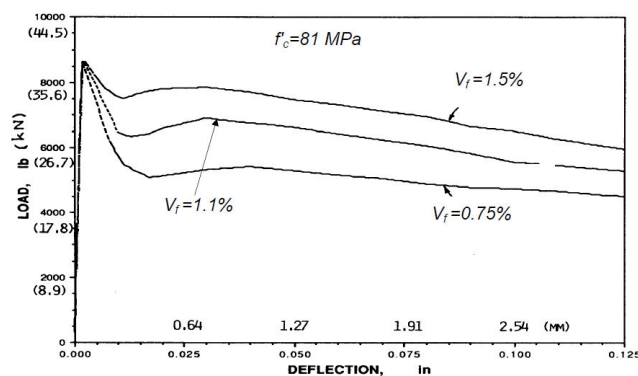
در این رابطه  $\beta_1 = 1$  و  $\beta_2 = 2$  و  $\tau_v$  تنش پیوستگی بین الیاف و ماتریس در زمانی که تنش در کامپوزیت به  $f'_t$  می‌رسد و  $K_{Ic,p}$  طاقت شکست مخلوط سیمان و میکروسیلیس می‌باشد.  $\eta$  ضریبی است که نشان‌دهنده مقاومت اضافی در برابر ترک خوردگی، ناشی از سنگدانه‌ها می‌باشد.  $a$  برابر نصف طول ناحیه ترک‌خورده و  $l$  و  $\nu_f$  به ترتیب برابر قطر، طول و نسبت حجمی الیاف می‌باشند.

## ۳-۳-۲-۲ تاثیر الیاف فولادی بر مقاومت خمشی نمونه‌های بتن الیافی

مطالعات متعددی بر رفتار خمشی بتن الیافی انجام شد که به عنوان نمونه نتایج آزمایش بالاگرو و همکاران<sup>۱</sup> بر عملکرد خمشی بتن با مقاومت معمولی الیافی ( $f'_c = 27 \text{ MPa}$ ) و بتن با مقاومت بالای الیافی ( $f'_c = 81 \text{ MPa}$ ) که میزان الیاف قلاب‌دار برای بتن معمولی  $V_f = 0.75\%$  و برای بتن با مقاومت بالا  $V_f = 1.1\%$  بوده که به میزان اندک به میزان شکل‌پذیری برای هر دو نمونه اضافه گردیده است. مطابق شکل (۴-۲) که با توجه به آن برای بتن معمولی به ازای مقادیر بالاتر از  $1.1\%$   $V_f >$  یک سخت‌شدگی تغییر مکانی<sup>۲</sup> خواهیم داشت و همچنین برای بتن با مقاومت بالا بعد از تنش حداکثر میزان کاهش مقاومت با سرعت بیشتری کاهش پیدا می‌کند که باعث شکسته شدن ترد نمونه بتن با مقاومت بالا بعد از نقطه ماکزیمم می‌شود [۲۵].



(a)



(b)

شکل ۴-۲ منحنی بار-خیز برای

(a) بتن معمولی (b) بتن مقاومت بالا الیافی [۲۵]

<sup>1</sup> . Balaguru et al. 1992

<sup>2</sup> . deflection hardening

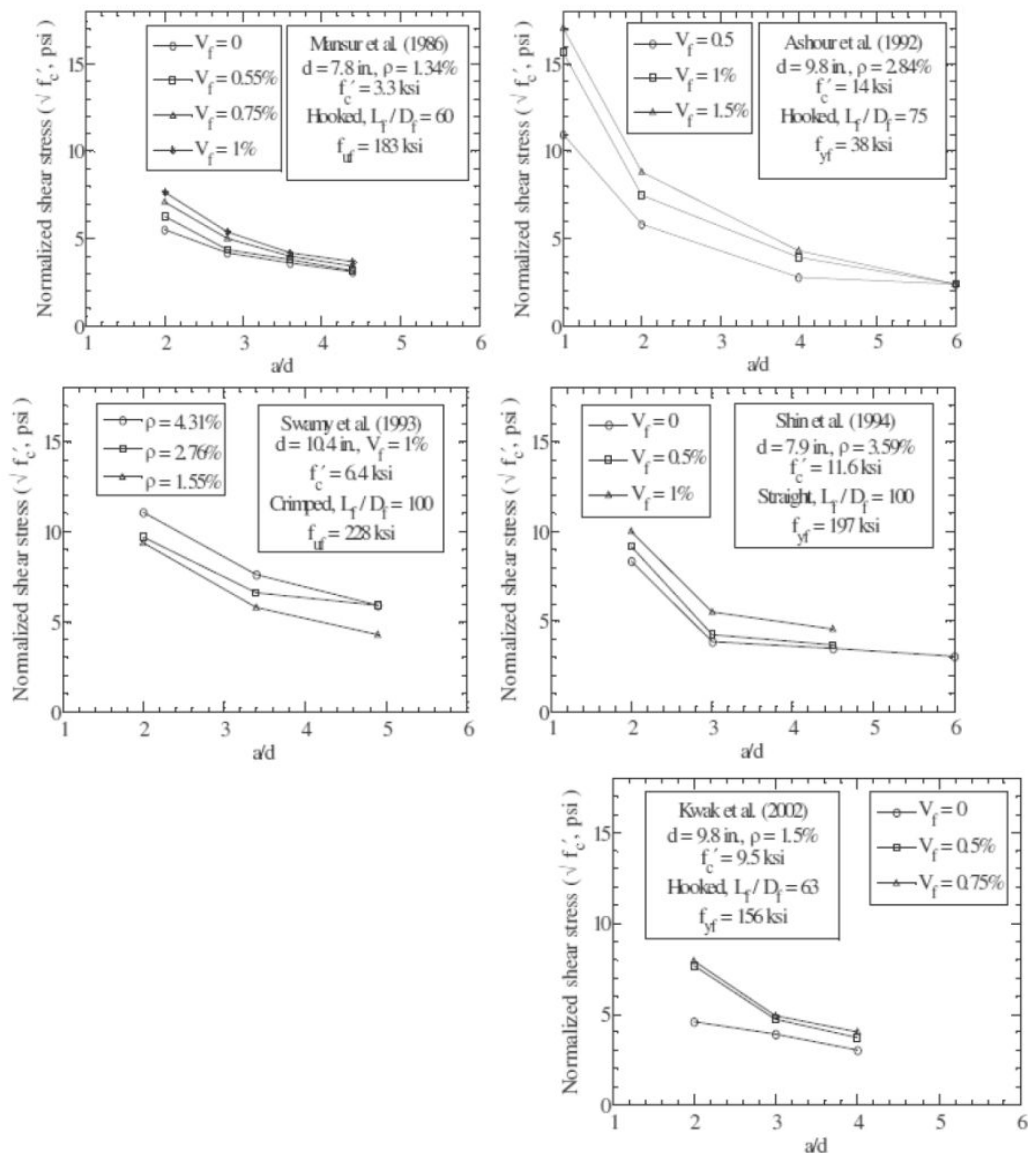


## ۴-۳-۲-۲ تاثیر الیاف فولادی بر مقاومت برشی نمونه‌های بتن الیافی

### ۱-۴-۳-۲-۲ تاثیر نسبت دهانه برش به ارتفاع تیر ( $\frac{a}{d}$ ) بر مقاومت برشی مقطع

تحقیقات زیادی بر روی نسبت دهانه برش به ارتفاع در بتن الیافی بدون خاموت انجام شد که یک نمونه از این گراف‌ها در شکل (۵-۲) بیان شده است.

Influence of  $a/d$  on normalized shear stress



شکل ۵-۲ تاثیر نسبت دهانه برش به ارتفاع ( $\frac{a}{d}$ ) بر مقاومت برشی اعضا بدون خاموت بر اساس تحقیقات قبلی [۲۶]

همانطور که در شکل (۲-۵) مشخص گردیده است تنش برشی در گسیختگی برای اعضای با بتن الیافی با نسبت  $\frac{a}{d} < 2/5$  به نسبت اعضای با  $\frac{a}{d} > 2/5$  بزرگتر بوده است. این افزایش میزان مقاومت برشی همچنین در خلال عملکرد قوسی برای اعضای بتن مسلح با نسبت  $\frac{a}{d} < 2/5$  مشاهده شد. در این حالت به علت عملکرد خرابایی تیر بین نقطه بارگذاری و دو تکیه‌گاه ظرفیت برشی اضافه می‌شود. همچنین نارایانان و درویش<sup>۱</sup> گزارش دادند که اگر درصد مناسبی از میلگرد طولی در مقطع استفاده شود، عملکرد قوسی در خلال کاهش  $\frac{a}{d}$  افزایش پیدا می‌کند. به عبارتی برای اعضای با  $\frac{a}{d} > 2/5$  افزایش در  $\frac{a}{d}$  منجر می‌شود تا در مقدار مقاومت برشی کاهش اندک صورت پذیرد [۲۷].

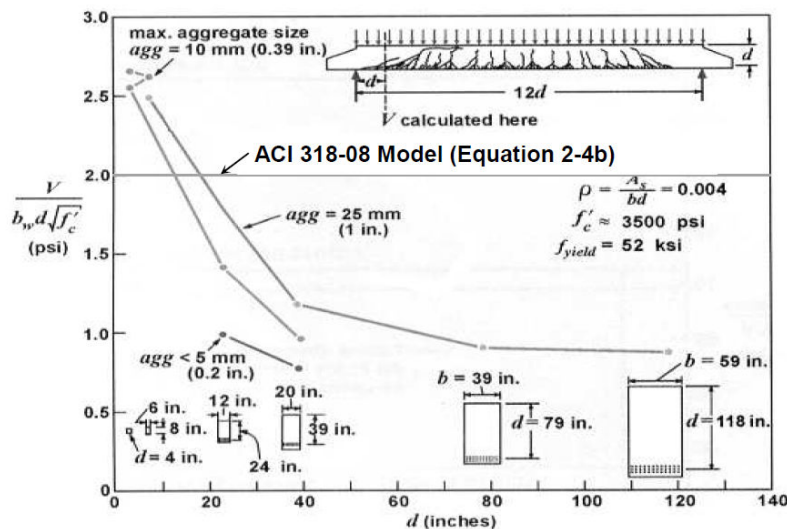
#### ۲-۲-۳-۴-۲ تاثیر اندازه ارتفاع مقطع بر مقاومت برشی مقطع

محققان قبلی تاثیر اندازه ارتفاع مقطع را بر مقاومت برشی مقطع با بتن معمولی بررسی نمودند و به این نتیجه رسیدند که تنش برشی خرابی با افزایش ارتفاع مقطع کاهش پیدا می‌کند [۴]. با توجه به مدل قفل و بست بین ذرات مصالح سنگی برای بررسی وضعیت تاثیر اندازه مصالح سنگی بر مقاومت برشی مقطع مشاهده شد، که اثر بعد مقطع در اعضای بتنی معمولی بدون خاموت می‌تواند به علت عدم توانایی انتقال برش در اثر به وجود آمدن ترک پهن باشد. یک رابطه مستقیم بین عرض ترک و کرنش در آرماتور طولی و فاصله بین ترک‌ها برای بتن معمولی بدون خاموت وجود دارد. شیویا و همکاران<sup>۲</sup> نشان دادند که فاصله بین ترک‌ها در وسط ارتفاع مقطع در بتن مسلح بدون خاموت در حد  $0.15h$  می‌باشد. بنابراین دو برابر نمودن ارتفاع، عرض ترک را دو برابر در وسط ارتفاع می‌نماید اگر مقدار کرنش در آرماتور طولی همان مقدار نگه داشته شود. وقتی که عرض ترک اضافه می‌گردد، درگیری ذرات مصالح سنگی کم می‌شود به همین دلیل تنش برشی در زمان گسیختگی در اعضای با ارتفاع بیشتر کمتر از اعضا با ارتفاع کمتر می‌باشد. شیویا و همکاران بر روی تاثیر اندازه مقطع بر روی

<sup>1</sup> . Narayanan and Darwish (1987)

<sup>2</sup> . Shioya et al. (1989)

برش بر اساس برنامه آزمایشگاهی مطالعاتی انجام دادند. شکل (۲-۶) نتایج این مطالعات را نشان می‌دهد. تنش برشی درخرابی وقتی که مقطع عضو افزایش و اندازه بزرگترین بعد مصالح سنگی کاهش پیدا می‌کند، به عنوان مثال وقتی که عمق مؤثر از  $d = 203 \text{ mm}$  به  $d = 207 \text{ mm}$  افزایش پیدا می‌کند، تنش برشی در خرابی در حدود ۶۴ درصد کاهش پیدا می‌کند [۲۸].



شکل ۲-۶ تاثیر ارتفاع مؤثر مقطع و ماکزیمم بعد مصالح سنگی بر مقاومت برشی [۲۸].

### ۲-۳-۴-۳ تاثیر درصد آرماتور طولی بر مقاومت برشی مقطع

تاثیر آرماتور طولی ( $\rho$ ) بر مقاومت برشی بتن الیافی بدون خاموت بوسیله چند محقق ارزیابی شد. لی و همکاران<sup>۱</sup> اعضای بتن الیافی که  $\frac{3}{3}$  و  $\frac{2}{2}$  و  $\frac{1}{1}$  درصد داشتند را انتخاب نمودند و مشاهده شد که با افزایش مقدار  $\rho$  ظرفیت برشی مقطع به علت عملکرد شاخه‌ای میلگرد طولی افزایش پیدا نمود و همچنین عرض ترک نیز کم شد و این افزایش آرماتور طولی به تناسب بین  $\frac{3}{3}$  و  $\frac{2}{2}$   $\rho$  درصد بوده است [۲۹].

<sup>1</sup> . Li et al. (1992)

دین<sup>۱</sup> و آشور و همکاران<sup>۲</sup> گزارش دادند که نخستین اثر میلگرد طولی بر روی شکل‌پذیری عضو می‌باشد. جاری شدن آرماتور خمشی طولی در اکثر موارد با آرماتور طولی کم مشاهده شد. در حالی که برای مقادیر بالاتر آرماتور طولی این چنین حالتی مشاهده نشد [۲۶ و ۳۰].

نارایانان و درویش بیان نمودند که مقاومت شاخه‌ای آرماتور طولی با اضافه شدن الیاف به دلیل اینکه الیاف مقاومت کششی سیلندری بتن را در اطراف میلگردها اضافه می‌نمایند، افزایش پیدا می‌کند [۲۷].

#### ۲-۲-۳-۴ تاثیر مقاومت فشاری بتن الیافی بر مقاومت برشی مقطع

کواک و همکاران<sup>۳</sup> مطالعه بر روی نمونه‌های الیافی با مقاومت‌های مختلف را انجام دادند و مشاهده نمودند که افزایش مقاومت فشاری نمونه‌های SFRC منجر به افزایش مقاومت برشی خواهد شد. آن‌ها ملاحظه نمودند دو نمونه بتن الیافی که میزان مقاومت فشاری در آن‌ها یکی حدود دو برابر دیگری بود منجر به افزایش ۲۳ درصد مقاومت برشی در بتن با مقاومت بالا شد [۳۱].

نارایانان و درویش به این نکته پی بردند که استفاده از مقاومت فشاری بالاتر یک افزایش نرخ برش را در اعضای بتن الیافی نتیجه می‌دهد. آن‌ها مشاهده نمودند که برای درصد بالاتر الیاف نرخ افزایش مقاومت برشی به نسبت افزایش نرخ مقاومت فشاری بالاتر خواهد بود [۲۷].

مینلی و پلزاری<sup>۴</sup> مشاهده نمودند که برای اعضای با بتن معمولی بدون الیاف افزایش مقاومت فشاری از ۲۵ Mpa تا ۶۰ Mpa به نسبت باعث شکست برشی تردتر خواهد شد. ولی در بتن الیافی افزایش مقاومت فشاری باعث رفتار شکل‌پذیر در مقاطع در حالت شکست برش خواهد شد [۳۲].

#### ۲-۲-۳-۵ تاثیر اندازه (بعد مصالح) سنگی و نوع آن بر مقاومت برشی مقطع

کاهش در ماکزیمم بعد مصالح سنگی و همچنین شکستن ذرات مصالح سنگی بیشتر در صفحه ترک منجر به این خواهد شد که درگیری ناشی از تماس مصالح سنگی کمتر شود و در نتیجه تنش برشی

<sup>۱</sup> . Dinh 2009

<sup>۲</sup> . Ashour et al 1992

<sup>۳</sup> . Kwak et al. 2002

<sup>۴</sup> . Minelli and Plizzari (2006)

که به وسیله تماس مصالح سنگی حاصل می‌شود کاهش پیدا می‌کند. مطابق شکل (۲-۶) بر اساس تحقیقات شیویا و همکاران بیان شد که برای قطعات مشابه بدون خاموت و بدون الیاف کاهش در ماکزیمم بعد مصالح سنگی از  $25mm$  به  $10mm$  و  $5mm$  منجر به کاهش تنش برشی برابر ۲۱ و ۳۷ درصد خواهد شد [۲۸].

### ۲-۲-۳-۴-۶ تاثیر عرض مقطع بر مقاومت برشی مقطع

بر اساس تحقیقات کانی و همکاران<sup>۱</sup> که بر روی نمونه‌های بتن معمولی بدون خاموت و بدون الیاف که تنها متغیر بین نمونه‌ها عرض مقطع بود، مشاهده گردید که با تغییرات عرض مقطع از  $b=600mm$  به  $b=150mm$  و  $3 \leq \frac{a}{d} \leq 6$  در مقدار تنش برشی در لحظه خرابی تغییر چندانی حاصل نمی‌شود و یا به عبارتی تغییر در عرض مقطع باعث تغییر در ماکزیمم مقاومت برشی مقطع در لحظه خرابی نخواهد شد [۳۳]. بر اساس نتایج تحقیقات لوبل و همکاران<sup>۲</sup> و همچنین شروود و همکاران<sup>۳</sup> مورد فوق تأیید شده به همین دلیل محققان تاثیر عرض مقطع در مقدار مقاومت برشی را نادیده در نظر می‌گیرند [۳۴] و [۳۵].

### ۲-۲-۳-۴-۷ تاثیر الیاف فولادی بر مقاومت برشی مقطع

۲-۲-۳-۴-۷-۱ بررسی و انتخاب شکل بهینه برای الیاف فولادی همانطور که در بخش (۲-۲-۱) بیان شد تمام سعی و تلاش بر این می‌باشد که با طراحی مناسب در شکل و فرم و اندازه و خواص مکانیکی الیاف بتوان به حداکثر ظرفیت حاصل از اضافه نمودن الیاف به مقطع رسید.

<sup>۱</sup> . Kani et al (1979)

<sup>۲</sup> . Lubell et al (2004)

<sup>۳</sup> . Sherwood et al (2007)

برای توضیح این مسئله به بررسی مکانیزم تاثیر الیاف در بتن‌های الیافی پرداخته می‌شود. پاسخ یکسان بتن الیافی در برابر تنش‌های وارده در دو مرحله مطابق شکل (۲-۳) نشان داده می‌شود. (۱) تا تنش ترک‌خوردگی  $\sigma_{cc}$  (۲) تنش تا مرحله بعد از ترک‌خوردگی مقدار تنش ترک‌خوردگی  $(\sigma_{cc})$  به مقاومت ماتریس و تنش بعد از ترک‌خوردگی  $(\sigma_{pc})$  به پارامترهای الیاف و باند بین الیاف و ماتریس بستگی دارد. با توجه به انجام آزمایش بیرون کشیدگی (Pullout) می‌توان با معادله (۲-۲) مقدار  $\sigma_{pc}$  را پیش‌بینی نمود.

$$\sigma_{pc} = \Lambda \tau V_f \cdot \frac{L}{d} \quad (2-2)$$

$\tau$ : مقاومت پیوستگی بین الیاف و ماتریس

$V_f$ : درصد حجمی الیاف

$L$ : طول الیاف

$d$ : قطر الیاف

$\Lambda$ : ضریبی که به عواملی نظیر طول بیرون کشیدگی (Pullout)، فاکتور جهت یابی<sup>۱</sup>، فاکتور کاهش گروه که به وسیله تعداد الیاف که در واحد سطح بیرون کشیده می‌شوند، قابل محاسبه می‌باشد، همچنین به ضریب پهن یا هم بسته بودن<sup>۲</sup> الیاف بستگی دارد. فرمول فوق با فرض دایره‌ای بودن مقطع الیاف در نظر گرفته شده است. در صورت غیر دایره‌ای بودن، فرمول به صورت معادله‌ی (۳-۲) اصلاح می‌گردد.

$$\sigma_{pc} = \frac{\Lambda}{4} \tau V_f \cdot \frac{\psi L}{A} \quad (3-2)$$

<sup>1</sup>. Efficiency factor of orientation

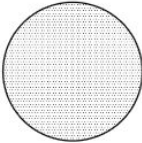
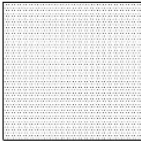
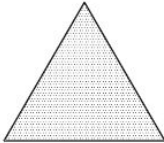

<sup>2</sup>. Snubbing coefficient

که در فرمول فوق  $\Psi$  محیط مقطع الیاف و  $A$  مساحت مقطع می‌باشد. با دقت در فرمول فوق مقطعی که بتواند  $\frac{\Psi L}{A}$  ماکزیمم بدهد مفیدتر خواهد بود، که هدف ما این است که در سطح مقطع ثابت مقدار  $\Psi$  ماکزیمم شود.

یکی از کاربردهای نسبت  $\frac{\Psi}{A}$  استفاده از آن در محاسبه ضریب تاثیر نسبت ذاتی الیاف FIER می‌باشد که به صورت معادله (۴-۲) قابل محاسبه می‌باشد [۱۶].

$$FIER = \frac{\Psi L}{A} \quad (4-2)$$

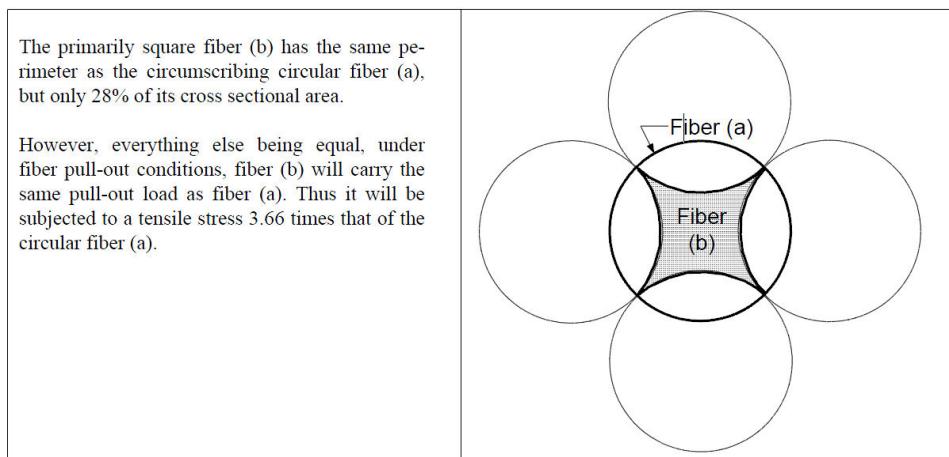
نمونه‌ای از محاسبه FIER برای مقاطع متداول مطابق شکل (۷-۲) می‌باشند.

Section Shape				
Relative FIER	1	1.12	1.28	> 1.28

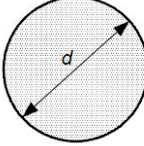
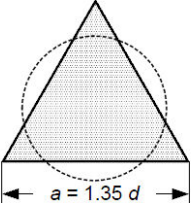
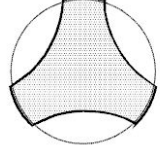
شکل ۷-۲ نمونه‌هایی از سطح مقطع الیاف و محاسبه مقدار FIER در مقایسه با مقطع دایره [۱۶]

همانطور که در بخش‌های بالا مشاهده شد عوامل متعددی روی رفتار بعد از ترک خوردگی تاثیر می‌گذارند که می‌توانند بیان شوند. افزایش  $V_f$  یا  $\tau$  یا مقدار  $\frac{\Psi L}{A}$  می‌تواند منجر به افزایش مقاومت بعد از ترک خوردگی شود. به عنوان نمونه اگر درصد حجمی الیاف از ۲ درصد بیشتر شود ممکن هست منجر به گیر کردن الیاف، جداشدگی و مخلوط خشن حاصل شود. در مواردی که درصد الیاف زیاد شود تمهیداتی دیگر در نظر گرفته می‌شود به عنوان نمونه ذرات درشت دانه حذف می‌شوند که می‌توانند منجر به کاهش مدول الاستیک شود. با توجه به پیوستگی‌های موجود مکانیکی، اصطکاکی، چسبیدگی در طرح جدید می‌توان با انتخاب مناسب از سطح مقطع، این پیوستگی را تقویت نمود.

در شکل‌های (۸-۲) و (۹-۲) نمونه‌هایی از سطح مقطع که می‌توان به FIER بیشتری رسید نمایش داده می‌شود.



شکل ۸-۲ تاثیر نسبت محیط جانبی به سطح مقطع [۱۶]

Circular Fiber (A)	Triangular Fiber (B)	Substantially Triangular Fiber (C)
		
Reference circular fiber of diameter $d$ , area $A$ , and perimeter $\pi d$	Triangular fiber of side $a$ , has same area as circular fiber of diameter $d$ , but a perimeter 28% larger.	Substantially triangular fiber has about same perimeter as circular fiber of diameter $d$ , but an area only 45% of $A$ .
Relative $FIER = 1$	Relative $FIER = 1.28$	Relative $FIER = 2.2$

شکل ۹-۲ نمونه‌هایی از طرح بهینه شکل الیاف [۱۶]

همانطور که قبلاً بیان شد تغییر شکل‌های مکانیکی که در الیاف فولادی بوجود می‌آیند به منظور مهار بیشتر الیاف در بتن می‌باشد، به عنوان نمونه این روش‌ها شامل موج‌دار نمودن در طول الیاف یا قلاب‌دار نمودن الیاف در انتها می‌باشد. یکی از روش‌های ایده‌آل پیچاندن الیاف می‌باشد که این حالت برای الیاف‌های با مقاطع غیر دایره‌ای امکان‌پذیر است.



## ۲-۲-۳-۴-۷-۲ محدوده مجاز برای الیاف فولادی

اکثر الیاف فولادی از لحاظ ظاهری استوانه‌ای شکل با قطر بین  $0.8$  تا  $0.4$  و دارای طول مابین  $60$  تا  $25$  می‌باشند. این نسبت طول به قطر در اکثر موارد کمتر از  $100$  می‌باشد و در بیشتر موارد بین  $80$  تا  $40$  قرار دارند. الیاف تک رشته‌ای دارای قطری کمتر از ده میکرومتر مثل کولار و الیاف کربن دارند، برای الیافی نظیر پروپیلن یا پلی ونیل الکل دارای قطر  $0.8$  در بتن، نسبت طول به قطر از  $100$  عبور می‌کند در حالی که در اکثر موارد کمتر از  $100$  می‌باشد.

## ۲-۲-۳-۴-۷-۳ درصد حجمی الیاف در بتن

در محاسبه و فرموله نمودن مقدار وزن الیاف مصرفی در کامپوزیت الیافی مقدار الیاف مصرفی را بر اساس درصد حجمی از حجم کل کامپوزیت محاسبه می‌نمایند و سپس با داشتن وزن واحد حجم، وزن الیاف برای واحد کامپوزیت محاسبه می‌شود. به عنوان نمونه برای یک درصد حجم مصرفی الیاف فولادی در بتن با وزن مخصوص معمولی وزن الیاف حدود  $80 \text{ kg/m}^3$  می‌باشد و اگر همان یک درصد حجم الیاف را برای پلی پروپیلن در نظر بگیریم وزن الیاف مصرفی  $9/2 \text{ kg/m}^3$  می‌باشد.

## ۲-۲-۴ کاربرد بتن مسلح الیافی

امروزه می‌توان بتن مسلح به الیاف فولادی را به تنهایی یا به همراه آرماتور در پروژه‌ها استفاده نمود. نمونه‌هایی از مواردی که می‌توان از بتن الیافی به تنهایی استفاده شود عبارتند از:

- لوله‌های بتنی
- دیواره و کف آبروها
- کف‌های صنعتی نظیر کارخانه‌ها
- دیواره و سقف تونل‌ها
- پوشش‌هایی که به صورت پاششی انجام می‌شود.
- مواردی که می‌تواند به همراه بتن مسلح مصرف شود عبارتند از:

- شمع‌ها

- تیرهای بتنی در سازه‌های بتن مسلح

- دیواره‌های حفاظتی پناهگاه‌ها

## ۲-۳ مروری بر ادبیات فنی

در بخش گذشته، خصوصیات و ویژگی‌های بتن مسلح به الیاف فولادی بیان گردید. در این بخش تحقیقات و مطالعات پیشین صورت گرفته در زمینه بتن الیافی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. با توجه به اهداف تعیین شده در فصل اول، تحقیقات پیشین با بیان دو هدف زیر ارائه می‌گردند:

۱- بررسی ترکیب الیاف فلزی و پلیمری در بتن الیافی با مقاومت معمولی به عنوان جایگزین آرماتور برشی حداقل؛

۲- بهبود مقاومت برشی تیرهای بتن مسلح به الیاف فولادی.

۲-۳-۱ تحقیقات انجام شده در خصوص جایگزین نمودن الیاف فولادی به عنوان آرماتور برشی حداقل

اضافه نمودن مقدار کافی الیاف فولادی به تیرهای بتنی باعث می‌شود تا شکست ترد برشی تبدیل به رفتار شکل‌پذیر گردد. افزایش ظرفیت برشی و شکل‌پذیری تیرهای بتنی به علت تحمل مقاومت کششی بعد از ترک‌خوردگی در تیرهای بتن الیافی توسط الیاف می‌باشد.

مدل ارائه شده توسط ACI 318 برای محاسبه مقاومت برشی بتن‌های معمولی بدون خاموت برشی به صورت ذیل می‌باشد.

$$V_c = 0.167 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (N) \quad (2-5)$$

که  $f'_c$  مقاومت برشی بتن و  $b_w$  عرض مقطع و  $d$  ارتفاع مؤثر مقطع می‌باشد. فرمول فوق بر اساس نتایج تجربی بدست آمده برای نمونه‌هایی با ارتفاع مؤثر بین ۲۵۴ میلی‌متر تا ۳۷۵ میلی‌متر می‌باشد. بر اساس نتایج نمونه‌های مشاهده شده برای مقاطع با ارتفاع بزرگ‌تر همان‌طور که در فصل قبل بیان

شد و توسط محققان دیگر مورد بررسی قرار گرفت با افزایش ارتفاع مقطع ظرفیت برشی مقطع کاهش پیدا می‌نماید. در نتیجه فرمول فوق برای محاسبه ظرفیت برشی مقاطع با ارتفاع زیاد قابل قبول نمی‌باشد [۳۶].

آزمایش‌های انجام شده توسط شیویا و همکاران<sup>۱</sup> برای اندازه‌گیری ظرفیت برشی با مقاطع بیشتر از  $d > 508mm$  به طور واضح ظرفیت برشی را کمتر از مقدار پیش‌بینی شده توسط ACI 318-2011 نشان داد [۲۸]. همچنین برای مقطع با  $d = 991mm$  و ماکزیمم بعد سنگدانه  $10mm$  و  $25mm$  ظرفیت برشی ارائه شده توسط فرمول (۲-۵) اندازه‌گیری شد. به همین دلیل ACI 318-2011 برای جلوگیری از شکست ترد برشی و عدم قطعیت فرمول محاسبه ظرفیت برشی فوق طراحی آرماتور برشی حداقل را برای فواصلی که  $0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$  می‌باشد را ضروری می‌داند. بر اساس آیین‌نامه ACI 318-11 مفاد بخش ۶-۴-۱۱ استفاده از الیاف فولادی با درصد حجمی بیش از  $0.75\%$  درصد حجم به شرطی که الزامات مقاومت خمشی را بر اساس دستورالعمل ASTM C1609 رعایت نماید می‌تواند جایگزین خاموت برشی می‌نیمد شود. به منظور ارزیابی این موضوع پارامتری سینس<sup>۲</sup> مقاومت برشی بیش از ۱۴۷ نمونه تیر بتن الیافی با  $180mm \leq d \leq 570mm$  و نسبت دهانه برش به ارتفاع  $1 < \frac{a}{d} < 6$  و مقاومت فشاری  $17/8Mpa < f'_c < 103/8Mpa$  را مورد بررسی قرار داده و مشاهده نمود می‌توان از الیاف فلزی در نواحی که  $0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$  به عنوان خاموت برشی می‌نیمد استفاده نمود. همچنین مشاهده نمود با اضافه نمودن  $0.75\%$  حجم الیاف فلزی مقاومت برشی به طور محافظه‌کارانه بیشتر از  $0.3\sqrt{f'_c}$  خواهد بود که تقریباً دو برابر مقاومت برشی بتن پیشنهادی توسط ACI خواهد بود [۳۷].

به عنوان مثال مطابق با تحقیقات انجام شده توسط آدبار و همکاران<sup>۳</sup> اضافه نمودن  $(0.4 - 0.6)\%$  الیاف فولادی با قلاب انتهایی به طول  $30mm$  و قطر  $0.5mm$  باعث افزایش مقاومت برشی به میزان

<sup>۱</sup>. Shioya et al. (1989)

<sup>۲</sup>. Parra-Montesinos

<sup>۳</sup>. Adebar et al.

٪(۶۷-۹۰) شد. لازم به توضیح می‌باشد نسبت طول به ضخامت بالا در میزان افزایش مقاومت برشی مؤثر می‌باشد [۳۸].

یو و همکاران<sup>۱</sup> با انجام آزمایش‌هایی بر روی شش نمونه تیر با مقیاس  $\frac{1}{4}$  و نسبت دهانه برش به ارتفاع  $\frac{3}{2}$  که سه نمونه آن بتن الیافی فولادی و سه نمونه آن بر اساس ACI318 به خاموت برشی حداقل مسلح شده و همچنین بتن آن بتن با مقاومت بالا می‌باشد مشاهده نمودند با افزایش ارتفاع مقطع از ۱۸۱ به ۸۸۷ میلی‌متر مقدار کاهش مقاومت برشی در حالت استفاده از بتن الیافی حدود ۱۲۹ درصد بوده است [۳۹].

همچنین دین و همکاران و آئود و همکاران<sup>۲</sup> مشاهده نمودند با استفاده از درصد حجمی الیاف فولادی بیشتر از ۱٪ می‌توان مود خرابی را از حالت برشی به خمشی تغییر داد [۲۶ و ۴۰].

---

<sup>1</sup> Doo- Yeol Yoo et al.

<sup>2</sup> Aoude et al.

## فصل سوم

مدل‌های پیشنهادی محاسبه ظرفیت برشی بتن الیافی

### ۳-۱ مقدمه

در آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی تا به امروز در ارتباط با ظرفیت برشی مقاطع بتن الیافی رابطه مشخص و دقیقی ارائه نگردیده است. اما محققین متعددی مدل‌هایی را برای پیش‌بینی ظرفیت برشی ارائه نمودند که در این فصل تعدادی از آن‌ها ارائه می‌شود.

### ۳-۲ مدل‌های پیشنهادی ظرفیت برشی توسط محققین

#### ۳-۲-۱ مدل شرما<sup>۱</sup>

یک مدل آزمایشگاهی ساده توسط شرما برای پیش‌بینی مقاومت برشی نهایی اعضای بتن الیافی بدون خاموت برشی پیشنهاد شد. نتایج فوق بر اساس آزمایش بر روی ۴۱ نمونه بدون خاموت حاصل و بر

اساس نتایج حاصل ( $\frac{V_{test}}{V_{model}} = 1.03, cov = 7.6\%$ ) مشاهده شد [۴۱].

فرمول فوق برای محاسبه آسان می‌باشد ولی تاثیر مقدار الیاف و درصد آرماتور طولی و شکل الیاف در آن دیده نشده است.

$$V_u = Kf'_t \left(\frac{d}{a}\right)^{0.25} \quad (Mpa) \quad (1-3)$$

$V_u$  = میانگین تنش برشی در مقطع خرابی بتن

$$k = \frac{2}{3}$$

$$\frac{a}{d} = \text{دهانه برش به ارتفاع مؤثر}$$

$f'_t$  = مقاومت کششی نمونه سیلندری اگر مقدار مشخص نباشد می‌توان بر اساس مقاومت فشاری بر

اساس فرمول  $0.79f'_c^{0.5}$  محاسبه نمود.

$f'_c$  = مقاومت نمونه سیلندری

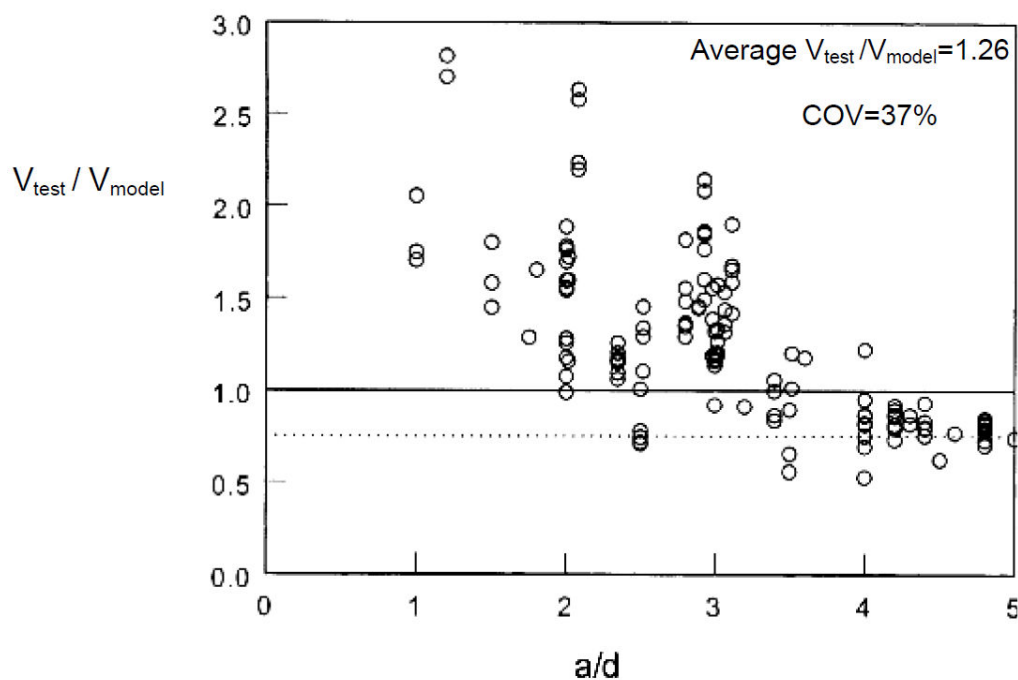
<sup>1</sup>. Sharma (1986)

کواک و همکاران فرمول (۱-۳) را برای ۱۳۹ نمونه بتن الیافی مطابق با شکل (۱-۳) با  $\frac{a}{d}$  متغیر مورد

بررسی قرار دادند و  $\frac{V_{test}}{V_{model}} = 1.26$  و  $COV = 37\%$  گزارش شد.

نتایج فرمول فوق برای  $\frac{a}{d} < 2/5$  منطقی بوده و برای حالت  $\frac{a}{d} > 4$  نتایج منطقی به نظر نمی‌رسد

[۳۱].



شکل ۱-۳ بررسی نتایج مدل پیشنهادی با نتایج واقعی kwak و همکاران در سال ۲۰۰۲ [۳۱]

### ۲-۲-۳ مدل نارایانان و درویش

مدل فوق یک مدل آزمایشگاهی می‌باشد که توسط نارایانان و درویش پیشنهاد شد و اثرات مربوط به مقاومت سیلندری، عملکرد شاخه‌ای و مقاومت کششی الیاف در سطوح ترک قطری برشی لحاظ شده

است که مطابق فرمول (۲-۳) ارائه شده است [۲۷].

$$V_u = e \left[ 0.24 f_{spfc} + 1.0 \rho \frac{d}{a} \right] + V_b \quad \text{Mpa} \quad (2-3)$$

$$f_{spfc} = \frac{f_{cuf}}{(20 - \sqrt{F})} + 0.7 + 1.0 \times \sqrt{F} \quad (3-3)$$

$\rho$  = درصد آرماتور خمشی =

$$F = \frac{L_f}{D_f} V_f d_f \quad (4-3)$$

$$e = \begin{cases} 1 & \frac{a}{d} > 2/8 \\ 2/8 \times \frac{a}{d} & \frac{a}{d} < 2/8 \end{cases} \quad (5-3)$$

$f_{cuf}$  = مقاومت نمونه مکعبی بتن یافی (Mpa)

$L_f$  = طول یافی

$D_f$  = قطر یافی

$V_f$  = درصد حجمی یافی فولادی

فاکتور باند $d_f$		
الیاف گرد	الیاف موج دار	بقیه الیاف
۰/۵	۰/۷۵	۱

$$V_b = 0.41 \tau F \quad (6-3)$$

$\tau = 4/15$  = تنش چسبندگی الیاف Mpa

### ۳-۲-۳ مدل آشور و همکاران

در این روش بر اساس نتایج آزمایش بر روی اعضای بتن یافی با مقاومت بالا و بررسی آماری نتایج آزمایش توسط آشور و همکاران پیش‌بینی مقاومت برشی مطابق فرمول (۷-۳) ارائه شد [۳۰]. در حقیقت این فرمول اصلاح شده فرمول زوتی<sup>۱</sup> برای مقاومت برشی بتن معمولی با در نظر گرفتن اثر الیاف بوسیله لحاظ کردن فاکتور الیاف (F) می‌باشد.

<sup>۱</sup>. Zsutty (1968)



در این روش هجده نمونه تیر ساخته شده از بتن با مقاومت بالا الیافی آزمایش شد. بر این اساس آنها دو معادله برای پیش بینی مقاومت برشی چنین تیرهایی اعلام نمودند.

$$V_u = (2/11 \sqrt{f'_c} + 7F)(\rho \cdot \frac{d}{a})^{0.333} \quad (MPa), \quad \leftarrow \frac{a}{d} \geq 2/5 \quad (الف-۷-۳)$$

$$V_u = [الف-۷-۳] \times \frac{2/5}{\frac{a}{d}} + V_b (2/5 - \frac{a}{d}) \quad (MPa) \quad \leftarrow \frac{a}{d} < 2/5 \quad (ب-۷-۳)$$

فرمول دیگری که توسط آشور برای مقاومت برشی پیشنهاد شد، با در نظر گرفتن فاکتور F در فرمول پیشنهادی ACI318 به صورت ذیل می‌باشد.

$$V_u = (0.7\sqrt{f'_c} + 7F) \frac{d}{a} + 17.2\rho \cdot \frac{d}{a} \quad MPa \quad (۸-۳)$$

برای نمونه‌های فرمول بالا  $\rho = 0.37\%$  و  $\frac{a}{d} = 6$  بود.

### ۳-۲-۴ مدل امام و واندوالی<sup>۱</sup>

این روش برای پیش بینی مقاومت برشی بتن‌ها با مقاومت متداول مورد استفاده قرار می‌گیرد و بر اساس مکانیک شکست غیر خطی ظرفیت برشی را بر اساس ماکزیمم بعد سنگدانه ( $d_a$ ) و نسبت

ارتفاع تیر به ماکزیمم بعد سنگدانه ( $\frac{d}{d_a}$ ) پیش بینی می‌نماید [۴۲].

$$V_u = 0.9\psi \sqrt{\omega} \left[ (f'_c)^{0.44} + 275 \sqrt{\frac{\omega}{\left(\frac{a}{d}\right)^5}} \right] \quad (MPa) \quad (۹-۳)$$

که

$$\psi = \text{size effect factor} = \frac{1 + \sqrt{(5/0.8/d_a)}}{\sqrt{1 + d/(25d_a)}} \quad (۱۰-۳)$$

$$\omega = \rho(1 + 4F) \quad (۱۱-۳)$$

<sup>۱</sup> . Imam and Vandewalle (1997)

$$F = \left(\frac{L_f}{D_f}\right)V_f.d_f \quad \text{فاکتور ییاف} \quad (12-3)$$

فاکتور باند $d_f$		
الیاف صاف	الیاف تغییر شکل یافته	الیاف قلاب دار
۰/۵	۰/۹	۱

### ۳-۲-۵ مدل کواک و ابرهارد و کیم<sup>۱</sup>

یک روش جدید برای محاسبه مقاومت برشی، توسعه و ترکیب کردن معادله زوتی با تاثیر مقاومت کششی روی عملکرد قوسی ناشی از اضافه کردن الیاف می باشد [۳۱].

$$V_u = A e f_{spfc}^{exp1} \left(\rho \frac{d}{a}\right)^{exp2} + \beta V_b^{exp3} \quad \text{(MPa)} \quad (13-3)$$

و مقدار  $V_b$  همانند معادله (۳-۶) بدست می آید.

$$e = \begin{cases} 1 & \frac{a}{d} > \frac{a}{d_{transition}} \\ \frac{a}{d_{transition}} \cdot \frac{d}{a} & \frac{a}{d} \leq \frac{a}{d_{transition}} \end{cases}$$

برای نمونه های محاسبه شده عدد یک برای نسبت مقاومت برشی اندازه گیری شده به محاسبه شده با مقدار  $COV = 14/9\%$  مینیمم برای مقادیر ثابت ذیل حاصل شد:

$$A = 2/1, \quad \beta = 0/8$$

$$\frac{a}{d_{transition}} = 3/5, \quad exp1 = 0/7, \quad exp2 = 0/22, \quad exp3 = 0/97$$

برای دقتی کمتر از  $COV = 15/3\%$  و معادله (۳-۷) می تواند رابطه معمول زوتی مورد استفاده قرار گیرد.

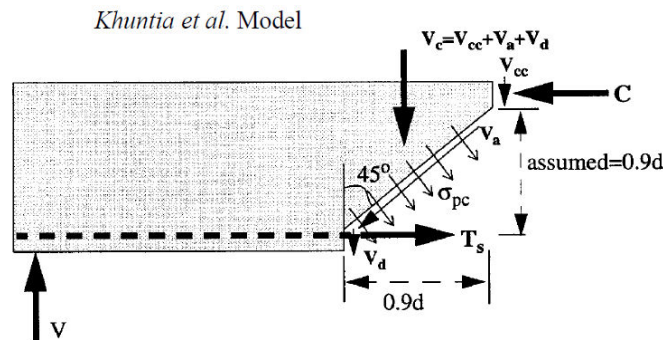
$$V_u = 3/7 e f_{spfc}^{2/3} \left(\rho \frac{d}{a}\right)^{1/3} + 0/1 V_b \quad \text{MPa} \quad (14-3)$$

$$e = \begin{cases} 1 & \frac{a}{d} > \frac{3}{4} \\ \frac{3}{4} \times \frac{d}{a} & \frac{a}{d} < \frac{3}{4} \end{cases}$$

<sup>1</sup> . Kwak and Eberhard and Kim (2002)

### ۳-۲-۶ مدل کوانتیا و همکاران<sup>۱</sup>

در این روش یک تنش کششی یکنواخت برای توزیع الیاف تحت یک زاویه  $45^\circ$  با ارتفاع  $0.9d$  همانند شکل (۳-۲) در نظر گرفته شد. موقعیت مقطع بحرانی برای برش در حالت یک تیر ساده تحت بار متمرکز و وزن خودش در این روش مشخص نشده است، اما مقطع بحرانی برای برش در چنین حالتی ممکن است به فاصله  $d$  از بار متمرکز باشد [۴۳].



شکل ۳-۲ سهم الیاف فولادی در مقاومت برشی بتن الیافی بدون خاموت

$$\sigma_f = 0.412F \quad (15-3)$$

$$F = \frac{L_f}{D_f} V_f d_f \quad (16-3)$$

$$\tau = 0.68 \sqrt{f'_c} \quad \text{مقدار تنش چسبندگی} \quad (17-3)$$

$$V_{ftl} = 0.41 \times 0.68 \sqrt{f'_c} \cdot F b \cdot (0.9d) = 0.25 \sqrt{f'_c} \cdot F b d \quad (18-3)$$

در نتیجه کوانتیا و همکاران با در نظر گرفتن فاکتور عملکرد قوسی  $e$  از زوتی، تنش نهایی برشی مقاطع بتن الیافی بدون آرماتور برشی را به صورت معادله (۳-۱۹) ارائه نمودند.

$$V_u = (0.167e + 0.25F) \sqrt{f'_c} \quad (19-3)$$

$$e = \begin{cases} 1 & \frac{a}{d} \geq 2/5 \\ 2/5 \frac{d}{a} < 3 & \frac{a}{d} < 2/5 \end{cases}$$

<sup>۱</sup> . Khuntia et al. (1999)

### ۷-۲-۳ مدل یاکوب<sup>۱</sup>

با در نظر گرفتن خصوصیات باند الیاف و شکل الیاف و فاصله دهانه برشی به ارتفاع موثر  $(\frac{a}{d})$ ، یاکوب رابطه‌ی ذیل را جهت محاسبه ظرفیت برشی نهایی بتن الیافی فولادی ارائه نمود [۴۴].

$$V_{ft2} = 0.405 \frac{L_f}{D_f} V_f R_g \frac{d}{a} \sqrt{f'_c} \quad \frac{a}{d} \leq 2/5 \quad (3-20-f)$$

$$V_{ft2} = 0.162 \frac{L_f}{D_f} V_f R_g \frac{d}{a} \sqrt{f'_c} \quad \frac{a}{d} > 2/5 \quad (3-20-b)$$

در فرمول فاکتور شکل الیاف

$R_g$		
الیاف گرد	الیاف موج‌دار	الیاف قلاب‌دار
۰/۹۱	۰/۸۳	۱

### ۸-۲-۳ مدل دین

در این مدل نیروی حاصل از درگیری بین ذرات مصالح سنگی قابل چشم‌پوشی می‌باشد یا به عنوان تکمیل‌کننده تنش کششی الیاف تحت زاویه  $40^\circ$  ترک برشی قطری با لحاظ نمودن نیروی محوری اعضا فرض شده است.

فرمول پیشنهادی جهت محاسبه تنش برشی نهایی به صورت ذیل می‌باشد.

$$V_u = 0.11 \beta f'_c \frac{c}{d} + \sigma_f \left(1 - \frac{c}{d}\right) \cot 40^\circ \quad (3-21)$$

در فرمول فوق مقدار  $f'_c < 55 \text{ Mpa}$  بوده و ارتفاع قسمت فشاری C از رابطه (۳-۲۲) قابل محاسبه می‌باشد لازم به توضیح می‌باشد در حالت  $\rho > 2\%$  در فرمول (۳-۲۲) مقدار  $\rho = 2\%$  برای محاسبه C در نظر گرفته می‌شود.

<sup>۱</sup>. Yakoub (2011)

$$C = \frac{A_s f_y}{0.185 \beta_1 f'_c} \quad (mm) \quad (22-3)$$

بر اساس فرمول پیشنهادی دین مقدار تنش کششی الیاف  $\sigma_{f_0}$  از فرمول تجربی نتایج آزمایش خمش بر اساس ASTM C1609 در دانشگاه می‌شی‌گان بدست آمد که به صورت رابطه (23-3) قابل محاسبه می‌باشد:

$$\sigma_{f_0} = 2.76 \left( \frac{L_f}{D_f} \right) \sqrt{0.0075 v_f} \quad Mpa \quad (23-3)$$

و فرمول  $\beta_1$  بر اساس ACI 318-08 به صورت رابطه (24-3) قابل محاسبه می‌باشد:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.185 & f'_c \leq 28 \quad Mpa \\ 1.05 - 0.007 f'_c \geq 0.65 & f'_c > 28 \quad Mpa \end{cases} \quad (24-3)$$

برای بررسی دقت فرمول ارائه شده نتایج حاصل از فرمول پیشنهادی برای ۵۶ نمونه با  $\frac{a}{d} > 2/5$  و

$f'_c \leq 55 \quad Mpa$  با مقدار الیاف فولادی قلابدار با درصد حجمی کمتر از ۰/۵ درصد با نتایج واقعی

آن‌ها مورد بررسی قرار گرفت و مشاهده شد نسبت  $\frac{V_{test}}{V_{model}} = 1/18$  و  $COV = 17\%$  می‌باشد که از

دقت قابل قبول برخوردار می‌باشد [۲۶].



## فصل چهارم

بررسی رفتار بیرون کشیدگی الیاف و ارزیابی مشخصات

مکانیکی بتن الیافی

## ۴-۱ مقدمه

بتن به عنوان یک مصالح ساختمانی پر مصرف امروزه در صنعت ساختمان از توجه و اهمیت زیادی برخوردار می‌باشد. اما بتن یک ماده نیمه ترد بوده و خاصیت ترد گونه آن با افزایش مقاومت فشاری اضافه می‌شود. همچنین مقاومت کششی پایین و ضعف مقاومت در برابر بازشدگی و توسعه ترک در بتن بسیار مشهود می‌باشد. اضافه نمودن الیاف به بتن علاوه بر بهبود شکل پذیری و مقاومت در برابر ترک خوردگی باعث افزایش قابلیت جذب انرژی در مقایسه با بتن‌های معمولی می‌شود. الیاف با استفاده از مکانیزم پل زنی ترک‌ها مانع از گسترش سریع یک یا چند ترک و به هم پیوستگی آن‌ها می‌گردد. به دلیل تاثیر اساسی مشخصات ماتریس بر روی رفتار الیاف در حین ترک خوردگی و همچنین نقش ماتریس در تحمل نیرو پیش از ترک خوردگی، شناخت دقیق مشخصات مکانیکی این ماتریس‌ها باید مورد توجه قرار گیرد.

در این فصل ضمن معرفی مصالح مصرفی جهت استفاده در ساخت نمونه‌های این تحقیق، مراحل دستیابی به طرح اختلاط نهایی که در ساخت نمونه‌های اصلی استفاده خواهد شد، بررسی گردید. همچنین در این فصل به منظور بررسی رفتار بیرون کشیدگی الیاف فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی و مقایسه آن با رفتار الیاف فلزی قلاب‌دار و الیاف فلزی موج‌دار از نمونه‌هایی با قطر و ارتفاع یکسان ۵۰ میلی‌متر که در آن الیاف عمود بر سطح مقطع با طول مدفون ۱۵ و ۲۵ میلی‌متر بوده استفاده گردید. سپس نمودار نیرو- لغزش در حین بیرون کشیدگی الیاف برای هر حالت مطالعه شد. همچنین در ادامه به منظور ارزیابی خصوصیات مکانیکی بتن معمولی و بتن الیافی آزمون‌های تعیین مقاومت فشاری، مقاومت کششی دو نیم شدن و مقاومت خمشی با توجه به استاندارد مربوطه بر روی نمونه‌ها انجام شد. در انتها شرایط پذیرش الیاف فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی به عنوان جایگزین خاموت برشی حداقل بر اساس آیین نامه ACI318-2011 مورد بررسی قرار گرفت.



## ۲-۴ مصالح

### ۱-۲-۴ سیمان

انتخاب نوع سیمان مصرفی در بتن‌های الیافی از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشد. در این نوع بتن از سیمان پرتلند نوع II استفاده گردید که به دلیل کاهش مقدار درصد مواد قلیایی باعث رشد بهتر مقاومت در شرایط عادی خواهد شد. تاثیر مواد کاهنده آب (فوق روان کننده) به طور قابل ملاحظه‌ای تابع ترکیبات سیمان می‌باشد. سیمان‌هایی که شامل مواد قلیایی کمتری باشند در طول مدت ۵ ساله نسبتاً دارای مقاومت بیشتری خواهند بود [۴۵].

در این تحقیق از سیمان پرتلند تیپ II تولید شده در کارخانه سیمان فراز فیروز کوه استفاده شده که مشخصات شیمیایی آن مطابق جدول (۱-۴) ارائه گردیده است.

جدول ۱-۴ مشخصات آزمایشات شیمیایی سیمان تیپ ۲ فراز فیروز کوه

#### مشخصات شیمیایی

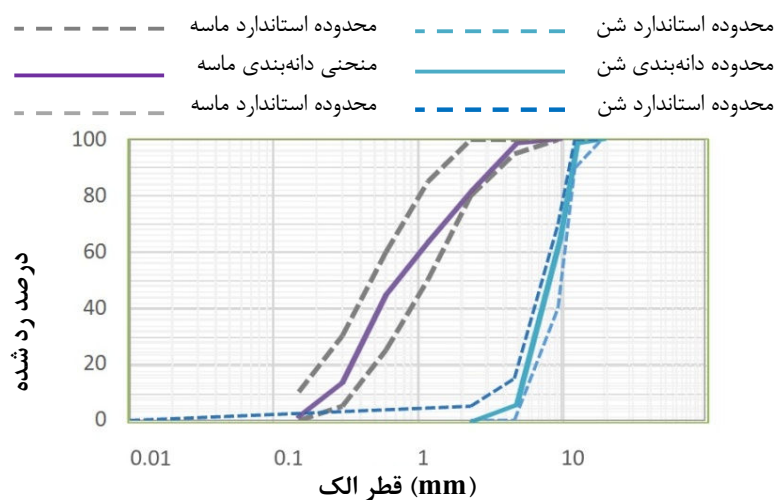
عناصر شیمیایی	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	So <sub>3</sub>	cl	Loss	In-R	Free Cao
درصد وزنی	۲۰/۶۷	۴/۸۷	۳/۷۴	۶۴/۲۹	۱/۶	۲/۴۴	<۰/۰۱۴	۱/۷۵	۰/۴۴	۰/۹
درصد انحراف	۰/۳	۰/۳	۰/۲	۰/۵	۰/۲	۰/۲	۰/۰۰۲	۰/۴	۰/۲	۰/۵
استاندارد ملی ایران (۳۸۹)	۲۰ مینیمم	۶ ماکزیمم	۶ ماکزیمم			۳ ماکزیمم		۳ ماکزیمم		

### ۲-۲-۴ سنگدانه

دانه بندی، جنس و همچنین تمیزی مصالح سنگی از عوامل تاثیر گذار بر رفتار بتن می‌باشند. با افزایش مساحت جانبی سنگدانه‌ها، تنش در سطح تماس سنگدانه‌ها و خمیر سیمان کاهش یافته و تا حدودی از تمرکز تنش به دلیل افزایش سطوح تماس کاسته می‌شود. به همین دلیل حداکثر بعد سنگدانه تا حدودی که شرایط اقتصادی پروژه نیز رعایت گردد کاهش داده شد [۴۵].

مطابق شکل (۱-۴) و جدول (۲-۴) در این آزمایش از مصالح سنگی ریزدانه با مدول نرمی ۲/۸ و چگالی ۲/۶۱ و جذب آب ۱/۷٪ و حداکثر اندازه مصالح سنگی ریزدانه با قطر ۴/۷۵ میلی‌متر با ارزش

ماسه‌ای ۹۱/۳٪ مطابق با استاندارد ASTM D2419 [۴۶] استفاده گردید. ضمناً مطابق شکل (۱-۴) و جدول (۲-۴) از مصالح درشت دانه با حداکثر اندازه دانه مصالح سنگی با قطر ۱۲/۵ میلی‌متر با چگالی ۲/۶۷ استفاده شد. مطابق با شکل (۱-۴) منحنی‌های دانه‌بندی شن و ماسه مصرفی کاملاً در محدوده مجاز منحنی‌های استاندارد ASTM C33 [۴۷] واقع شده است. لازم به توضیح می‌باشد که برای کنترل اندازه ماکزیمم بُعد مصالح درشت دانه کل مصالح درشت دانه مصرفی دوباره در دانشگاه توسط الک ۱۲/۵ میلی‌متر سرند شد و همچنین برای حفظ یکنواختی رطوبت و دانه‌بندی مصالح سنگی مصرفی کل مصالح سنگی در کیسه‌های نایلونی نگهداری گردید.



شکل ۱-۴ منحنی‌های دانه‌بندی شن و ماسه مصرفی و مقایسه آن‌ها با محدوده منحنی‌های استاندارد ASTM C33

جدول ۲-۴ درصد رد شده شن و ماسه مصرفی از الک‌های استاندارد

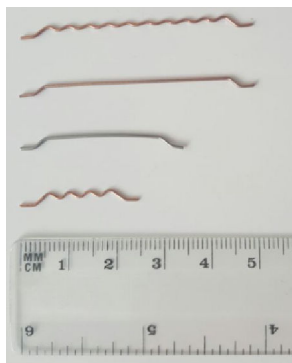
قطر	شن	ماسه
$\frac{3}{4}in (19mm)$	۱۰۰	-
$\frac{1}{2}in (12.5mm)$	۹۹	-
$\frac{3}{8}in (9.5mm)$	۶۵/۱۴	۱۰۰
شماره ۴ (۴/۷۵ mm)	۶/۴۸	۹۸/۴
شماره ۸ (۲/۳۶ mm)	۰/۵۸	۸۱/۸
شماره ۱۶ (۱/۱۸ mm)	-	۶۳/۸۲
شماره ۳۰ (۰/۶ mm)	-	۴۵/۰۶
شماره ۵۰ (۰/۳ mm)	-	۱۴/۰۶
شماره ۱۰۰ (۰/۱۵ mm)	-	۲/۲۲

#### ۳-۲-۴ الیاف مصرفی

همانطور که قبلاً بیان شد به دلایل متعدد نظیر رفتار ترد، ظرفیت کرنش کم و در نهایت شکل پذیری کم در مقاطع بتنی، از الیاف در تهیه بتن الیافی استفاده می‌نماییم. با توجه به مشخصات مکانیکی، هندسی و رفتاری الیاف مصرفی و همچنین درصد آن می‌توانیم رفتارهای متفاوتی را از بتن الیافی شاهد باشیم.

الیاف مورد استفاده در این تحقیق محصول گروه تولیدی عرفان می‌باشد که هم فرم موجدار و هم فرم قلاب انتهایی در یک نمونه الیاف طراحی شده تا از هر دو حالت ظرفیت قلاب و موجدار بودن الیاف بتوان استفاده نمود. همچنین برای جلوگیری از بوجود آمدن ریزترک‌ها در مراحل اولیه بارگذاری، تغییر رطوبت، تغییرات درجه حرارت از الیاف پلی‌پروپیلن اصلاح شده به صورت ترکیب با الیاف فلزی استفاده شده است [۱۹].

شکل هندسی و خواص الیاف‌ها به ترتیب در شکل (۲-۴) و جدول (۳-۴) ارائه شده است.



(ب)



(الف)

شکل ۲-۴ الف) شکل ظاهری الیاف فلزی موجدار با قلاب انتهایی و الیاف پلی‌پروپیلن اصلاح شده  
ب) مقایسه نسبی شکل ظاهری و ابعاد الیاف فلزی

جدول ۴-۳- مشخصات الیاف مصرفی

الف) الیاف فولادی

نام	SFRC-ECR325
مقاومت کششی (Mpa)	> ۱۱۰۰
انبساط طولی (%)	< ۳
طول (mm)	۵۰
نسبت طول به ضخامت (0.8mm)	۶۲/۵
استاندارد	بر اساس ASTM A820, EN14889-1

ب) الیاف پلیمری

نام	پلی پروپیلن اصلاح شده
طول (mm)	۳۸-۵۴
مقاومت کششی (Mpa)	۴۵۰-۸۰۰
مدول الاستیسیته (Mpa)	۳۵۰۰-۷۰۰۰
نقطه ذوب (C <sup>0</sup> )	≥ ۱۶۰-۱۷۰

۴-۲-۴ فوق روان کننده‌ها

فوق روان کننده‌ها موادی آلی یا ترکیبی از مواد آلی و معدنی هستند. این مواد جذب ذرات سیمان شده و به آن‌ها بار منفی می‌دهند که سبب دفع شدن این ذرات از یکدیگر می‌شود. بار منفی موجب بوجود آمدن پوسته‌ای منظم از مولکول‌های آب دور هر ذره شده و باعث جداسدگی ذرات گردیده و در نتیجه کارایی مخلوط را افزایش می‌دهند. با استفاده از فوق روان کننده مناسب می‌توان آب مورد نیاز را بدون افت کارایی کاهش داده که این امر افزایش مقاومت را به دنبال خواهد داشت. در این تحقیق از یک فوق روان کننده بر پایه پلی کربوکسیلات اتر با نام تجاری spc10 تولیدی شرکت همگرایان تولید با وزن مخصوص  $1.09 \text{ g/cm}^3$  در مخلوط‌های بتن استفاده شد. مشخصات فوق روان کننده مصرفی در پیوست (۱) ارائه گردیده است.

### ۳-۴ طرح اختلاط و روند طرح اختلاط

هدف از انجام این مرحله از تحقیقات آزمایشگاهی دستیابی به بتن با کارایی و مقاومت مناسب و همچنین ارزیابی خصوصیات مکانیکی آن می‌باشد. لازم به توضیح است که هدف نهایی برای ما در این مرحله، طرح بتن با حدود مقاومت  $40\text{ MPa}$  می‌باشد که بتوان شرایط جایگزین نمودن خاموت حداقل را با الیاف فوق بر اساس ACI318-2011 [۴۸] بررسی نمود.

لذا بر اساس آیین‌نامه ACI 211.4R [۴۹] و مطالعات و تجربیات قبلی، طرح‌های آزمایشی مطابق جدول (۴-۴) تهیه و مورد آزمایش قرار گرفت [۵۰]. لازم به توضیح می‌باشد با توجه به تغییر در جنس و بافت ظاهری و دانه‌بندی مصالح سنگی، طرح و ساخت نمونه‌های آزمایشی برای رسیدن به طرح بهینه مورد نظر از لحاظ کارایی و مقاومت ضروری می‌باشد. ضمناً با مطالعه نتایج مقاله‌های متعدد مشاهده شد که تأثیر الیاف پلیمری فقط در مراحل اولیه بارگذاری و جلوگیری از ریزترک‌ها می‌باشد و تأثیر چندانی در ظرفیت نهایی مقطع نخواهند داشت به همین دلیل در این تحقیق مقدار الیاف پلیمری برای طرح‌های آزمایشی در محدوده  $0/3\%$  در نظر گرفته شد [۱۹].

ضمناً منحنی دانه‌بندی شن و ماسه مصرفی مطابق جدول (۴-۲) که قبلاً ارائه شده، می‌باشد.

جدول ۴-۴ طرح‌های آزمایشی برای رسیدن به طرح مورد نظر

مقاومت فشاری MPa	درصد حجمی الیاف پلیمری	درصد حجمی الیاف فیزی	درصد وزنی فوق روان کننده	درصد وزن آب	درصد وزن سیمنان	درصد وزن ماسه	درصد وزن شن	شماره طرح
۳۷	-	-	۰/۲	۰/۴۸۹	۱	۱/۹۵	۱/۶۰	۱
۳۶	-	-	۰/۲	۰/۴۸۹	۱	۲/۱۳	۱/۴۲	۲
۳۸	۰/۲۵	۰/۵	۰/۳	۰/۴۸۹	۱	۲/۱۳	۱/۴۲	۳
۳۳	-	-	۰/۱۵	۰/۵۴	۱	۲/۶۷	۱/۷۸	۴
۳۶	۰/۳۵	۰/۷۵	۰/۳۵	۰/۴۸	۱	۲/۱۳	۱/۴۲	۵
۳۸	۰/۳۵	۰/۷۵	۰/۵۵	۰/۴۴	۱	۱/۹۲	۱/۲۸	۶

شکل (۳-۴) مخلوط کن به کار رفته برای تهیه  $25\text{ kg}$  از طرح‌های فوق را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۳ بتونیر برای ساخت طرح‌های آزمایشی

روند اختلاط بدین ترتیب است که ابتدا سنگدانه‌ها (شن و ماسه) که از قبل برای اینکه مقدار رطوبت آن‌ها مطابق شکل (۴-۴) در طی آزمایش ثابت باقی بماند در کیسه نایلونی نگهداری می‌شوند را توزین نموده و در داخل مخلوط کن می‌ریزیم تا حدود ۲ دقیقه به صورت خشک با یکدیگر مخلوط شوند. سپس بعد از اختلاط کامل سنگدانه‌ها سیمان به مخلوط اضافه شده و مصالح تا حدود ۲ دقیقه به طور کامل مخلوط می‌گردند. فوق روان کننده با ۷۰ درصد آب مورد نیاز طرح اختلاط، مخلوط می‌شود. به کمک این روش، توزیع آن در مخلوط یکنواخت‌تر و عملکرد بهتری در افزایش کارایی بتن خواهد داشت. پس از اختلاط کامل مصالح خشک، محلول آب و فوق روان کننده به تدریج و در طی مدت زمان ۵ دقیقه به آن اضافه می‌شود. با اضافه کردن این محلول، مخلوط حالت خمیری پیدا کرده و با توجه به اسلامپ مورد نیاز برای اضافه کردن الیاف یا در حالت بدون استفاده از الیاف مقدار آب مورد نیاز را به مصالح داخل مخلوط کن اضافه می‌نماییم.



شکل ۴-۴ بسته بندی مصالح سنگی برای حفظ درصد رطوبت

## ۴-۴ ارزیابی طرح اختلاط

همانطور که قبلاً بیان شد، طرح‌های اولیه فوق بر اساس تجارب آزمایشگاهی و نتایج به دست آمده در تحقیقات قبلی انتخاب گردیده است [۴۹ و ۵۰]. با توجه به تغییر در جنس، شکل ظاهری و دانه‌بندی مصالح سنگی و همچنین تاثیر شکل و فرم الیاف مصرفی بر بتن تازه، ساخت طرح‌های اولیه آزمایشگاهی ضروری به نظر رسید. پس از مراحل ساخت با مشاهده شکل ظاهری بتن تازه تهیه شده و همچنین انجام آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های مربوط به طرح آزمایشی و بررسی وضعیت شکست نمونه‌ها و توزیع الیاف و همچنین مشاهده اجزای نمونه‌های آزمایش شده، طرح اختلاط نهایی مطابق جدول (۴-۵) ارائه گردید.

جدول ۴-۵ طرح اختلاط نهایی

ماسه	شن	آب	سیمان	طرح اختلاط بتن
۲/۰۰	۱/۳۳	۰/۴۳۷	۱	نسبت وزنی

وزن فوق روان کننده مصرفی با توجه به حجم الیاف مصرفی برای دستیابی به اسلامپ حدود  $10\text{cm}$  متغیر در نظر گرفته شد.

## ۴-۵ آزمایش بیرون کشیدگی الیاف

رفتار بتن‌های الیافی به عواملی مانند نوع ماتریس، خصوصیات الیاف و پیوستگی الیاف و ماتریس وابسته می‌باشد. با توجه به تاثیر عوامل فوق در مقایسه با بتن الیافی معمولی تحت بار کششی رفتار سخت شدگی کرنشی یا سخت شدگی تغییر مکانی تحت بارهای کششی در بعضی موارد مشاهده می‌شود. این ویژگی‌ها قابلیت شکل پذیری، دوام و جذب انرژی مصالح مرکب را افزایش می‌دهند. برای دستیابی به مصالحی با خصوصیات رفتاری سخت شدگی کرنشی یا سخت شدگی تغییر مکانی و ایجاد ترک خوردگی‌های متعدد می‌بایست مطابق شکل (۲-۳)، مقاومت مصالح بعد از ترک خوردگی ( $\sigma_{pc}$ ) از مقاومت نظیر اولین ترک خوردگی ( $\sigma_{cc}$ ) بیشتر باشد.

$$\sigma_{pc} > \sigma_{cc} \quad (1-4)$$

بدون برقراری رابطه (۴-۱) امکان دستیابی به رفتارهای فوق غیر ممکن است. علاوه بر این سخت شدگی لغزشی در رفتار بیرون کشیده شدن الیاف منفرد، به عنوان مهم‌ترین عامل در رفتار سخت شوندگی مصالح شناخته می‌شود. هدف از این مرحله از برنامه آزمایشگاهی، بررسی رفتار بیرون کشیده شدن الیاف فولادی موجدار با قلاب انتهایی و مقایسه آن با رفتار بیرون کشیده شدن الیاف موجدار و الیاف قلابدار به تنهایی می‌باشد. با انجام این آزمایش بر روی این الیاف، رفتار بیرون کشیده شدن آن‌ها بررسی و نتایج لازم استخراج گردید.

#### ۴-۵-۱ مکانیزم بیرون کشیده شدن الیاف

مقاومت الیاف در برابر بیرون کشیده شدن، به مکانیزم پیوستگی آن در سطح مشترک الیاف و ماتریس وابسته است. مؤلفه‌های اصلی این مکانیزم پیوستگی عموماً چسبندگی، اصطکاک و مهار مکانیکی می‌باشند. مهار مکانیکی الیاف فولادی تغییر شکل یافته، مهم‌ترین عامل در ایجاد مقاومت در برابر بیرون کشیده شدن می‌باشد. در حالی که در الیاف مستقیم فولادی، اصطکاک بین الیاف و ماتریس در مقاومت بیرون کشیدگی آن غالب است. یکی از انواع پرکاربرد الیاف فولادی نوع قلابدار آن می‌باشد که در حین بیرون کشیده شدن از ماتریس از قابلیت جذب انرژی نظیر تغییر شکل فولاد استفاده می‌کند. هر چند که در این الیاف مهار مکانیکی در طول کوتاهی از الیاف به وجود آمده، و لیکن با تشکیل مفصل پلاستیک در همین قسمت موجب افزایش مقاومت بیرون کشیدگی الیاف می‌گردد [۵۱ و ۵۲]. به عنوان نمونه مطابق شکل (۴-۵) یک نمونه از رفتار عمومی نیرو- لغزش الیاف قلابدار نشان داده شده است. سه مکانیزم رفتاری مختلف در حین بیرون کشیده شدن این الیاف به وجود می‌آید:





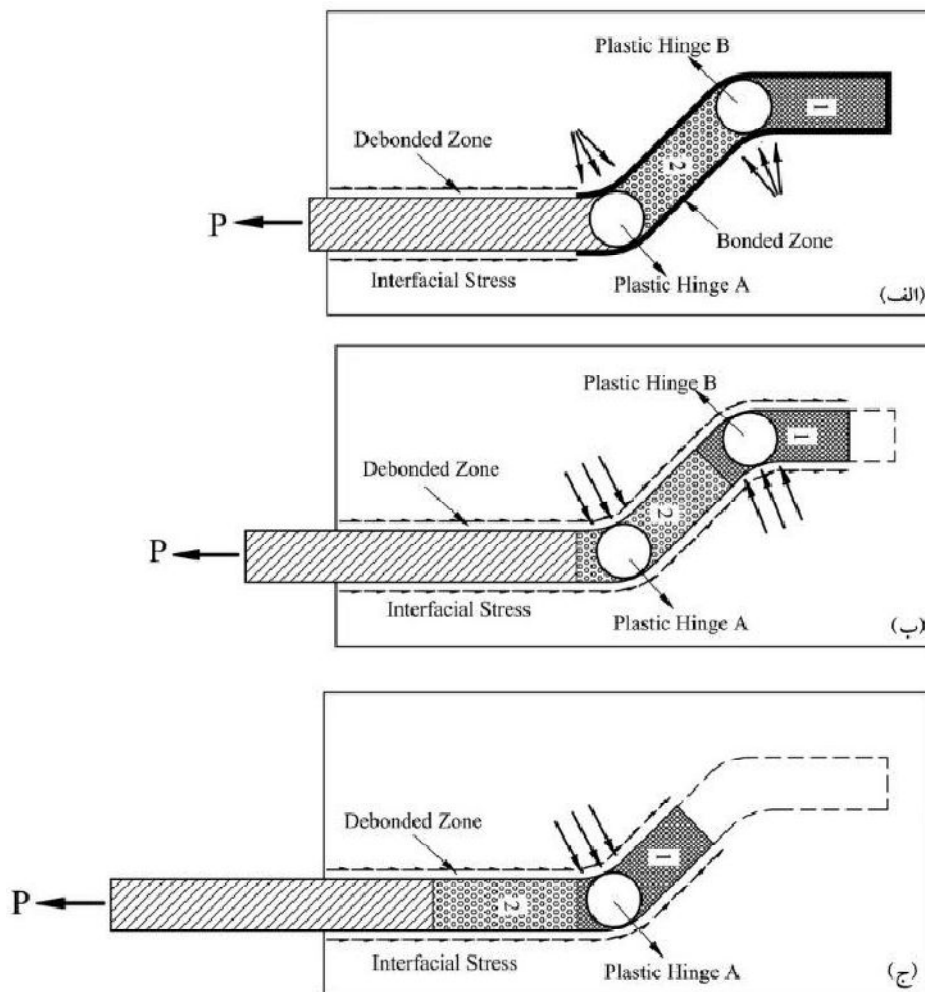
شکل ۴-۵ رفتار عمومی نیرو- لغزش الیاف قلابدار در روند بیرون کشیدگی از ماتریس بتن الیافی [۵۱ و ۵۲]

- ۱- چسبندگی موجود بعنوان چسبندگی برشی الاستیک بین الیاف و ماتریس در سطح مشترک.
  - ۲- اصطکاک موجود بعنوان چسبندگی برشی اصطکاکی که امکان لغزش نسبی در سطح مشترک الیاف و ماتریس را فراهم آورده و هنگامی اتفاق می افتد که چسبندگی اولیه از بین برود.
  - ۳- مهار مکانیکی که باعث بوجود آمدن نقاط محلی انتقال نیرو بین الیاف و ماتریس می گردد.
- پاسخ بیرون کشیدگی الیاف فولادی قلابدار را می توان به سه مرحله اصلی تقسیم بندی نمود: در فاز ابتدایی، الیاف بتدریج از ماتریس اطراف جدا می گردد، که این جداسازی از انتهای آزاد الیاف آغاز شده و به سمت انتهای مدفون آن پیش می رود (شکل ۴-۶-الف). این روند با یک فاز طولانی تر دنبال می گردد که در آن دو مفصل پلاستیک در قسمت های منحنی شکل انتهایی الیاف (نقاط A و B) بوجود می آید.

این دو فاز که باعث فعال شدن چسبندگی، اصطکاک و مهار مکانیکی می گردد باعث بوجود آمدن شاخه صعودی منحنی بیرون کشیدگی می گردد (شکل ۴-۵).

پس از آن قسمت دوم الیاف (قسمت ۲ در شکل ۴-۶-ب) صاف شده و به سمت قسمت مستقیم مجرای الیاف حرکت می کند. بخش اول (قسمت ۱ در شکل ۴-۶-ج) در جایی که قسمت دوم در ابتدا خم گردیده بود، یکبار دیگر خمیده می گردد. این روند باعث ایجاد نقطه ماکزیمم دوم بر روی

منحنی بیرون کشیدگی می‌گردد که نسبت به نقطه ماکزیمم اول مقدار کمتری دارد (شکل ۴-۵). در ادامه در جایی که قسمت قلاب‌دار الیاف تقریباً صاف می‌گردد، تماس الیاف با ماتریس اطراف باعث ایجاد تنش اصطکاکی نسبتاً ثابتی می‌گردد (شکل ۴-۶-د) که این مرحله باعث بوجود آمدن شاخه نزولی انتهایی منحنی می‌گردد.



شکل ۴-۶ مراحل مختلف بیرون کشیدگی الیاف قلاب‌دار از ماتریس [۵۱ و ۵۲]

#### ۴-۵-۲ آزمایش بیرون کشیدگی الیاف




#### ۴-۵-۲-۱ نسبت اختلاط برای نمونه‌های بیرون کشیدگی الیاف

به منظور بررسی رفتار بیرون کشیدگی الیاف، از نمونه‌های استوانه‌ای با قطر و ارتفاع یکسان ۵۰ میلی‌متر که در آن الیاف عمود بر سطح مقطع می‌باشد، استفاده گردید. این نمونه‌ها در سه گروه الیاف فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی و الیاف فلزی موج‌دار و الیاف فلزی با قلاب انتهایی تقسیم شدند. این نمونه‌ها مورد آزمایش بیرون کشیدگی قرار گرفته و مقدار نیروی لازم برای بیرون کشیدگی الیاف، لغزش الیاف در هر لحظه و نمودارهای نیرو-لغزش در هر حالت بدست آمد. جدول (۴-۶) نسبت‌های وزنی ماتریس را برای ساخت نمونه‌ها ارائه می‌نماید. مشخصات الیاف فولادی مطابق جدول (۴-۷) و شکل (۴-۷) می‌باشد.

جدول ۴-۶ طرح اختلاط نمونه‌های بیرون کشیدگی

مقدار فوق روان کننده (درصد وزن سیمان)	ماسه	شن	آب	سیمان	طرح اختلاط بتن
۰/۲	۲/۰۰	۱/۳۳	۰/۴۳۷	۱	نسبت وزنی

جدول ۴-۷ مشخصات ظاهری الیاف

طول (mm)	قطر (mm)	تغییر شکل مکانیکی	نام الیاف	شکل الیاف
۵۰	۰/۸	دارای موج در طول الیاف	موج‌دار	
۵۰	۰/۸	دارای قلاب در دو انتها	قلاب‌دار	
۵۰	۰/۸	دارای موج در طول الیاف و قلاب در دو انتها	موج‌دار با قلاب انتهایی	



(ج)

(ب)

(الف)

شکل ۴-۷ شکل ظاهری الیاف

(الف) موج دار (ب) قلاب دار (ج) موج دار با قلاب انتهایی

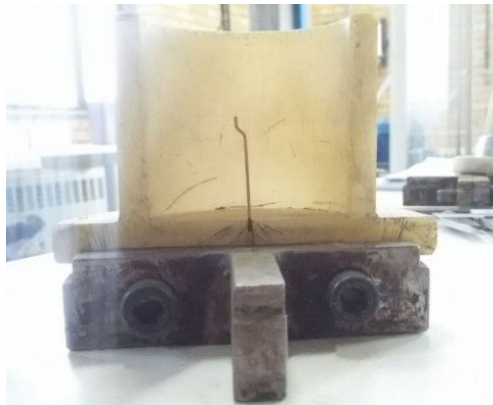
#### ۴-۵-۲ نحوه اختلاط و ساخت نمونه‌های بیرون کشیدگی الیاف

در طی فرآیند ساخت نمونه‌ها، قرارگیری الیاف در موقعیت مناسب و راستای مشخص از اهمیت زیادی برخوردار می‌باشد. به همین دلیل از یک سیستم مناسب صلیبی جهت نگه‌داشتن الیاف در وضعیت مطلوب استفاده گردید. در شکل (۴-۸) هندسه و اجزای قالب طراحی شده و همچنین در شکل (۴-۹) مراحل و نحوه جایگذاری الیاف در قالب نشان داده شده است.



شکل ۴-۸ هندسه قالب و اجزای مربوط به آن

برای ساخت نمونه‌ها از مخلوط‌کن Hobart استفاده شد. پس از ریختن مخلوط در قالب، عملیات تراکم با استفاده از میز لرزان به مدت ۵ دقیقه صورت پذیرفت. قالب‌ها بعد از ۲۴ ساعت باز شده و نمونه‌ها به مدت ۲۸ روز در محفظه پلاستیکی سرپوشیده مطابق شکل (۴-۱۰) جهت جلوگیری از تبخیر آب نگهداری شدند.



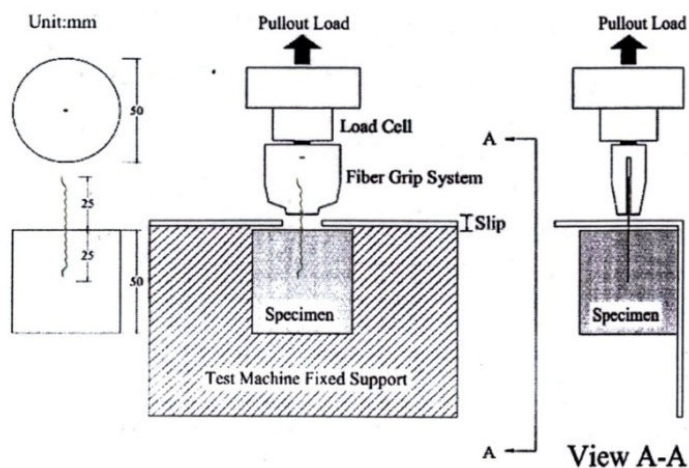
شکل ۴-۹ نحوه و مراحل جایگذاری الیاف در درون قالب‌ها



شکل ۴-۱۰ محفظه پلاستیکی سرپوشیده جهت نگهداری نمونه‌ها

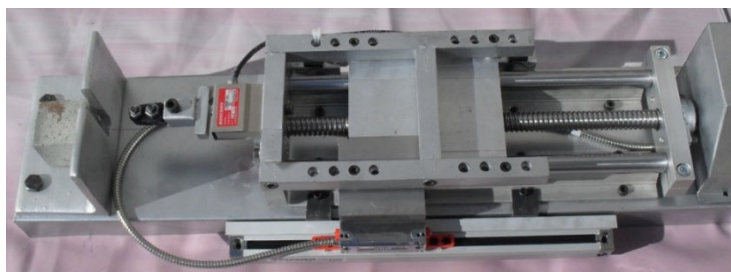
#### ۴-۵-۲-۳ نحوه انجام آزمایش بیرون کشیدگی الیاف

برای انجام آزمایش بیرون کشیدگی الیاف از ماتریس‌های بتنی از مدل چیدمان مطابق شکل (۴-۱۱) استفاده شد. در این حالت تقریباً عملکرد الیاف در هنگام بازشدگی در سطوح عمود بر ترک شبیه‌سازی می‌شود.



شکل ۴-۱۱ هندسه نمونه‌ها و چیدمان آزمایش بیرون کشیدگی الیاف

جهت انجام این آزمایش از دستگاه ساخته شده توسط محققان دانشگاه صنعتی شاهرود مطابق شکل (۴-۱۲) استفاده شد. ظرفیت کشش این دستگاه ۱۰۰۰ نیوتن بوده که بارگذاری نمونه‌ها به صورت کنترل تغییر مکان و با سرعت ۰/۱۳ میلی‌متر بر دقیقه انجام می‌شود.



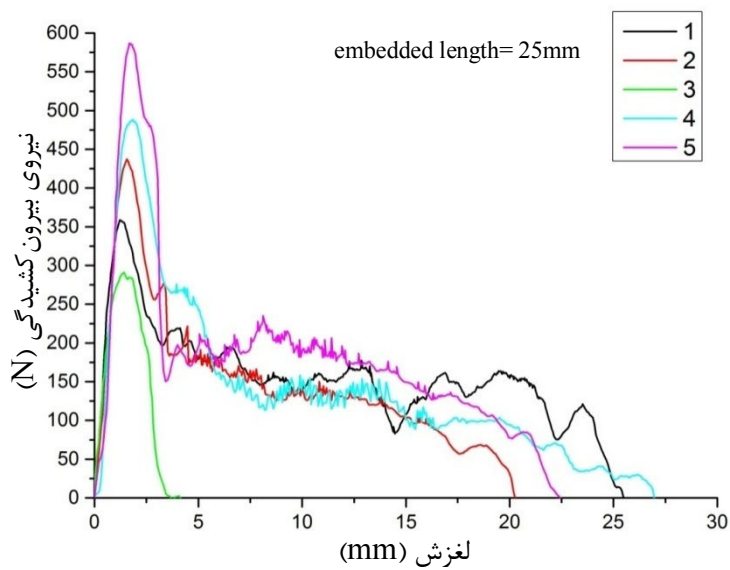
شکل ۴-۱۲ دستگاه ساخته شده توسط محققان دانشگاه صنعتی شاهرود

#### ۴-۲-۵-۴ بررسی رفتار بیرون کشیده شدن الیاف

در آزمایش فوق برای بررسی رفتار الیاف موج‌دار دو سری نمونه با طول مدفون ۱۵ و ۲۵ میلی‌متر و برای الیاف قلاب‌دار یک سری نمونه با طول مدفون ۲۵ میلی‌متر و برای الیاف موج‌دار با قلاب انتهایی دو سری نمونه با طول مدفون ۱۵ و ۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. نتایج مربوط به آزمایش بیرون کشیدگی الیاف قلاب‌دار مطابق با شکل (۴-۱۳) و جدول (۴-۸) نشان داده شده است.

جدول ۴-۸- نتایج مربوط به ماکزیمم نیروی بیرون کشیدگی، لغزش نقطه ماکزیمم الیاف قلابدار

طول مدفون (mm)	مود خرابی	بار ماکزیمم (N)	میانگین بار (N)	لغزش متناظر با بار ماکزیمم (mm)	میانگین لغزش متناظر با بار ماکزیمم (mm)
۲۵	Pull out	۳۵۸	۴۳۱	۱/۲۳	۱/۵۴
	Pull out	۴۳۶		۱/۵	
	Pull out	۲۸۸		۱/۵	
	Pull out	۴۸۷		۱/۷۴	
	Pull out	۵۸۶		۱/۷۴	



شکل ۴-۱۳ نتایج مربوط به آزمایش بیرون کشیدگی الیاف قلابدار

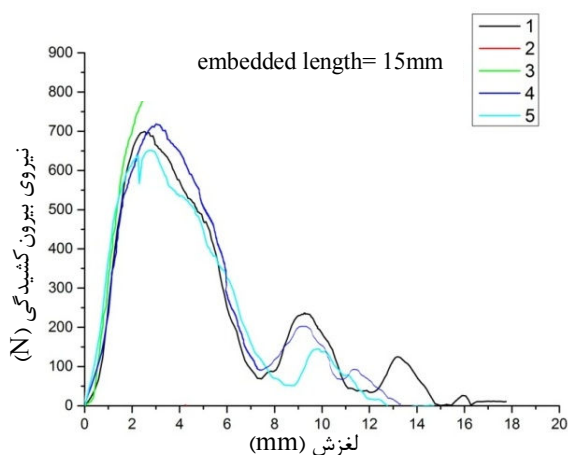
همچنین نتایج مربوط به آزمایش بیرون کشیدگی الیاف موجدار نیز مطابق با شکل (۴-۱۴) و جدول

(۴-۹) و نتایج مربوط به آزمایش بیرون کشیدگی الیاف موجدار با قلاب انتهایی مطابق با شکل (۴-۱۵)

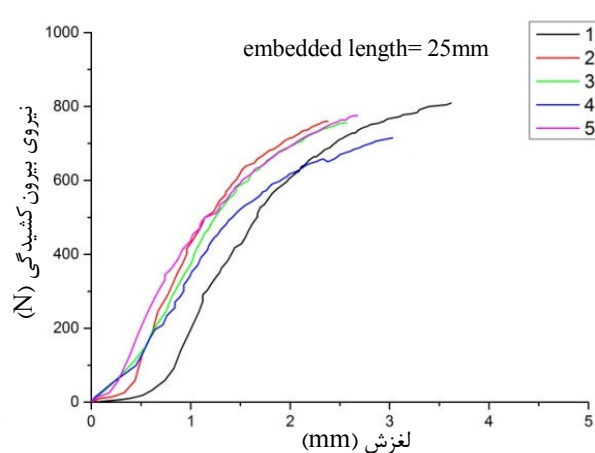
و جدول (۴-۱۰) ارائه گردیده است.

جدول ۴-۹ نتایج مربوط به ماکزیمم نیروی بیرون کشیدگی، لغزش نقطه ماکزیمم الیاف موجدار

طول مدفون	مود خرابی	بار ماکزیمم (N)	میانگین بار (N)	لغزش متناظر با بار ماکزیمم (mm)	میانگین لغزش متناظر با بار ماکزیمم (mm)
۲۵	Fracture	۸۰۶	-	۳/۶۲	-
	Fracture	۷۶۴		۲/۳	
	Fracture	۷۵۳		۲/۵۶	
	Fracture	۷۱۷		۳/۰۵	
	Fracture	۷۷۷		۳/۷	
۱۵	Pull out	۷۰۴	۷۱۹	۲/۵	۲/۷۷
	Fracture	۸۰۲		۲/۸۸	
	Pull out	۷۲۱		۳	
	Pull out	۶۵۲		۲/۷	



ب



الف

شکل ۴-۱۴ نتایج مربوط به آزمایش بیرون کشیدگی الیاف موجدار

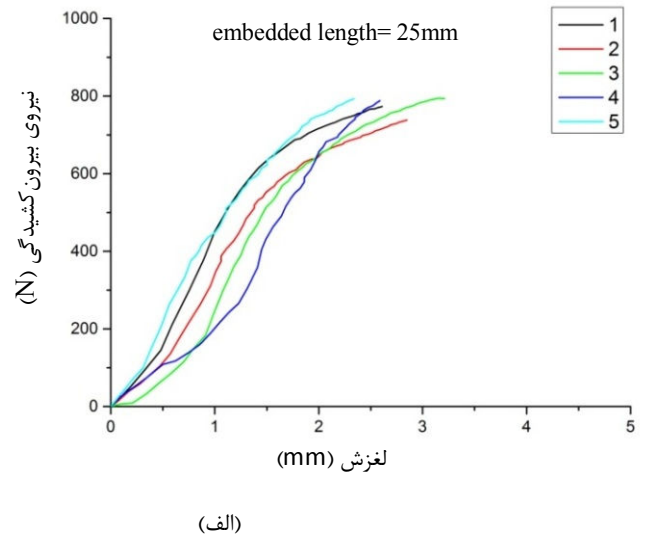
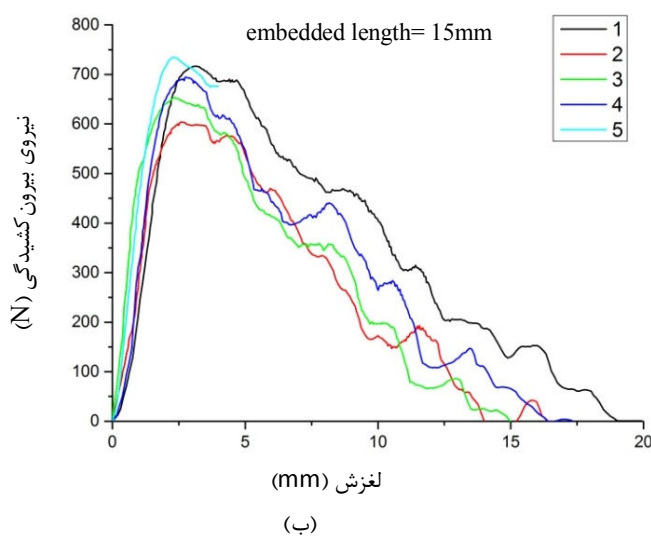
(الف) با طول مدفون ۲۵mm (ب) با طول مدفون ۱۵mm

مطابق با نتایج آزمایش بیرون کشیده شدن الیاف در حالت مدفون ۲۵mm برای سه نمونه از الیاف فوق در الیاف قلابدار با توجه به شکل و فرم هندسی آن، بیرون کشیدگی اتفاق افتاده ولی برای دو نمونه دیگر گسیختگی در الیاف مشاهده شده است. به همین دلیل برای الیاف موجدار و الیاف موجدار با قلاب انتهایی نمونه‌هایی با طول مدفون ۱۵mm در نظر گرفته شد. در حالت مدفون ۱۵mm برای هر دو نمونه از الیاف فوق‌الذکر در اکثر موارد بیرون کشیدگی الیاف، در حین آزمایش مشاهده شد.



جدول ۴-۱۰ نتایج مربوط به ماکزیمم نیروی بیرون کشیدگی، لغزش نقطه ماکزیمم الیاف موج دار با قلاب انتهایی

طول مدفون (mm)	مود خرابی	بار ماکزیمم (N)	میانگین بار (N)	لغزش متناظر با بار ماکزیمم (mm)	میانگین لغزش متناظر با بار ماکزیمم (mm)
۲۵	Fracture	۷۷۳	-	۲/۶	-
	Fracture	۷۳۶		۲/۸۶	
	Fracture	۸۰۱		۳/۲	
	Fracture	۷۸۸		۲/۵	
	Fracture	۷۹۴		۲/۳۴	
۱۵	Pull out	۷۲۳	۶۸۱	۳/۱۴	۲/۶۴
	Pull out	۶۰۵		۲/۷	
	Pull out	۶۵۳		۲/۴	
	Pull out	۶۹۳		۲/۸	
	Fracture	۷۳۳		۲/۲	



شکل ۴-۱۵ نتایج مربوط به آزمایش بیرون کشیدگی الیاف موج دار با قلاب انتهایی

(الف) با طول مدفون ۲۵mm (ب) با طول مدفون ۱۵mm

با مشاهده رفتار الیاف موج دار با قلاب انتهایی در مقایسه با الیاف فقط دارای قلاب انتهایی و یا الیاف فقط دارای موج بر اساس نتایج آزمایش بیرون کشیدگی الیاف می توان مشاهده نمود که الیاف پیشنهادی بعد از نقطه ماکزیمم نیرو، با شیب کمتری دچار افت نیرو می شوند که در نتیجه عملکرد مناسب قسمت موج دار الیاف فوق می باشد که باعث افزایش شکل پذیری و مستهلک نمودن انرژی در محل ترک می شود. به عنوان نمونه افزایش انرژی مستهلک شده در حین آزمایش بیرون کشیدگی

مطابق اشکال (۴-۱۴) و (۴-۱۵) برای الیاف موج‌دار با قلاب انتهایی با طول مدفون  $15mm$  نسبت به الیاف موج‌دار با همان طول مدفون برابر با ۶۴٪ اندازه‌گیری شد. به همین علت در ادامه برای انجام آزمایش خواص مکانیکی، از الیاف‌های فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی استفاده شد.

#### ۴-۶ ارزیابی خصوصیات مکانیکی بتن معمولی و الیافی

در این بخش خصوصیات مکانیکی بتن معمولی و بتن الیافی شامل مقاومت فشاری، مقاومت کششی غیر مستقیم و مقاومت خمشی از طریق ساخت نمونه‌ها و انجام آزمایش‌های مختلف تعیین می‌گردد. نحوه ساخت، آماده‌سازی نمونه‌ها و انجام آزمایشات در هر بخش توضیح داده خواهد شد.

##### ۴-۶-۱ نحوه ساخت و آماده‌سازی نمونه‌ها

در قسمت‌های گذشته در ارتباط با طرح اختلاط و روند اختلاط بتن الیافی بحث گردید. برای ساخت نمونه‌ها از قالب‌های پلی اتیلن و PVC مطابق شکل (۴-۱۶) استفاده شده است. قبل از ریختن بتن به داخل قالب، سطوح داخلی قالب به روغن آغشته می‌شود. این امر موجب سهولت باز کردن قالب‌ها شد و همچنین از آسیب دیدن نمونه‌ها در حین باز کردن قالب جلوگیری می‌نماید. پس از ریختن بتن در داخل قالب، عملیات متراکم نمودن آن با استفاده از میز لرزان انجام می‌شود. به همین منظور قالب‌ها در حدود ۵ دقیقه بر روی میز لرزان قرار داده می‌شود. سپس سطح نمونه‌ها پرداخت شد و برای جلوگیری از تبخیر سطحی روی آن را با محفظه پلاستیکی می‌پوشانیم. قالب‌ها بعد از مدت زمان ۲۴-۲۰ ساعت باز شده و نمونه‌ها پس از نامگذاری عمل‌آوری می‌شوند.



شکل ۴-۱۶ قالب‌های نمونه‌های استوانه‌ای و تیر خمشی

شکل (۴-۱۶) قالب‌های مورد استفاده در ساخت نمونه‌های استوانه‌ای مربوط به آزمایش مقاومت فشاری و نمونه‌های تیر مربوط به آزمون خمش را قبل از بتن ریزی نشان می‌دهد و شکل (۴-۱۷) نمونه‌های مربوط را بعد از قالب برداری نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱۷ نمونه آزمایش مقاومت فشاری و کششی غیر مستقیم و خمشی

#### ۴-۶-۲ عمل آوری نمونه‌ها

برای عمل‌آوری نمونه‌های فوق بعد از باز کردن قالب برای نگهداری آن‌ها در شرایط مشابه با نمونه تیرهای اصلی مطابق شکل (۴-۱۸) آن‌ها را با گونی کنفی دورپیچ نموده و قسمت تحتانی و فوقانی آن را با پلاستیک پوشش داده و هر روز با استفاده از عملیات آب پاشی بر روی گونی کنفی آن را عمل‌آوری می‌نماییم. پاشیدن آب بر روی نمونه‌ها را روزانه تا ۲۸ روز ادامه می‌دهیم و بعد از ۲۸ روز نمونه‌ها را برای بارگذاری آماده می‌نماییم.



شکل ۴-۱۸ شرایط نگهداری نمونه‌های آزمایشگاهی مقاومت فشاری و کششی غیر مستقیم و خمشی

#### ۴-۶-۳ مقاومت فشاری

مقاومت فشاری به عنوان مهم‌ترین معیار جهت تعیین کیفیت بتن مورد استفاده قرار می‌گیرد. آزمایش تعیین مقاومت فشاری بر اساس ASTM C39 [۵۳] انجام شده است. برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری می‌توان از نمونه‌های استوانه‌ای استفاده نمود که در این تحقیق نمونه‌های استوانه‌ای  $150 \times 300$  میلی‌متر مورد استفاده قرار گرفته‌اند. بر اساس پیشنهاد ASTM برای ارزیابی مقاومت فشاری از هر طرح اختلاط ۳ نمونه ساخته شده و تحت آزمایش مقاومت فشاری قرار گرفته‌اند. با توجه به رفتار نمونه‌ها حین بارگذاری، متوسط مقاومت فشاری آن‌ها، به عنوان مقاومت فشاری ماتریس سیمانی در نظر گرفته می‌شود در آزمایش مقاومت فشاری نیرو با سرعت مشخص به نمونه وارد شده تا خرابی رخ دهد. سرعت بارگذاری استاندارد در محدوده  $0.2$  تا  $0.3$  مگاپاسکال بر ثانیه می‌باشد. سرعت بارگذاری در آزمایش فشاری نمونه‌های استوانه‌ای برابر  $4/4 \text{ kN/s} = 150.2 \times \frac{\pi}{4} \times 25$  انتخاب شد. سرعت بارگذاری می‌بایست طوری باشد که در حدود ۲ الی ۳ دقیقه، نمونه به مقاومت نهایی خود برسد. با ثبت حداکثر نیروی وارد شده و تقسیم آن بر سطح مقطع نمونه می‌توان مقاومت فشاری بتن را محاسبه نمود. شکل (۴-۱۹) نمونه مقاومت فشاری را قبل از بارگذاری نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱۹ نمونه مقاومت فشاری قبل از بارگذاری

مطابق شکل (۴-۲۰) برای اندازه‌گیری مقدار تغییر طول محوری نمونه در اثر بارگذاری، دو عدد تغییر مکان‌سنج (LVDT) بر روی مجموعه قاب اندازه‌گیری مدول الاستیسیته بتن نصب گردید و همزمان با اعمال بارگذاری بر روی نمونه توسط جک بتن‌شکن مقدار تغییر طول نمونه توسط دستگاه ثبت داده‌ها (DATA LOGGER) ثبت گردید.

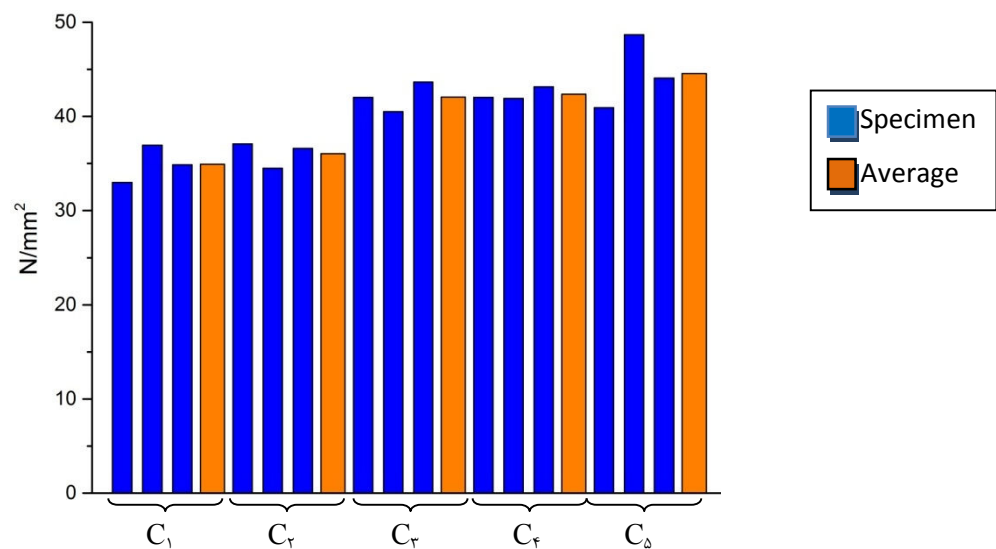
نتایج حاصل از آزمایش مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های بتنی در جدول (۴-۱۱) ارائه شد که بر این اساس نتایج مربوط به مقاومت فشاری مطابق شکل (۴-۲۱) ترسیم شده است.



شکل ۴-۲۰- نمونه آزمایش مقاومت فشاری

جدول ۴-۱۱- نتایج آزمایش مقاومت فشاری

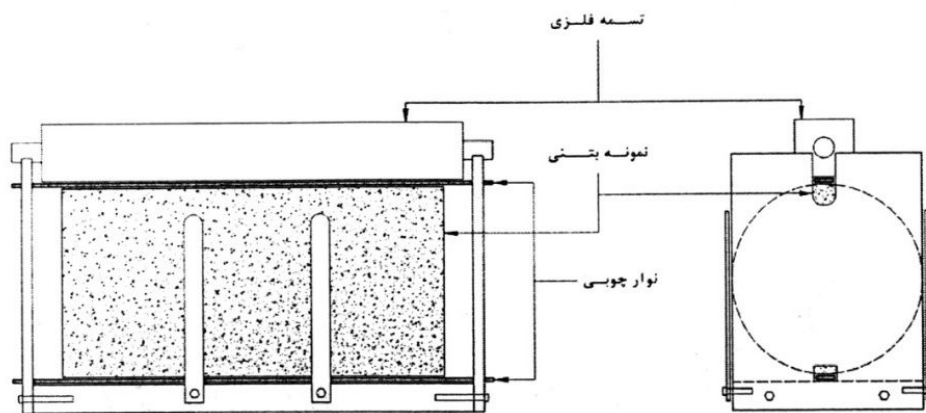
شماره سری	نوع نمونه (استوانه) mm	تعداد نمونه	نوع الیاف		شماره نمونه	مقاومت فشاری (۲۸ روز)	میانگین سری $(\frac{N}{mm^2})$	انحراف استاندارد $(\frac{N}{mm^2})$
			فلزی	پلیمری				
C <sub>۱</sub>	۱۵۰×۳۰۰	۳	—	—	C <sub>۱-۱</sub>	۳۳	۳۴/۹۳	۰/۳۶
					C <sub>۱-۲</sub>	۳۶/۹۵		
					C <sub>۱-۳</sub>	۳۴/۸۶		
C <sub>۲</sub>	۱۵۰×۳۰۰	۳	—	۰/۲۵٪	C <sub>۲-۱</sub>	۳۷/۰۹	۳۶/۰۶	۰/۶۵
					C <sub>۲-۲</sub>	۳۴/۵		
					C <sub>۲-۳</sub>	۳۶/۶		
C <sub>۳</sub>	۱۵۰×۳۰۰	۳	۰/۱۵٪	۰/۲۵٪	C <sub>۳-۱</sub>	۴۲/۰۴	۴۲/۰۶	۰/۱۵
					C <sub>۳-۲</sub>	۴۰/۱۵		
					C <sub>۳-۳</sub>	۴۳/۶۵		
C <sub>۴</sub>	۱۵۰×۳۰۰	۳	۰/۲۵٪	۰/۲۵٪	C <sub>۴-۱</sub>	۴۲/۰۳	۴۲/۳۶	۰/۵۵
					C <sub>۴-۲</sub>	۴۱/۹۱		
					C <sub>۴-۳</sub>	۴۳/۱۴		
C <sub>۵</sub>	۱۵۰×۳۰۰	۳	۱/۰٪	۰/۲۵٪	C <sub>۵-۱</sub>	۴۰/۹۲	۴۴/۵۶	۳/۱۸
					C <sub>۵-۲</sub>	۴۸/۶۹		
					C <sub>۵-۳</sub>	۴۴/۰۹		



شکل ۴-۲۱ نتایج آزمایش مقاومت فشاری

#### ۴-۶-۴ مقاومت کششی دو نیم شدن (غیر مستقیم)

مقاومت کششی ماتریس سیمانی را با استفاده از روش‌های غیر مستقیم نظیر آزمایش دو نیم شدن نمونه استوانه‌ای و آزمایش تیر خمشی می‌توان اندازه‌گیری نمود. لازم به توضیح است که مقاومت‌هایی که از دو روش فوق تعیین می‌شوند از مقاومت واقعی قطعه وقتی که تحت بار کشش محوری می‌باشد بیشتر است و علت آن کاهش حجم بتن تحت کشش و توزیع یکنواخت تنش‌های ایجاد شده، باعث تفاوت در نتایج این آزمایشات می‌شود. در این آزمایش که بر اساس استاندارد ASTM C496 [۵۴] انجام می‌پذیرد از نمونه‌های استوانه‌ای  $150 \times 300$  میلی‌متر استفاده می‌گردد و به صورتی نمونه در دستگاه قرار می‌گیرد که محور طولی آن عمود بر جهت بارگذاری باشد و سپس بارگذاری بر روی نمونه انجام می‌پذیرد تا شکست نمونه به صورت دو نیم شدن در امتداد قطر استوانه در صفحه قائم رخ دهد. چیدمان آزمایش در شکل (۴-۲۲) نشان داده شده است.



شکل ۴-۲۲ چیدمان آزمایش دو نیم شدن

به منظور ثابت نگه داشتن نمونه در ابتدای روند بارگذاری از یک چهارچوب فلزی مطابق شکل (۴-۲۲) استفاده می‌شود. جهت جلوگیری از تمرکز تنش، بار از طریق نوارهای باریک چوبی به نمونه وارد می‌گردد. پس مقاومت کششی دو نیم شدن ( $f_{sp}$ ) از رابطه (۴-۲) قابل محاسبه می‌باشد.

$$f_{sp} = \frac{2P}{\pi DL} \quad (۴-۲)$$

که در آن  $P$  بیشترین نیروی ثبت شده در حین آزمایش و  $L$  طول نمونه و  $D$  قطر نمونه می‌باشد. نتایج مقاومت کششی شکافت نمونه‌های بتنی مطابق شکل (۴-۲۳) که شامل الیاف پلیمری و فلزی می‌باشد در جدول (۴-۱۲) و شکل (۴-۲۴) ارائه شده است.

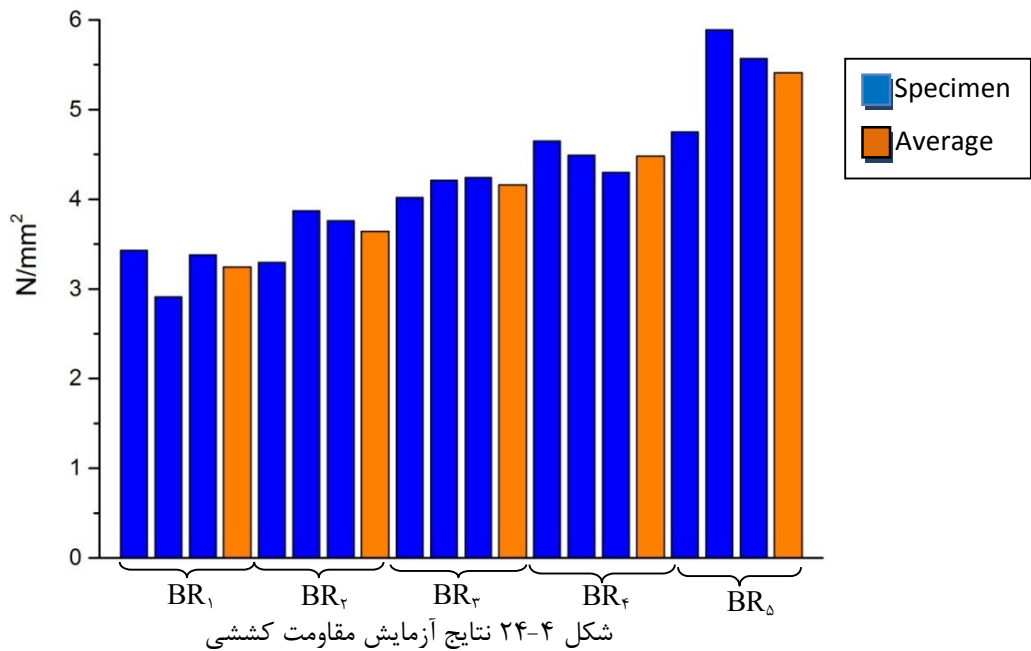


شکل ۴-۲۳ چیدمان آزمایش مقاومت کششی

جدول ۴-۱۲ نتایج آزمایش مقاومت کششی غیر مستقیم

شماره سری	نوع نمونه (استوانه) mm	تعداد نمونه	نوع الیاف		شماره نمونه	مقاومت کششی (۲۸ روز)	میانگین مقاومت کششی $(\frac{N}{mm^2})$	انحراف استاندارد $(\frac{N}{mm^2})$
			فلزی	پلیمری				
BR-۱	۱۵۰×۳۰۰	۳	—	—	BR <sub>۱-۱</sub>	۳/۴۳	۳/۲۴	۰/۰۶۶
					BR <sub>۱-۲</sub>	۲/۹۱		
					BR <sub>۱-۳</sub>	۳/۳۸		
BR-۲	۱۵۰×۳۰۰	۳	—	۰/۲۵٪	BR <sub>۲-۱</sub>	۳/۲۹	۳/۶۴	۰/۰۶۸
					BR <sub>۲-۲</sub>	۳/۸۷		
					BR <sub>۲-۳</sub>	۳/۷۶		
BR-۳	۱۵۰×۳۰۰	۳	۰/۱۵٪	۰/۲۵٪	BR <sub>۳-۱</sub>	۴/۰۲	۴/۱۶	۰/۰۱۷۸
					BR <sub>۳-۲</sub>	۴/۲۱		
					BR <sub>۳-۳</sub>	۴/۲۴		
BR-۴	۱۵۰×۳۰۰	۳	۰/۷۵٪	۰/۲۵٪	BR <sub>۴-۱</sub>	۴/۶۵	۴/۴۸	۰/۰۱۳
					BR <sub>۴-۲</sub>	۴/۴۹		
					BR <sub>۴-۳</sub>	۴/۳		
BR-۵	۱۵۰×۳۰۰	۳	۱/۰٪	۰/۲۵٪	BR <sub>۵-۱</sub>	۴/۷۵	۵/۴۱	۰/۱۷۹
					BR <sub>۵-۲</sub>	۵/۸۹		
					BR <sub>۵-۳</sub>	۵/۵۷		

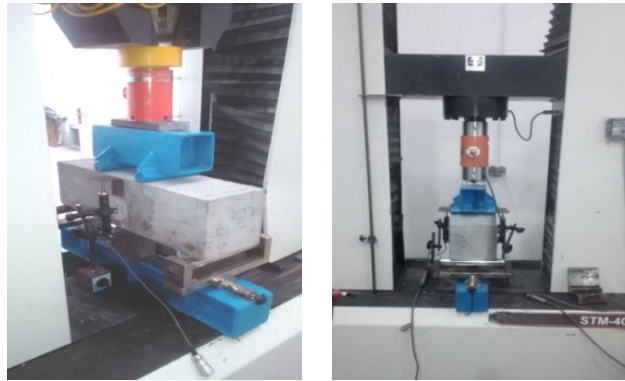




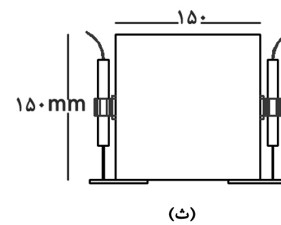
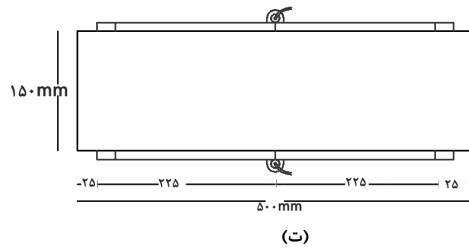
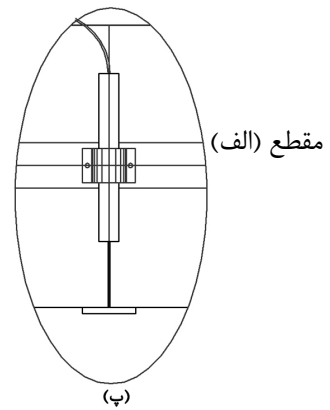
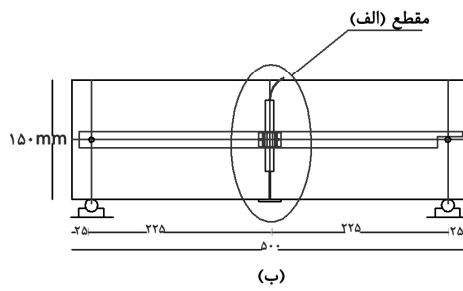
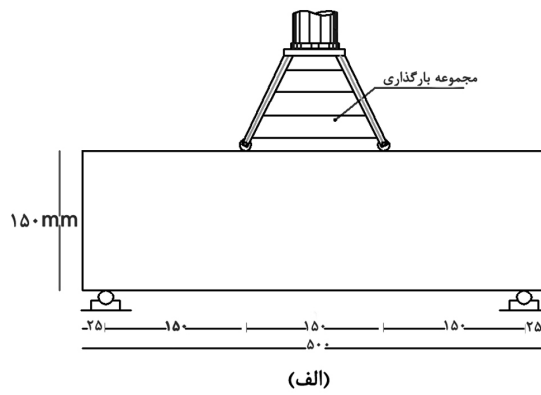
#### ۵-۶-۴ مقاومت خمشی

آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های بتن پس از حداقل ۲۸ روز بر اساس استاندارد ASTM C1609 [۵۵] انجام شد. در این آزمایش از نمونه‌های مستطیلی به ابعاد  $150 \times 150 \times 500$  mm استفاده شد و افزایش بار تا تغییر مکان وسط دهانه به میزان  $\frac{1}{15}$  طول دهانه صورت پذیرفت.

جهت اندازه‌گیری تغییر مکان وسط دهانه، توسط دو تغییر مکان‌سنج که در طرفین تیر مطابق اشکال (۴-۲۵) و (۴-۲۶) نصب شده بود، خروجی به دستگاه مرکزی ثبت داده‌ها منتقل شد و سپس با ثبت آن مدول گسیختگی محاسبه شد. بار از طریق تغییر مکان با نرخ ثابت ۰/۱ میلی‌متر بر دقیقه به نمونه وارد شد. مطابق استاندارد ASTM به منظور کاهش اثرات راستای بتن‌ریزی، نمونه حول محور طولی ۹۰ درجه چرخانده شده و سپس روی تکیه‌گاه قرار داده شد.



شکل ۴-۲۵ نمونه تیر آزمایشگاهی جهت آزمایش مقاومت خمشی



شکل ۴-۲۶ (الف) جزئیات بارگذاری تیر خمشی - (ب، پ، ت، ث) جزئیات نصب تغییر مکان سنج (LVDT)

برای بررسی مقاومت کششی نمونه‌ها از هر طرح سه نمونه ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. مدول گسیختگی نمونه‌ها از رابطه (۳-۴) محاسبه شد.

$$f_1 = \frac{pL}{bd^2} \quad (3-4)$$

لازم به توضیح می‌باشد رابطه فوق در صورتی قابل استفاده است که شکست نمونه‌ها در دهانه میانی اتفاق بیفتد. مقدار  $P$  برابر با نیروی ترک‌خوردگی مقطع و همچنین  $L$  طول دهانه و  $b$  عرض مقطع و  $d$  ارتفاع تیر می‌باشد.

$P_{30}^D$  برابر با مقدار بار وارد بر مقطع متناسب با تغییر مکان برابر با  $\frac{1}{30}$  طول دهانه و  $P_{150}^D$  برابر با مقدار بار وارد بر مقطع متناسب با تغییر مکان وسط دهانه برابر با  $\frac{1}{150}$  طول دهانه می‌باشد.

چیدمان آزمایش و یک نمونه از تیرهای آزمایش شده مطابق شکل (۴-۲۷) ارائه شده است. شرایط پذیرش الیاف فلزی به عنوان جایگزین خاموت برشی بر اساس آیین نامه ACI 318-2011 به صورت ذیل می‌باشد.

(۱) درصد الیاف فلزی بیشتر از ۰/۷۵٪ حجم بتن باشد.

(۲) نیروی متناسب با تغییر مکان وسط دهانه برابر با  $\frac{1}{30}$  طول دهانه بزرگتر از  $0/9P_{peak}$  باشد.

(۳) نیروی متناسب با تغییر مکان وسط دهانه برابر با  $\frac{1}{150}$  طول دهانه بزرگتر از  $0/75P_{peak}$  باشد.

نتایج مربوط به بارگذاری و کنترل شرایط پذیرش مطابق جدول‌های (۴-۱۳)، (۴-۱۴)، (۴-۱۵)، (۴-۱۶) و (۴-۱۷) ارائه شده است.

همچنین نمودار بار-تغییر مکان وسط نمونه‌ها مطابق شکل (۴-۲۸) ترسیم شده است.



شکل ۴-۲۷ نمونه مقاومت خمشی تیر

جدول ۴-۱۳ نتایج آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های سری  $F_1$

نام نمونه		$F_1$	Specimen			میانگین
ابعاد مقطع (مستطیل)		$150 \times 150 \times 500 \text{ mm}$				
الیاف	فلزی	-	۱	۲	۳	
	پلیمری	-				
First peak load (KN)			۳۹	۳۷/۸	۳۱/۵	۳۶/۱
$P_{3..}^D$ (KN)			-	-	-	-
$P_{150}^D$ (KN)			-	-	-	-
$f_1 = \frac{PL}{bd^2}$ (N/mm <sup>2</sup> )			۵/۲	۵/۰۴	۴/۲	۴/۸۱
کنترل شرایط پذیرش الیاف بر اساس ACI318			-	-	-	-

جدول ۴-۱۴ نتایج آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های سری  $F_2$

نام نمونه		$F_2$	Specimen			میانگین
ابعاد مقطع (مستطیل)		$150 \times 150 \times 500 \text{ mm}$				
الیاف	فلزی	-	۱	۲	۳	
	پلیمری	۰/۲۵٪				
First peak load (KN)			۴۰/۵	۳۴/۸	۳۲/۴	۳۵/۹
$P_{3..}^D$ (KN)			-	-	-	-
$P_{150}^D$ (KN)			-	-	-	-
$f_1 = \frac{PL}{bd^2}$ (N/mm <sup>2</sup> )			۵/۴	۴/۶۴	۴/۳۲	۴/۸
کنترل شرایط پذیرش الیاف بر اساس ACI318			-	-	-	-

جدول ۱۵-۴ نتایج آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های سری  $F_3$

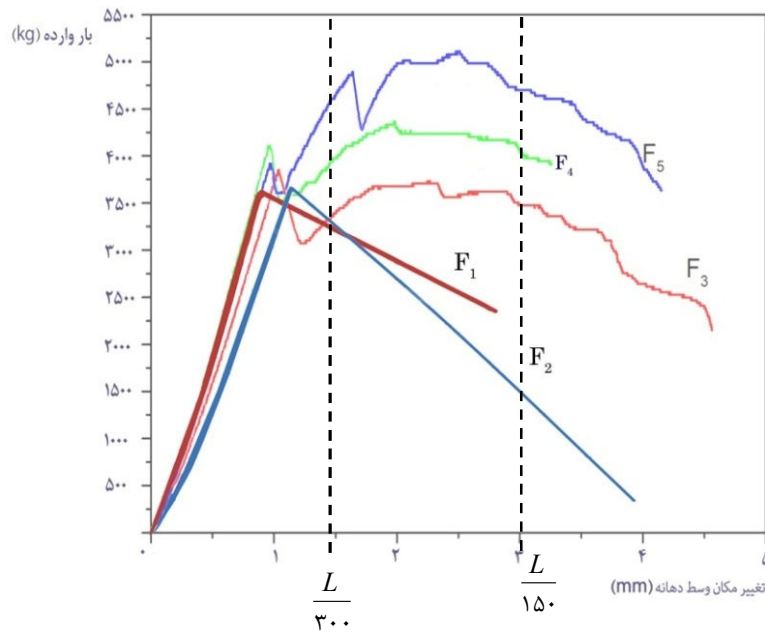
نام نمونه		$F_3$	Specimen			میانگین
ابعاد مقطع (مستطیل)		$150 \times 150 \times 50 \text{ mm}$				
الیاف	فلزی	۰/۵٪	۱	۲	۳	
	پلیمری	۰/۲۵٪				
First peak load (KN)			۳۷/۵	۳۹/۶	۳۹/۶	۳۸/۹
$P_{3..}^D$ (KN)			۳۲/۴	۳۸/۱	۳۵/۱	۳۵/۲
$P_{150}^D$ (KN)			۳۰/۹	۳۸/۱	۳۶	۳۵
$f_1 = \frac{PL}{bd^2}$ (N/mm <sup>2</sup> )			۵	۵/۲۸	۵/۲۸	۵/۱۸
۰/۹ $P_{peak}$			۳۳/۷۵	۳۵/۶۴	۳۵/۹	۳۵/۰۹
۰/۷۵ $P_{peak}$			۲۸/۱۲	۲۹/۷	۲۹/۷	۲۸/۹
کنترل شرایط پذیرش الیاف بر اساس ACI318			ok	ok	ok	ok

جدول ۱۶-۴ نتایج آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های سری  $F_4$

نام نمونه		$F_4$	Specimen			میانگین
ابعاد مقطع (مستطیل)		$150 \times 150 \times 50 \text{ mm}$				
الیاف	فلزی	۰/۷۵٪	۱	۲	۳	
	پلیمری	۰/۲۵٪				
First peak load (KN)			۴۱/۷	۳۸/۱	۴۵/۳	۴۱/۷
$P_{3..}^D$ (KN)			۴۲/۶	۳۹/۶	۳۷/۲	۳۹/۸
$P_{150}^D$ (KN)			۴۴/۱	۴۰/۳	۴۰/۱	۴۱/۵
$f_1 = \frac{PL}{bd^2}$ (N/mm <sup>2</sup> )			۵/۵۶	۵/۰۸	۶/۰۴	۵/۵۶
۰/۹ $P_{peak}$			۳۷/۵۳	۳۴/۲۹	۴۰/۷۷	۳۷/۵۳
۰/۷۵ $P_{peak}$			۳۱/۲۷	۲۸/۵۷	۳۳/۹۷	۳۱/۲۵
کنترل شرایط پذیرش الیاف بر اساس ACI318			ok	ok	ok	ok

جدول ۴-۱۷ نتایج آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های سری  $F_5$

نام نمونه		$F_5$	Specimen			میانگین
ابعاد مقطع (مستطیل)			۱	۲	۳	
الیاف	فلزی	۱٪				
	پلیمری	۰/۲۵٪				
First peak load (KN)			۴۳/۲	۳۷/۵	۳۶/۹	۳۹/۲
$P_{3..}^D$ (KN)			۴۵/۶	۴۶/۱	۴۶/۳	۴۶
$P_{15.}^D$ (KN)			۵۴	۴۵	۴۴/۷	۴۷/۴
$f_1 = \frac{PL}{bd^2}$ (N/mm <sup>2</sup> )			۷/۲	۵	۴/۹	۵/۷
۰/۹ $P_{peak}$			۳۸/۸	۳۳/۷۵	۳۳/۲۱	۳۵/۲۵
۰/۷۵ $P_{peak}$			۳۲/۴	۲۸/۱۲	۲۷/۶۷	۲۹/۴
کنترل شرایط پذیرش الیاف بر اساس ACI318			ok	ok	ok	ok



$F_1$ : control  
 $F_2$ : ۰.۲۵%PM  
 $F_3$ : ۰.۲۵%PM + ۰.۵%ST  
 $F_4$ : ۰.۲۵%PM + ۰.۷۵%ST  
 $F_5$ : ۰.۲۵%PM + ۱.۰%ST

شکل ۴-۲۸ نتایج مقاومت خمشی نمونه‌ها

#### ۴-۷ بررسی نتایج

#### ۴-۷-۱ نتایج مقاومت فشاری

مقاومت فشاری بتن یکی از پارامترهای اصلی طراحی سازه و به عنوان مهمترین معیار جهت تعیین

کیفیت بتن مورد استفاده قرار می‌گیرد.

نتایج حاصل از نمونه‌های مقاومت فشاری آزمایشی بیان داشت که استفاده از ترکیب الیاف فلزی و پلیمری باعث افزایش مقاومت فشاری نسبت به بتن بدون الیاف می‌شود و همچنین با افزایش درصد حجمی الیاف مصرفی، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد. این افزایش مقاومت فشاری می‌تواند به وسیله تاثیر الیاف بر جلوگیری از باز شدن ترک بیان گردد. بر اساس نتایج آزمایش (مطابق جدول (۴-۱۱)) تاثیر الیاف پلیمری به تنهایی در افزایش مقاومت فشاری بتن چندان قابل توجه نمی‌باشد (کمتر از ۳٪). ولی در مقاطع اجرایی نمونه‌های واقعی به دلیل پیدایش ریز ترک‌های متعدد در طی مراحل اولیه بارگذاری و جمع‌شدگی پلاستیک قبل از سخت شدن بتن، نظیر جمع‌شدگی ناشی از خشک شدن بتن، الیاف فوق به دلیل میکرو بودن در مقایسه با الیاف فلزی بهتر عمل می‌نماید. همچنین الیاف فلزی به دلیل مقاومت و مدول الاستیسیته بالا پس از پیدایش ماکرو ترک در بتن توسط مکانیزم پل‌زدن در محل ترک با توجه به درصد حجم الیاف مصرفی و سایر خصوصیات بتن و الیاف باعث افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت فشاری مقطع می‌شود. مطابق با نتایج جدول (۴-۱۱) میزان افزایش مقاومت فشاری در حالت استفاده از ۰/۲۵٪ حجم الیاف پلی‌پروپیلن و ۱٪ حجم الیاف فلزی نسبت به بتن معمولی ۲۷٪ مشاهده شد.

#### ۴-۷-۲ مقاومت کششی غیر مستقیم

نتایج حاصل از مقاومت کششی غیر مستقیم نمونه‌های بتن الیافی نشان می‌دهد که استفاده از الیاف سبب افزایش مقاومت کششی نمونه‌ها گردید.

مقاومت کششی نمونه‌های BR-۲ و BR-۳ و BR-۴ و BR-۵ (نمونه‌های بتن ترکیب الیاف پلیمری و فلزی) نسبت به بتن معمولی به ترتیب ۱۲٪ و ۲۸٪ و ۳۸٪ و ۶۶٪ افزایش یافت. با استفاده از نتایج فوق مشاهده شد که استفاده از الیاف فلزی در مقایسه با الیاف پلیمری، مقاومت کششی بتن را به طور قابل توجهی افزایش می‌دهد. به دلیل شکل موج به همراه قلاب انتهایی در الیاف فلزی، گیرداری خوبی در بتن تحت تنش‌های کششی بوجود می‌آید. همچنین به دلیل شکل ظاهری و مقاومت کششی مناسب الیاف فلزی از گسترش ترک‌های بزرگ پس از ترک‌خورگی اولیه در محل ترک اولیه

جلوگیری نموده و باعث افزایش مقاومت کششی نمونه مورد نظر می‌شود. الیاف پلیمری نسبت به الیاف فلزی طول کمتر و مقاومت کششی کمتری دارند و در نتیجه مانع انتشار ترک‌های کوچک در ابتدای بارگذاری شده و عملاً پس از ترک خوردگی نمونه بتن، الیاف پلیمری تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر مقاومت کششی ندارد. مطابق با تحقیقات پیشین افزایش درصد حجمی الیاف پلیمری تا ۰/۳٪ در برابر ریز ترک‌ها خوب عمل نموده و مقاومت کششی را افزایش می‌دهد و با افزایش آن به دلیل حفره‌های ناشی از تجمع الیاف، مقاومت کششی کاهش می‌یابد [۱۹].

#### ۴-۷-۳ مقاومت خمشی

مطابق شکل (۴-۲۸) همانطور که مشاهده شد در نمونه تیر با بتن معمولی و در نمونه تیر با الیاف پلیمری تنها بعد از ایجاد اولین ترک در تیر، مقطع دچار شکست شد و علت آن به خاطر عدم وجود مکانیزمی برای کنترل بازشدگی ترک بعد از ایجاد اولین ترک در بتن معمولی و تاثیر بسیار اندک الیاف پلیمری در تیرهای بتنی با الیاف پلیمری تنها، در افزایش ظرفیت و شکل پذیری مقطع می‌باشد. تاثیر الیاف پلیمری به مقدار مناسب و کافی فقط جهت کنترل ریز ترک‌ها در مراحل اولیه بارگذاری می‌باشد. ولی در نمونه‌های تیر با الیاف فلزی به همراه الیاف پلیمری مشاهده شد که تاثیر الیاف فلزی بعد از به وجود آمدن ترک اولیه و پیدایش اولین نقطه ماکزیمم بار می‌باشد که باعث افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری مقطع گردید.

مطابق شکل (۴-۲۸) تمامی نمودار  $F_3$  رفتار نرم‌شدگی تغییر مکانی و نمودارهای  $F_4$  و  $F_5$  رفتار سخت‌شدگی تغییر مکانی از خود نشان دادند با این حال ذکر این نکته حائز اهمیت است که در نمودار  $F_3$  ظرفیت تحمل نیرو که بعد از ایجاد ترک در مصالح بوجود می‌آید، در مقایسه با بتن مسلح بدون الیاف فلزی (مطابق نمودار  $F_1$ ) و یا مسلح به الیاف پلیمری (مطابق نمودار  $F_2$ ) منجر به رفتار شکل‌پذیر نمونه می‌گردد. همچنین در نمونه‌های مسلح به ۰/۷۵٪ و ۱/۰٪ الیاف فلزی و با نسبت ثابت ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری پس از ایجاد اولین ترک، ظرفیت باربری افزایش یافته و ترک‌های متعدد در



نمونه ایجاد می‌شود. با افزایش نیرو ترک‌های ریز ایجاد شده، به هم متصل شده و با تشکیل ترک

بزرگ‌تر در  $\frac{1}{3}$  میانی تیر گسیخته می‌شود.

بروز رفتار سخت‌شدگی باعث افزایش ظرفیت باربری مصالح بعد از ایجاد اولین ترک شده است و لیکن

تأثیر چندانی بر مقاومت نظیر اولین ترک خوردگی ندارد. افزایش ظرفیت باربری با افزایش تغییر مکان

چشمگیرتر شده به طوری که میزان این افزایش در نقاط  $\frac{L}{300}$  و  $\frac{L}{150}$  برای نمونه‌های مسلح به

۰/۷۵٪ الیاف نسبت به ۰/۵٪ الیاف به ترتیب برابر ۱۳٪ و ۱۸٪ و برای نمونه‌های مسلح به ۱٪ الیاف

نسبت به ۰/۵٪ الیاف به ترتیب برابر ۳۰٪ و ۳۵٪ می‌باشد. ظرفیت تغییر مکان (تغییر مکان نظیر

حداکثر نیرو) با پیدایش رفتار سخت‌شدگی به طور چشمگیری افزایش می‌یابد. تغییر مکان نظیر

حداکثر نیرو در نمونه‌های مسلح به ۰/۷۵٪ الیاف نسبت به ۰/۵٪ الیاف در حدود ۱۲/۵٪ و در

نمونه‌های مسلح به ۱٪ الیاف نسبت به ۰/۵٪ الیاف در حدود ۵۶٪ رشد می‌یابد.

مطابق با نتایج جداول (۱۳-۴) و (۱۴-۴) و (۱۵-۴) و (۱۶-۴) و (۱۷-۴) و بررسی شرایط پذیرش

الیاف ترکیبی فلزی و پلیمری تمامی نمونه‌های مربوط به گروه  $F_3$ ،  $F_4$  و  $F_5$  مطابق با آیین‌نامه

ACI318-2011 به عنوان جایگزین خاموت برشی حداقل، الیاف فوق مورد پذیرش واقع شدند و در

ادامه با توجه به رفتار مناسب سخت‌شدگی تغییر مکانی ترکیب ۰/۷۵٪ الیاف فلزی و ۰/۲۵٪ الیاف

پلیمری و همچنین ۱٪ الیاف فلزی و ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری به عنوان الیاف مصرفی جهت ساخت

تیرهای برشی انتخاب شدند. میزان افزایش مقاومت خمشی مشاهده شده نمونه‌های  $F_4$  و  $F_3$  و  $F_4$  و  $F_5$  و

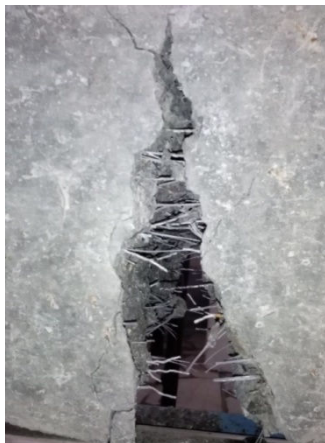
$F_5$  (نمونه‌های بتنی ترکیب الیاف پلیمری و فلزی) نسبت به بتن معمولی به ترتیب بدون تغییر و ۷٪ و

۱۵٪ و ۱۸٪ بوده است. مطابق با شکل (۴-۲۹) که یک نمونه از تیر را بعد از بارگذاری تا خرابی

نشان می‌دهد، تعدادی از الیاف فلزی کاملاً صاف شده و تعدادی نیز بعد از صاف شدن از مقطع خرابی

خارج شدند. به عبارت دیگر اتفاق چنین پدیده‌ای در داخل مقطع تیر باعث افزایش ظرفیت باربری و

شکل پذیری مقطع بعد از وقوع اولین ترک به دلیل عملکرد مناسب شکل موج به همراه قلاب انتهایی شد.



شکل ۴-۲۹ نمونه تیر بارگذاری بعد از خرابی

## فصل پنجم

بررسی رفتار برشی تیرهای بتن آرمه حاوی الیاف

## ۵-۱ مقدمه

در فصل گذشته، با انجام آزمایشات متعدد، پاسخ بیرون کشیدگی الیاف منفرد فولادی موج‌دار با قلاب انتهایی با پاسخ الیاف فلزی موج‌دار و الیاف قلاب‌دار به تنهایی با طول‌های مدفون مختلف مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت و در ادامه خواص مکانیکی بتن الیافی ترکیبی نظیر مقاومت فشاری، کششی غیرمستقیم و خمشی با نسبت‌های ۱ و ۰/۷۵ و ۰/۵ درصد الیاف فلزی موج‌دار با قلاب انتهایی و نسبت ثابت ۰/۲۵ درصد الیاف پلی‌پروپیلن مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. در ادامه در این فصل تأثیر الیاف ترکیبی فلزی و پلی‌پروپیلن فوق بر رفتار برشی تیرهای بتن آرمه شامل رشد و توسعه ترک و همچنین تأثیر افزایش بار وارد بر تیر بر مقدار خیز وسط دهانه تا مرحله خرابی تیر و همچنین در ادامه تأثیر افزایش درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی مقطع تیر مورد بررسی قرار گرفت.

## ۵-۲ برنامه آزمایشگاهی

همانطور که در مقدمه بیان شد در این بخش به بررسی تأثیر ترکیب الیاف فولادی موج‌دار با قلاب انتهایی و پلی‌پروپیلن اصلاح شده بر رفتار برشی تیرهای بتن آرمه با مقاومت معمولی پرداخته می‌شود. همچنین نتایج بدست آمده از این تحقیق با رفتار برشی مقطع مسلح شده به آرماتور برشی حداقل در شرایط مشابه مقایسه می‌شود. بدین منظور ۱۶ تیر بتن آرمه با مقیاس  $\frac{1}{4}$  و نسبت دهانه برش به ارتفاع مؤثر  $(\frac{a}{d})$  برابر ۲/۶ در سه گروه ساخته شد.

چهار نمونه اول فاقد الیاف و خاموت برشی بوده، چهار نمونه دوم فاقد الیاف و مسلح به خاموت برشی حداقل (مطابق آیین‌نامه 2011-ACI 318) بوده و هشت نمونه دیگر بدون خاموت برشی با بتن الیافی ترکیبی با نسبت ۰/۷۵٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن و همچنین ۱٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن می‌باشد. در ادامه تأثیر نسبت آرماتور طولی با درصدهای ۲/۵ و ۴ بر رفتار برشی تیرهای هر سه گروه بررسی شد.

### ۳-۵ چیدمان آزمایش و جزئیات تیرهای بتن مسلح

مطابق شکل (۱-۵) تیرهای ساخته شده با مقیاس  $\frac{1}{3}$  به روش بارگذاری چهار نقطه‌ای مورد آزمایش

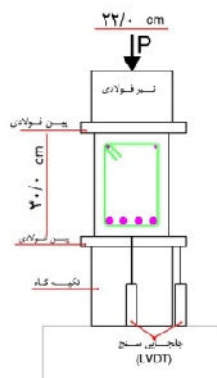
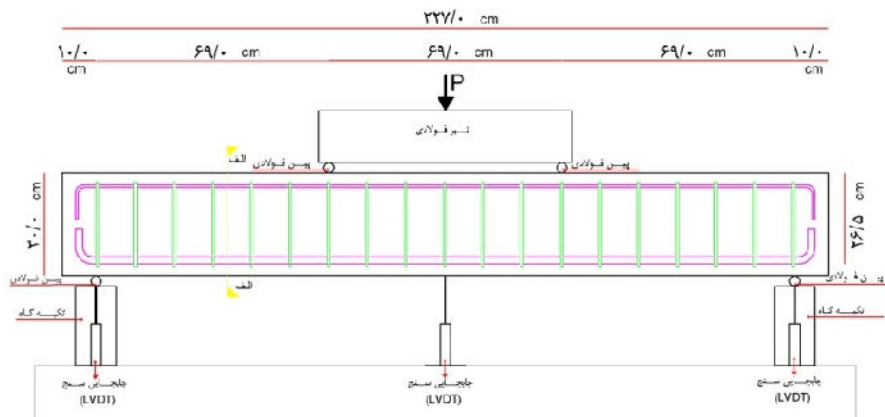
قرار گرفتند و بار متمرکز به طور یکنواخت در نقاط  $\frac{1}{3}$  دهانه به تیر بتنی از طریق تیر فولادی مرکب

I شکل منتقل شد. در ابتدا و انتهای تیر از استوانه‌های فولادی به فاصله  $10\text{ cm}$  از انتها به عنوان

تکیه‌گاه استفاده شد.



(الف)



(ب)

شکل ۱-۵ (الف) چیدمان اجرایی آزمایش تیرها (ب) چیدمان شماتیک آزمایش

از یک لودسل به منظور اندازه‌گیری مقدار نیرو و سه عدد جابجایی سنج (LVDT) جهت ثبت تغییر مکان وسط دهانه و دو تکیه‌گاه تیر استفاده شد. سرعت بارگذاری وارد بر تیر به میزان  $0.6 \text{ mm/min}$  انتخاب گردید. نمونه‌ها تا مرحله خرابی به صورتی که یک کاهش چشمگیر در ظرفیت باربری مشاهده شود، تحت بارگذاری قرار گرفتند. مشخصات تیرهای بتن مسلح مورد آزمایش مطابق جدول (۵-۱) ارائه شده است.

جدول ۵-۱ مشخصات تیرهای بتنی

گروه تیر	شماره تیر	درصد آرماتور طولی		درصد الیاف		خاموت برشی
		پلیمری	فولادی	پلیمری	فولادی	
گروه A	A <sub>۱-۱</sub>	۲/۵	-	-	-	-
	A <sub>۱-۲</sub>	۲/۵	-	-	-	-
	A <sub>۲-۱</sub>	۴	-	-	-	-
	A <sub>۲-۲</sub>	۴	-	-	-	-
گروه B	B <sub>۱-۱</sub>	۲/۵	-	-	-	خاموت حداقل
	B <sub>۱-۲</sub>	۲/۵	-	-	-	خاموت حداقل
	B <sub>۲-۱</sub>	۴	-	-	-	خاموت حداقل
	B <sub>۲-۲</sub>	۴	-	-	-	خاموت حداقل
گروه C	C <sub>۱-۱</sub>	۲/۵	۰/۲۵٪	۰/۷۵٪	-	-
	C <sub>۱-۲</sub>	۲/۵	۰/۲۵٪	۰/۷۵٪	-	-
	C <sub>۲-۱</sub>	۴	۰/۲۵٪	۰/۷۵٪	-	-
	C <sub>۲-۲</sub>	۴	۰/۲۵٪	۰/۷۵٪	-	-
	C <sub>۳-۱</sub>	۲/۵	۰/۲۵٪	۱/۰٪	-	-
	C <sub>۳-۲</sub>	۲/۵	۰/۲۵٪	۱/۰٪	-	-
	C <sub>۴-۱</sub>	۴	۰/۲۵٪	۱/۰٪	-	-
	C <sub>۴-۲</sub>	۴	۰/۲۵٪	۱/۰٪	-	-

گروه A= تیرهای بدون خاموت برشی و الیاف گروه B= تیرهای دارای خاموت حداقل گروه C= تیرهای فقط دارای الیاف

در مجموع شانزده تیر بتنی مسلح به عرض  $220 \text{ mm}$  و ارتفاع  $300 \text{ mm}$  و طول  $2270 \text{ mm}$  ساخته شدند و تا مرحله خرابی تحت آزمایش خمشی قرار گرفتند. در آزمایش مربوط به تیرها، تاثیر درصد الیاف و درصد آرماتور طولی بررسی شد و علاوه بر این، رفتار و ظرفیت برشی آن‌ها و توسعه ترک در آن‌ها در حالت مقطع با بتن معمولی، بتن الیافی و مقطع با خاموت حداقل مورد بررسی قرار گرفت. تیرهای بتنی در سه گروه تقسیم‌بندی شدند. گروه A مربوط به حالتی است که از بتن معمولی ساخته

شده و در آن خاموت برشی تعبیه نشده است. گروه B مربوط به حالتی است که از بتن معمولی ساخته شده و به خاموت برشی نیز مسلح شده است. گروه C مربوط به حالتی است که از بتن الیافی ساخته شده و خاموتی در آن تعبیه نگردیده است. لازم به توضیح است که برای کنترل صحت نتایج از هر تیر دو عدد نمونه مشابه ساخته شد.

لازم به ذکر است که در این تحقیق جزئیات به نحوی طراحی شده بود که شکست تیر در فاصله خارج از  $\frac{1}{3}$  میانی تیر و بر اساس شکست برشی اتفاق بیفتد.

#### ۴-۵ کنترل خرابی برش قبل از خرابی خمشی در مقطع تیر بتن آرمه

در این تحقیق نمونه‌ها طوری طراحی شدند که خرابی برشی قبل از خرابی خمشی اتفاق بیفتد. بدین منظور مقدار آرماتور خمشی مقطع را حداقل ۱۰٪ بیشتر از مقدار آرماتور مورد نیاز بر اساس ظرفیت برشی تخمینی در نظر می‌گیریم تا از خرابی برشی مقطع قبل از گسیختگی خمشی اطمینان حاصل شود. همچنین در تحقیقات قبلی مشاهده شد که در بعضی مواقع مقاومت برشی تا حدود ۴۰ درصد مقاومت برشی پیش‌بینی بر اساس مدل ACI 318-11 برای بتن معمولی تغییر پیدا کرد که می‌توان در آن به تاثیر آرماتور طولی توجه نمود [۵۰]. در این تحقیق مقاومت فشاری بتن معمولی در حدود  $f'_c = 40 \text{ Mpa}$  (نمونه سیلندری) طراحی گردید و همچنین درصد آرماتور طولی در دو رنج  $\frac{2}{5}$  و ۴ درصد در نظر گرفته شد و ارتفاع مقطع با توجه به امکانات آزمایشگاه  $30 \text{ cm}$  در نظر گرفته شد.

ضمناً با توجه به توضیحات قبل در خصوص عدم تاثیر عرض مقطع بر مقاومت برشی بر اساس نتایج تحقیقات محققان قبلی برای مقادیر  $\frac{a}{d} > 3$  برای سهولت انجام آزمایش و امکانات آزمایشگاه عرض مقطع ۲۲۰ میلی‌متر انتخاب گردید [۳۳-۳۴].

با توجه به نتایج حاصله از محاسبات پیوست (۲) می‌توان مطمئن شد که خرابی برشی قطعاً قبل از خرابی خمشی اتفاق خواهد افتاد.

حالت‌های مختلف طراحی تیر	ماکزیمم ظرفیت برش مقطع $P_u$ (ton) =
تیر با خاموت برشی حداقل	۲۰/۲
تیر با مقطع بتن معمولی و بدون خاموت	۱۴/۸
تیر با بتن الیافی	۳۱/۲

بار نهایی تیر که در آن شکست خمشی اتفاق می‌افتد.	$p_u = 50$
---	------------

## ۵-۵ مواد و طرح اختلاط بتن تیرهای بتن مسلح

در این تحقیق از سیمان پرتلند نوع (۲) کارخانه فراز فیروزکوه استفاده گردیده است. مصالح سنگی ریزدانه مصرفی مطابق توضیحات ارائه شده در بخش (۴-۲-۲) دارای مدول نرمی ۲/۸ و چگالی  $3 \text{ gr/cm}^3$  و جذب آب ۱/۷٪ و حداکثر اندازه مصالح سنگی  $4/75 \text{ mm}$  می‌باشند. ضمناً از مصالح

سنگی درشت‌دانه با چگالی  $3 \text{ gr/cm}^3$  و حداکثر اندازه اسمی  $12/5 \text{ mm}$  استفاده گردید.

الیاف مورد استفاده در ساخت تیرها محصول گروه تولیدی مفتول عرفان می‌باشد که هم فرم موج‌دار و هم فرم قلاب انتهایی در یک نمونه الیاف طراحی شد و با مشاهده رفتار الیاف در حین بیرون کشیدگی بر اساس نتایج آزمایش بیرون کشیدگی الیاف مطابق نتایج بخش (۴-۵-۲) می‌توان به تاثیر قلاب انتهایی و موج در طول الیاف به طور همزمان در یک نمونه الیاف پی برد.

فوق روان‌کننده مصرفی در این تحقیق محصول شرکت همگرایان تولید (capco) بر پایه پلی کربوکسیلات اتر با نام تجاری spc10 مطابق توضیحات ارائه شده در بخش (۴-۲-۴) می‌باشد که بصورت درصد وزنی از کل مواد سیمانی استفاده شد.

مشخصات طرح اختلاط تیرها مطابق با نتایج ساخت نمونه های آزمایشی بر اساس جدول (۴-۵) می‌باشد.



جدول ۵-۲ طرح اختلاط بتن

شماره طرح	مشخصه طرح	درصد حجمی الیاف		نسبت آب به سیمان	آب $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$	سیمان $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$	ماسه $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$	شن $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$	درصد فوق روان کننده مصرفی (درصد وزن سیمان)
		پلیمری	فولادی						
۱	بتن معمولی	-	-	۰/۴۳۷	۲۱۹/۴	۵۰۲	۱۰۰۷/۱	۶۷۱/۳۰	۰/۲
۲	بتن الیافی	۰/۲۵	۰/۷۵	۰/۴۳۷	۲۱۹/۴	۵۰۲	۱۰۰۷/۱	۶۷۱/۳۰	۰/۵۵
۳	بتن الیافی	۰/۲۵	۱/۰	۰/۴۳۷	۲۱۹/۴	۵۰۲	۱۰۰۷/۱	۶۷۱/۳۰	۰/۶

## ۵-۶ نتایج آزمایشات

ظرفیت نهایی و مود خرابی سه گروه از نمونه‌ها در جدول (۵-۳) ارائه شده است. همه نمونه‌ها در مود برشی دچار خرابی شدند. در این بخش الگوی توسعه ترک، مود خرابی، نمودار بار-تغییر مکان برای هر گروه به طور جداگانه مورد بررسی قرار گرفت. همچنین تاثیر درصد الیاف و درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی نهایی مورد ارزیابی قرار گرفت. ضمناً ظرفیت برشی مشاهده شده برای تیرهای بتن الیافی با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه ACI 318-2011 برای مقاطع با بتن معمولی مورد مقایسه قرار گرفت.

جدول ۳-۵ نتایج بارگذاری تیرها

میانگین بار (KN)	ماکزیمم بار وارده $P_u (kN)$	خاموت برشی	درصد الیاف		درصد آرماتور طولی	مقاومت فشاری بتن $f'_c (N/mm^2)$	شماره تیر	گروه تیر
			پلیمری	فولادی				
۱۷۷	۱۲۷	-	-	-	۲/۵	۳۵/۹	A <sub>۱-۱</sub>	گروه A
	۲۲۸	-	-	-	۲/۵	۳۵/۹	A <sub>۱-۲</sub>	
۲۰۲	۱۷۹	-	-	-	۴	۳۸/۷	A <sub>۲-۱</sub>	
	۲۲۵	-	-	-	۴	۳۸/۷	A <sub>۲-۲</sub>	
۲۰۵	۱۸۹	خاموت حداقل	-	-	۲/۵	۳۷/۰۹	B <sub>۱-۱</sub>	گروه B
	۲۲۲	خاموت حداقل	-	-	۲/۵	۳۷/۰۹	B <sub>۱-۲</sub>	
۲۵۳	۲۷۶	خاموت حداقل	-	-	۴	۳۳/۲۴	B <sub>۲-۱</sub>	
	۲۳۰	خاموت حداقل	-	-	۴	۳۳/۲۴	B <sub>۲-۲</sub>	
۳۷۲	۳۸۳	-	۰/۷۵٪	۰/۲۵٪	۲/۵	۳۷/۷۵	C <sub>۱-۱</sub>	گروه C
	۳۸۱	-	۰/۷۵٪	۰/۲۵٪	۲/۵	۳۷/۷۵	C <sub>۱-۲</sub>	
۴۱۴	۴۳۳	-	۰/۷۵٪	۰/۲۵٪	۴	۳۶/۹۵	C <sub>۲-۱</sub>	
	۳۹۶	-	۰/۷۵٪	۰/۲۵٪	۴	۳۶/۹۵	C <sub>۲-۲</sub>	
۴۸۸	۵۰۳	-	۱/۰٪	۰/۲۵٪	۲/۵	۴۱	C <sub>۳-۱</sub>	
	۴۷۳	-	۱/۰٪	۰/۲۵٪	۲/۵	۴۱	C <sub>۳-۲</sub>	
۴۳۶	۴۴۲	-	۱/۰٪	۰/۲۵٪	۴	۳۷/۲۵	C <sub>۴-۱</sub>	
	۴۳۰	-	۱/۰٪	۰/۲۵٪	۴	۳۷/۲۵	C <sub>۴-۲</sub>	

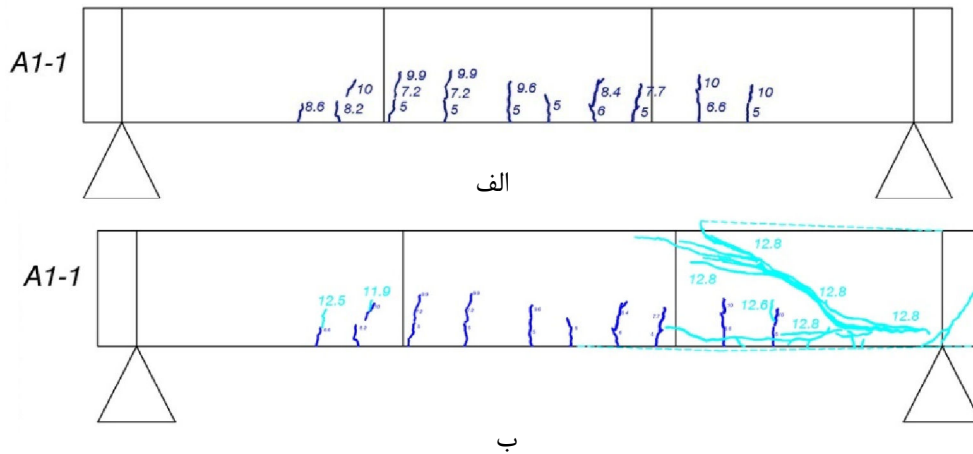
گروه A= تیرهای بدون خاموت برشی و الیاف گروه B= تیرهای دارای خاموت حداقل گروه C= تیرهای فقط دارای الیاف

## ۷-۵ رفتار تیر بتنی با بتن معمولی و بدون خاموت برشی

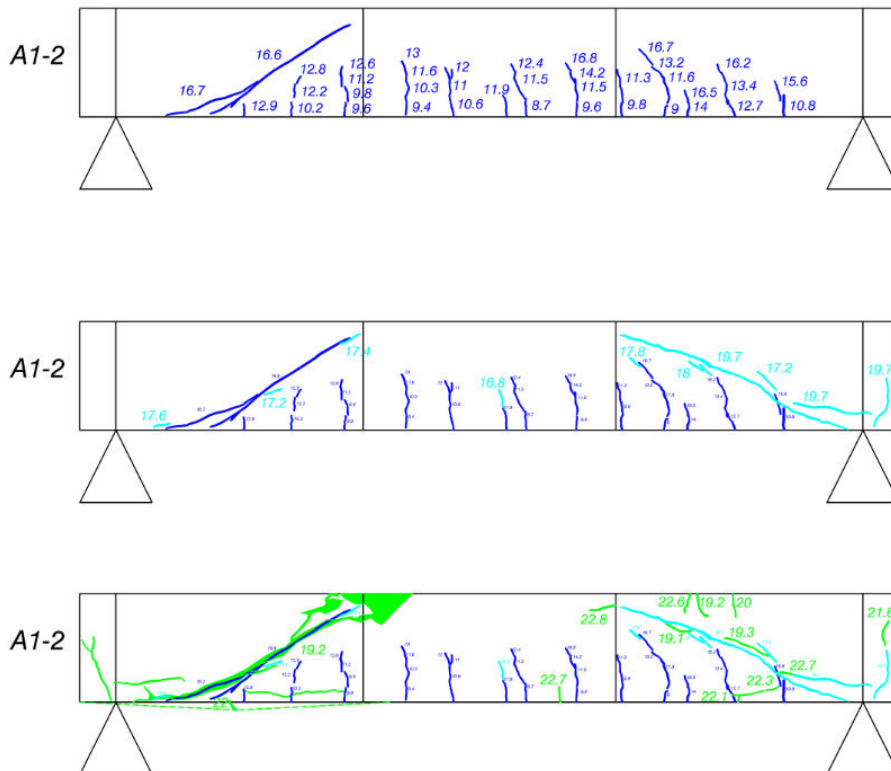
### ۱-۷-۵ توسعه ترک و مود خرابی

شکل خرابی و روند رشد و توسعه ترکها تا خرابی برشی نمونههای  $A_{۱-۱}$ ،  $A_{۱-۲}$ ،  $A_{۲-۱}$  و  $A_{۲-۲}$  مطابق اشکال (۲-۵)، (۳-۵)، (۴-۵) و (۵-۵) ارائه گردیده است. برای همه نمونههای این گروه ترکهای خمشی در حدود بار ۵ ton در یک سوم میانی نمونههای فوق مشاهده شد. با افزایش بار خارجی، تیرها دچار خیز شده و باعث پیدایش ترکهای خمشی جدید و افزایش عرض ترکهای موجود شدند. در این حالت کمی چرخش در تیرها ایجاد شده و باعث ایجاد ترک قطری خمشی-برشی در دهانههای برشی شد. همزمان با افزایش بار خارجی عرض ترک قطری بیشتر شد. در نهایت با افزایش عرض ترک قطری مقطع گسیخته شد. در این حالت ترک برشی در جان مشاهده نشد. علت

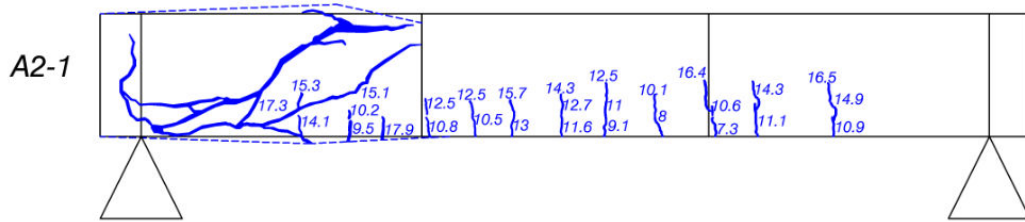
آن به نظر می‌رسد به دلیل عدم مکانیزمی برای ممانعت از توسعه ترک خمشی-برشی به دلیل افزایش بارگذاری می‌باشد که به صورت ترد و آنی باعث خرابی مقطع تیر شد. مطابق اشکال (۵-۶) ، (۵-۷) ، (۵-۸) و (۵-۹) نوع خرابی برشی بود. در این گسیختگی ترک بحرانی در امتداد میلگرد طولی از انتهای تیر به طرف محل اثر بارگذاری گسترش پیدا کرد.



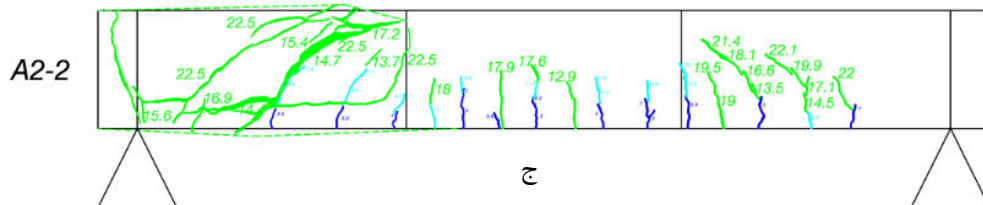
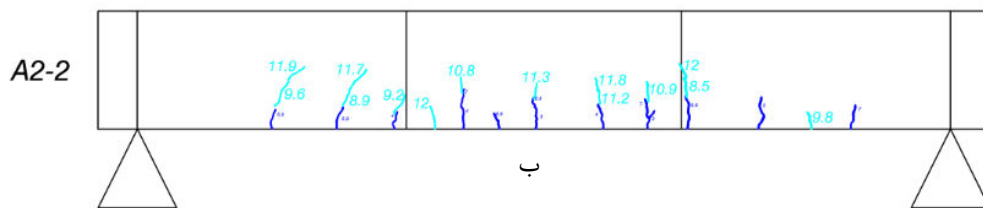
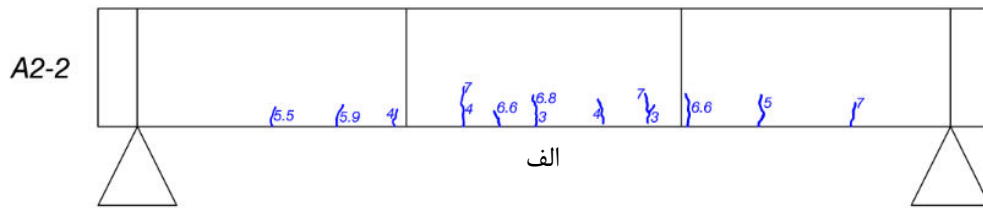
شکل ۵-۲ روند رشد و توسعه ترک نمونه  $A_{1-1}$   
 الف) افزایش بار تا ۱۰ ton      ب) افزایش بار تا ۱۲/۸ ton



شکل ۵-۳ روند رشد و توسعه ترک نمونه  $A_{1-2}$   
 الف) افزایش بار تا ۱۷ ton      ب) افزایش بار تا ۲۰ ton      ج) افزایش بار تا ۲۲/۸ ton

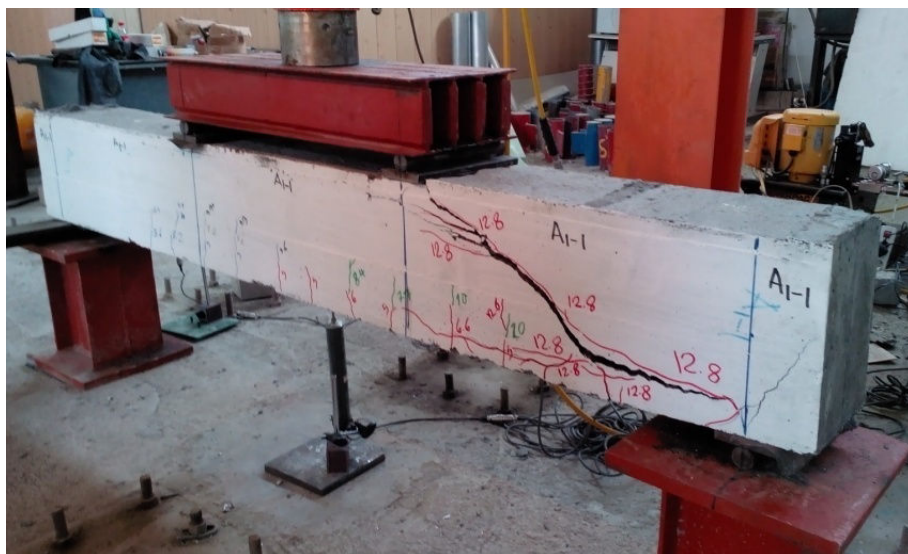


شکل ۴-۵ روند رشد و توسعه ترک نمونه A<sub>۲-۱</sub>



شکل ۵-۵ روند رشد و توسعه ترک نمونه A<sub>۲-۲</sub>

الف) افزایش بار تا ۷ton      ب) افزایش بار تا ۱۲ton      ج) افزایش بار تا ۲۳



شکل ۶-۵ شکل خرابی نمونه  $A_{1-1}$



شکل ۷-۵ شکل خرابی نمونه  $A_{1-2}$



شکل ۵-۸ شکل خرابی نمونه A<sub>۲-۱</sub>

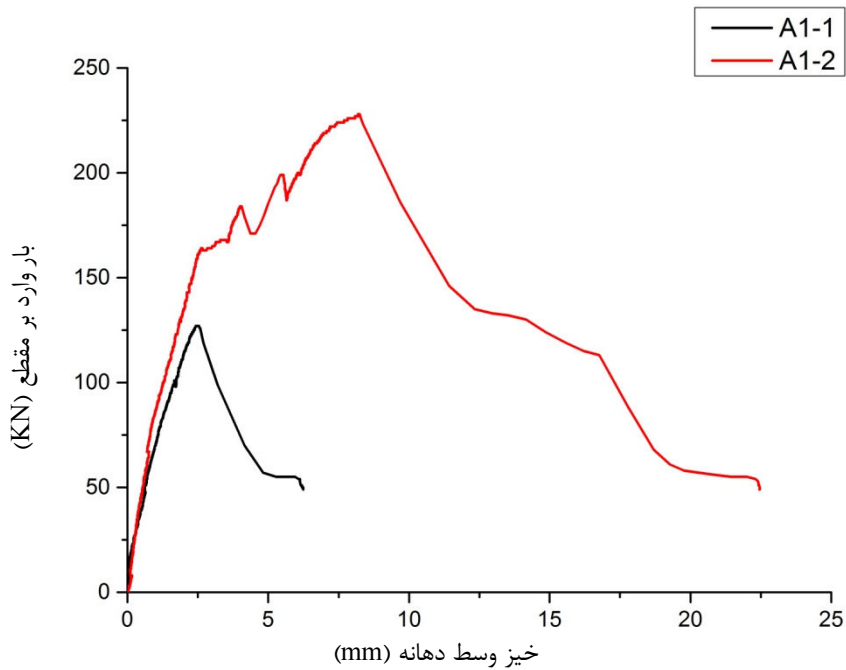


شکل ۵-۹ شکل خرابی نمونه A<sub>۲-۲</sub>

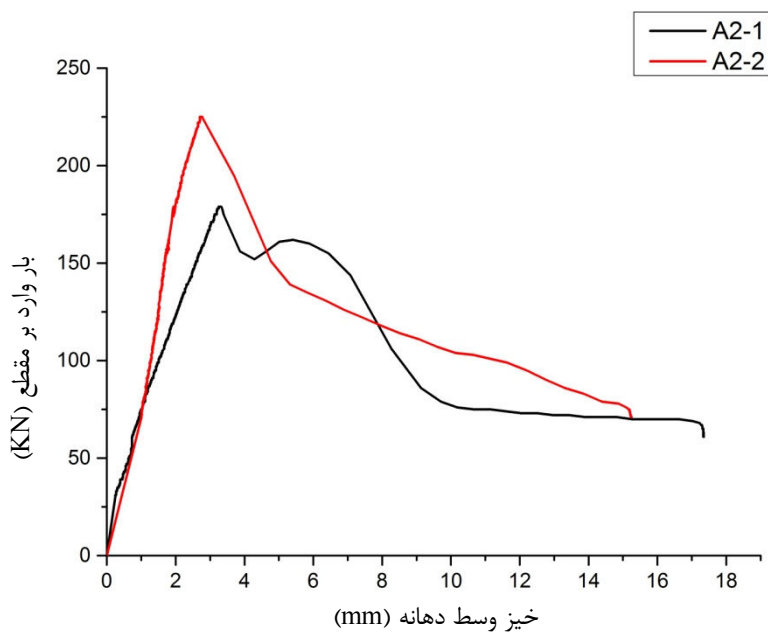
### ۵-۷-۲ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تیر بتن مسلح

مطابق شکل‌های (۵-۱۰) و (۵-۱۱) منحنی‌های تغییر مکان وسط دهانه در مقابل بار وارد بر تیرهای بتن مسلح معمولی بدون خاموت برشی نمایش داده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود همه نمونه‌های تیر در یک مود خرابی برشی به مرحله خرابی رسیدند که به صورت کاهش شدید ظرفیت بار وارد بر تیر بدون تغییر چندان در خیز وسط دهانه می‌باشد. خرابی در این حالت بدون ایجاد ترک‌های برشی متعدد بوده و به صورت آنی و با صدای مهیب همراه بود. ضمناً لازم به توضیح

می‌باشد خیز تیر در ماکزیمم بار برای نمونه  $A_{1-1}$  برابر با  $2/5 \text{ mm}$ ، برای نمونه  $A_{1-2}$  برابر با  $8 \text{ mm}$ ،  
برای نمونه  $A_{2-1}$  برابر با  $3 \text{ mm}$  و برای نمونه  $A_{2-2}$  همچنین برابر با  $3 \text{ mm}$  اندازه‌گیری شد.



شکل ۱۰-۵ منحنی‌های بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه‌های  $A_{1-2}$  و  $A_{1-1}$



شکل ۱۱-۵ منحنی‌های بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه‌های  $A_{2-2}$  و  $A_{2-1}$

۳-۷-۵ تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی مقطع تیر بتن مسلح بدون خاموت

برشی

نتایج حاصل از تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی نرمال شده تیر بتن مسلح بدون خاموت مطابق جدول (۴-۵) ارائه گردیده است.

جدول ۴-۵ تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی نرمال شده تیرهای بتن معمولی بدون خاموت برشی

نام نمونه	مقاومت فشاری بتن $f'_c (N/mm^2)$	بار ماکزیمم خرابی (KN)	تنش برشی نرمالایز $\frac{V_{test}}{bd\sqrt{f'_c}}$ (N/mm) <sup>۰/۵</sup>
A <sub>۱-۱</sub>	۳۵/۹	۱۲۷	۰/۱۸
A <sub>۱-۲</sub>	۳۵/۹	۲۲۸	۰/۳۲
A <sub>۲-۱</sub>	۳۸/۷	۱۷۹	۰/۲۵
A <sub>۲-۲</sub>	۳۸/۷	۲۲۵	۰/۳۱

بر اساس نتایج جدول فوق تأثیر افزایش درصد آرماتور طولی از ۲/۵ به ۴ درصد بر افزایش ظرفیت برشی تیرهای بتن مسلح بدون خاموت برشی قابل توجه می‌باشد (حدود ۳۵ درصد)

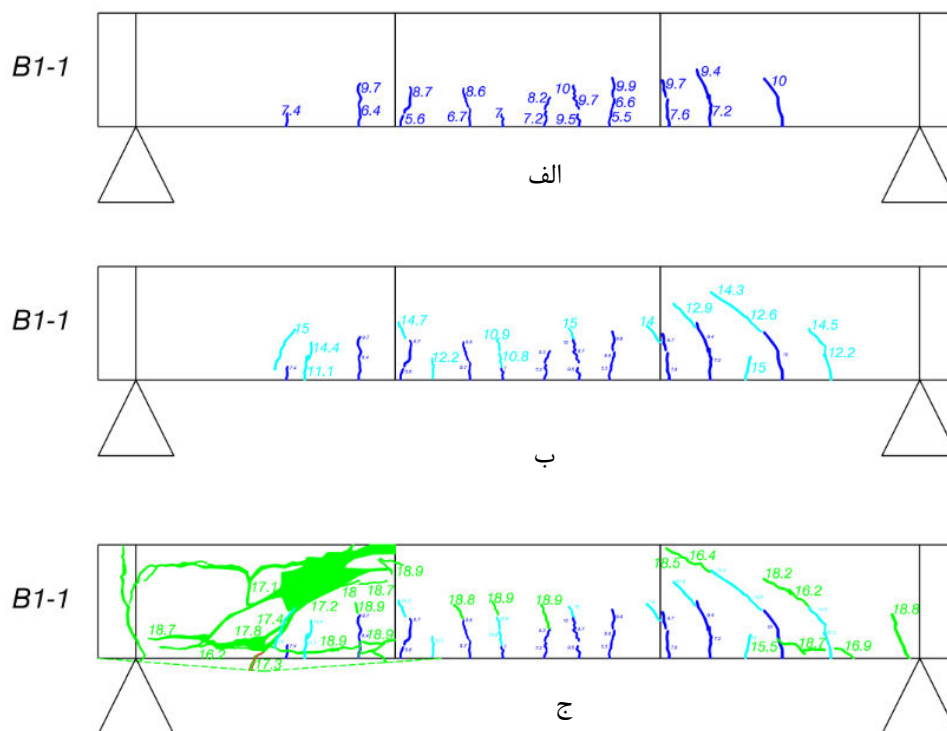
## ۸-۵ رفتار برشی تیر بتنی با بتن معمولی و خاموت برشی حداقل

۱-۸-۵ توسعه ترک و مود خرابی

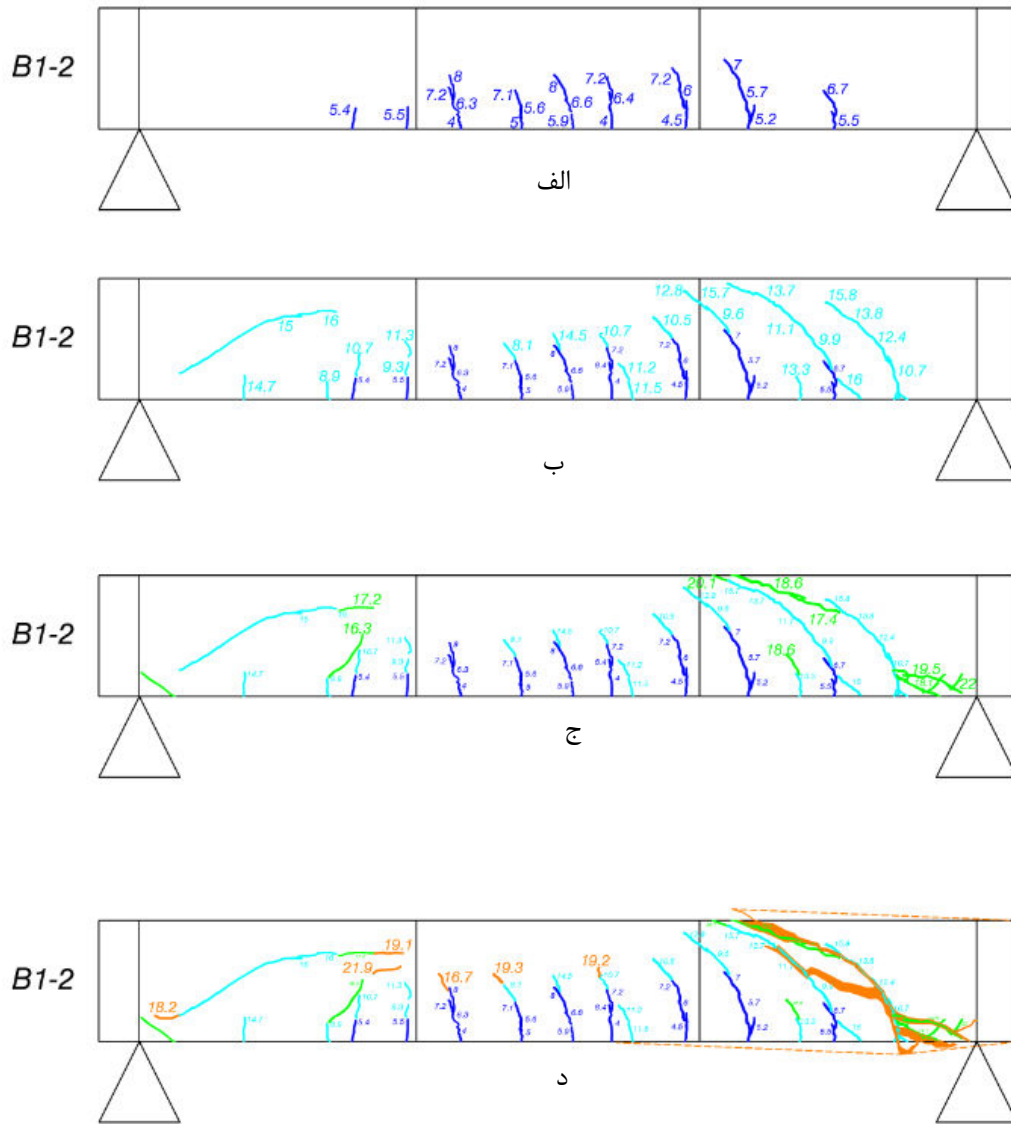
شکل خرابی و روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه‌های B<sub>۱-۱</sub> ، B<sub>۱-۲</sub> ، B<sub>۲-۱</sub> و B<sub>۲-۲</sub> مطابق اشکال (۱۲-۵) ، (۱۳-۵) ، (۱۴-۵) و (۱۵-۵) ارائه شده است. در این حالت نیز مشابه نمونه تیرهای بتنی با بتن معمولی و بدون خاموت، ترک‌های خمشی در حدود بار ۵ ton در محدوده



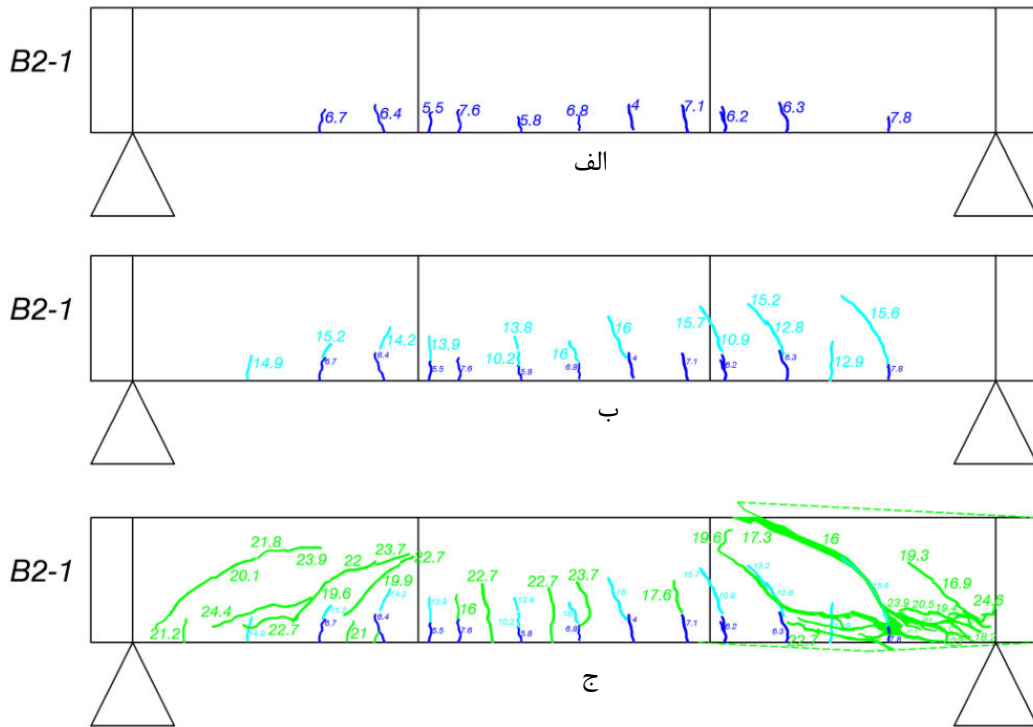
یک سوم میانی نمونه‌ها مشاهده شد. با افزایش بار خارجی، تیرها دچار خیز شده و باعث پیدایش ترک‌های خمشی جدید و افزایش عرض ترک‌های موجود شدند. در این حالت کمی چرخش در تیر ایجاد شده و باعث ایجاد ترک‌های قطری خمشی-برشی در دهانه‌های برشی شد. همزمان با افزایش بار خارجی ترک‌های قطری برشی بیشتری در جان تیرها بین تکیه‌گاه و نقطه بارگذاری ایجاد شد. در نهایت با افزایش عرض ترک‌های قطری در جان مقاطع گسیخته شدند. مطابق اشکال (۵-۱۶)، (۵-۱۷)، (۵-۱۸) و (۵-۱۹) نوع خرابی برشی می‌باشد. ترک بحرانی در امتداد میلگرد طولی از انتهای تیر به سمت محل اثر بارگذاری امتداد یافت. در مطالعه حاضر مطابق با نتایج جدول (۵-۵) و بررسی تمامی ترک‌هایی که در وسط ارتفاع تیر زوایایی بین ۰ تا ۷۵ درجه با محور طولی تیر داشتند فاصله بین ترک‌ها برای حالت تیر با بتن معمولی و خاموت برشی بین ۹ تا ۱۵ میلی‌متر اندازه‌گیری شد.



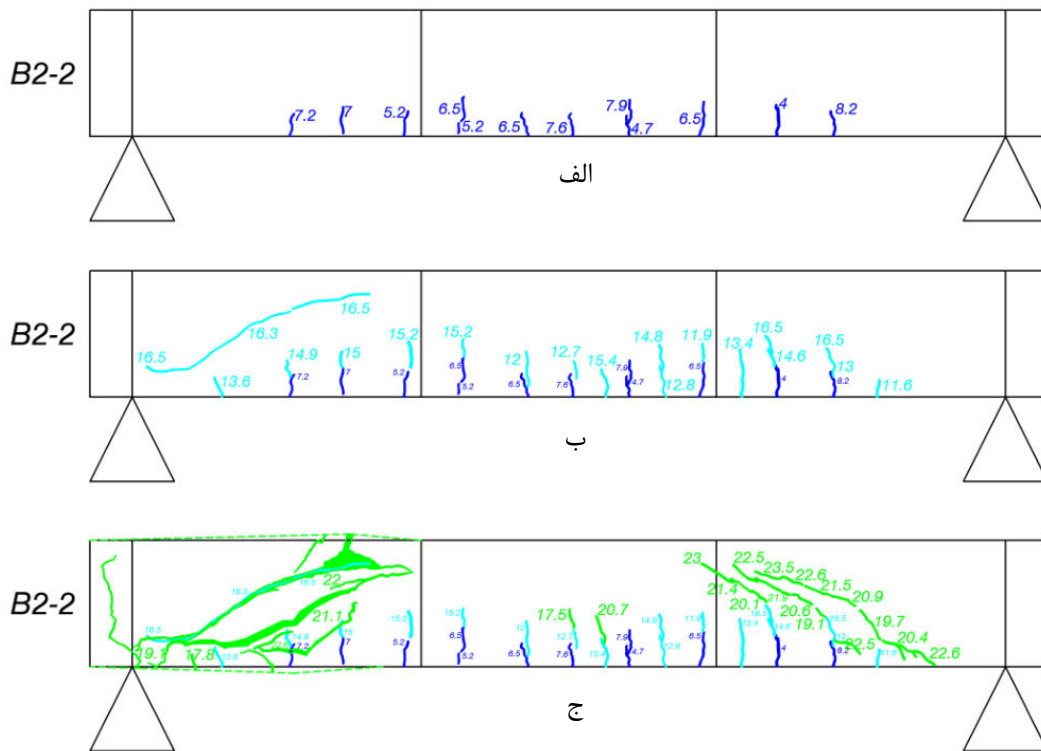
شکل ۵-۱۲ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $B_{1-1}$   
 الف) افزایش بار تا ۱۰ ton      ب) افزایش بار تا ۱۵ ton      ج) افزایش بار تا ۱۹ ton



شکل ۵-۱۳ روند رشد و توسعه ترکها تا خرابی برشی نمونه  $B_{1-2}$   
 الف) افزایش بار تا ۸ton      ب) افزایش بار تا ۱۶ton      ج) افزایش بار تا ۲۰ton      د) افزایش بار تا ۲۳ton



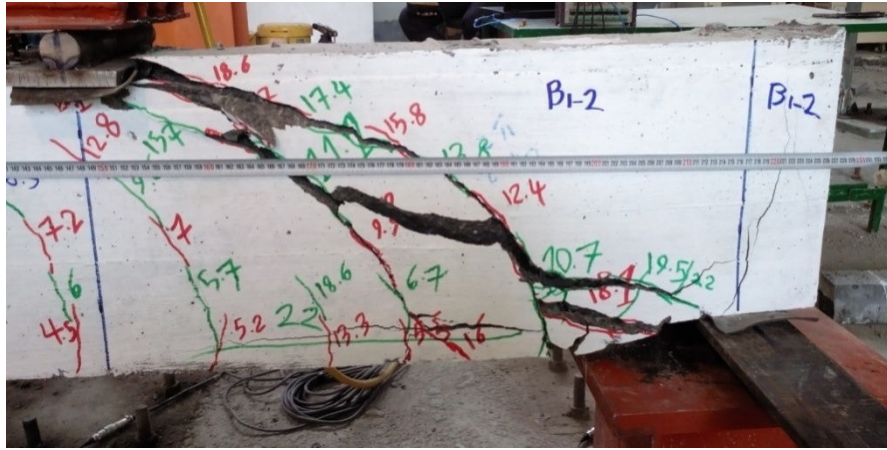
شکل ۵-۱۴ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $B_{2-1}$   
 (الف) افزایش بار تا ۹ton (ب) افزایش بار تا ۱۶ton (ج) افزایش بار تا ۲۷ ton



شکل ۵-۱۵ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $B_{2-2}$   
 (الف) افزایش بار تا ۹ton (ب) افزایش بار تا ۱۹ton (ج) افزایش بار تا ۲۳ ton



شکل ۱۶-۵ شکل خرابی برشی نمونه  $B_{1-1}$



شکل ۱۷-۵ شکل خرابی برشی نمونه  $B_{1-2}$



شکل ۱۸-۵ شکل خرابی برشی نمونه  $B_{2-1}$



شکل ۵-۱۹ شکل خرابی برشی نمونه B<sub>۲-۲</sub>

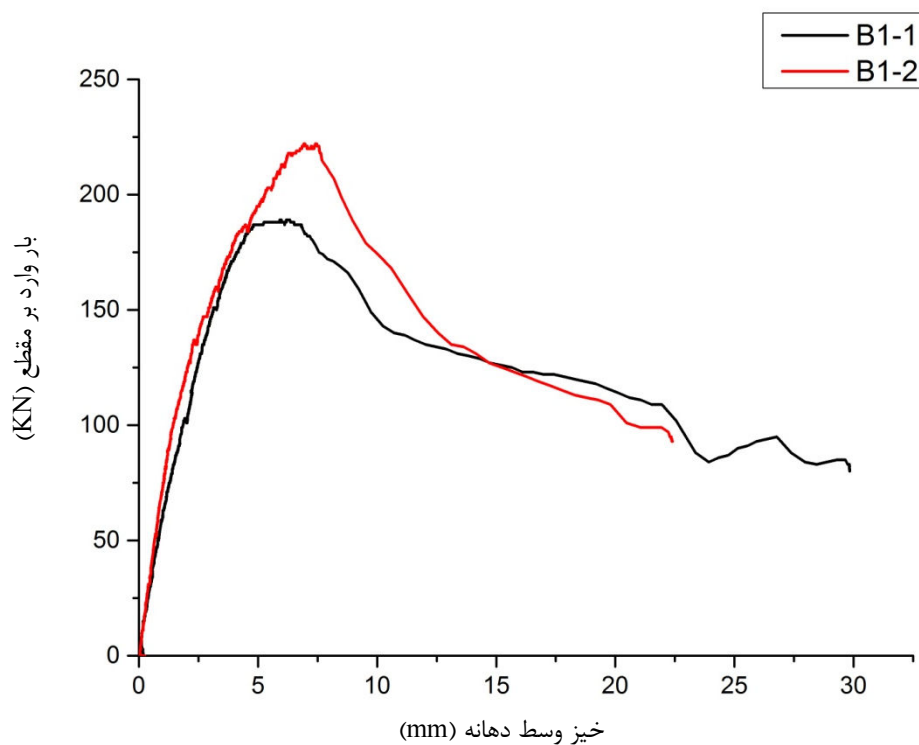
جدول ۵-۵ مشخصات عمومی شکست تیرهای بتن مسلح با خاموت حداقل

نام نمونه	مقاومت فشاری بتن $f'_c$ ( $N/mm^2$ )	بار ماکزیمم خرابی (KN)	تنش برشی نرمال شده $\frac{V_{test}}{bd\sqrt{f'_c}}$ ( $N/mm$ ) <sup>۱/۵</sup>	فاصله ترک‌ها (mm)	محل اثر شروع ترک بحرانی از تکیه‌گاه (mm)	زاویه ترک بحرانی (درجه)	زاویه ترک‌ها در وسط ارتفاع تیر (درجه)	خیز تیر در ماکزیمم بار (mm)
B <sub>۱-۱</sub>	۳۷/۰۹	۱۸۹	۰/۲۶	۱۰-۱۴	تکیه‌گاه چپ ۳۲۰	۲۸	عمدتاً خمشی - برشی ۴۵	۵/۸
B <sub>۱-۲</sub>	۳۷/۰۹	۲۲۲	۰/۳۱	۱۱-۱۵	تکیه‌گاه راست ۳۲۰	۳۰	عمدتاً خمشی - برشی ۴۳	۸/۲۴
B <sub>۲-۱</sub>	۳۲/۲۴	۲۷۶	۰/۴۱	۸-۱۴	۳۴۰	۳۱	عمدتاً خمشی - برشی ۴۵	۶/۴
B <sub>۲-۲</sub>	۳۳/۲۴	۲۳۰	۰/۳۶	۹-۱۴	تکیه‌گاه چپ ۴۰۰	۳۰	عمدتاً خمشی - برشی ۴۵	۶/۶

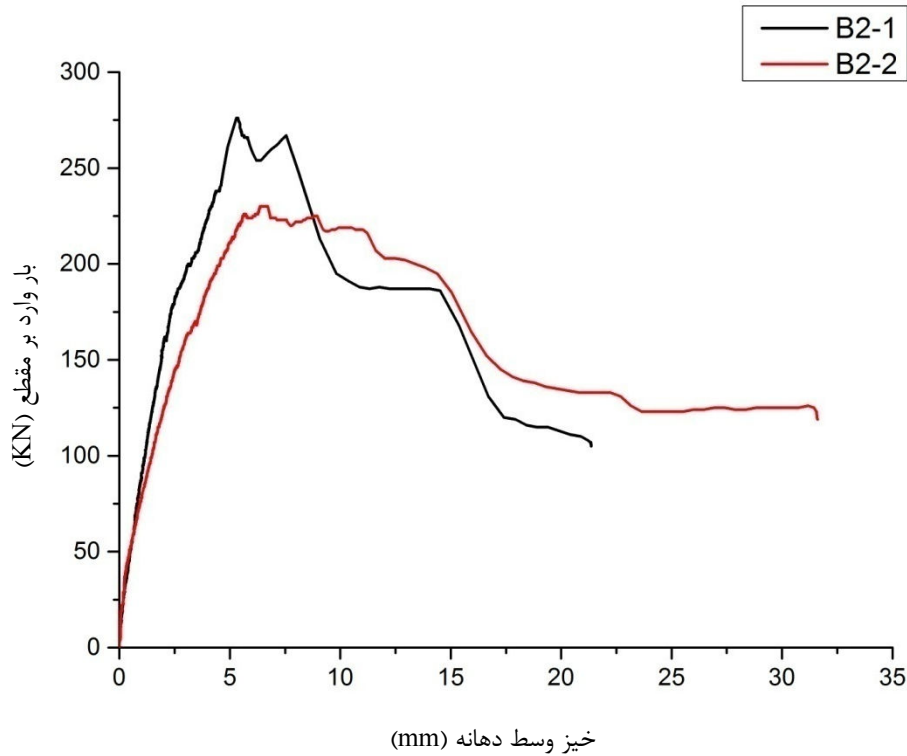
۲-۸-۵ منحنی بار تغییر مکان وسط دهانه نمونه تیرهای بتن مسلح با خاموت برشی

### حداقل

منحنی تغییر مکان وسط دهانه در مقابل بار وارد بر تیرهای بتن مسلح با خاموت حداقل مطابق اشکال (۲۰-۵) و (۲۱-۵) نمایش داده شد. همزمان با افزایش بار و رشد ترک در این گروه تیر مشاهده گردید که خاموت‌هایی که به صورت منظم در تیر جایگذاری می‌شوند می‌توانند تنش‌های کششی را در محل ترک با پیدایش ترک‌های بزرگ انتقال دهند. خیز تیر در ماکزیمم بار برای نمونه  $B_{1-1}$  برابر با  $5/8mm$  و برای نمونه  $B_{1-2}$  برابر با  $8/24mm$  و همچنین برای نمونه  $B_{2-1}$  برابر با  $6/4mm$  و برای نمونه  $B_{2-2}$  برابر  $6/6mm$  اندازه‌گیری شد.



شکل (۲۰-۵) منحنی بار-تغییر مکان وسط دهانه نمونه‌های  $B_{1-1}$  و  $B_{1-2}$



شکل (۲۱-۵) منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه‌های  $B_{۲-۱}$  و  $B_{۲-۲}$

۳-۸-۵ تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی مقطع تیر بتن مسلح با خاموت

حداقل

نتایج حاصل از تأثیر افزایش درصد آرماتور طولی از  $۲/۵$  به  $۴$  درصد بر افزایش ظرفیت برشی نرمال

شده تیر بتن مسلح با خاموت حداقل مطابق جدول (۵-۵) قابل توجه می‌باشد. (حدود ۳۵ درصد)

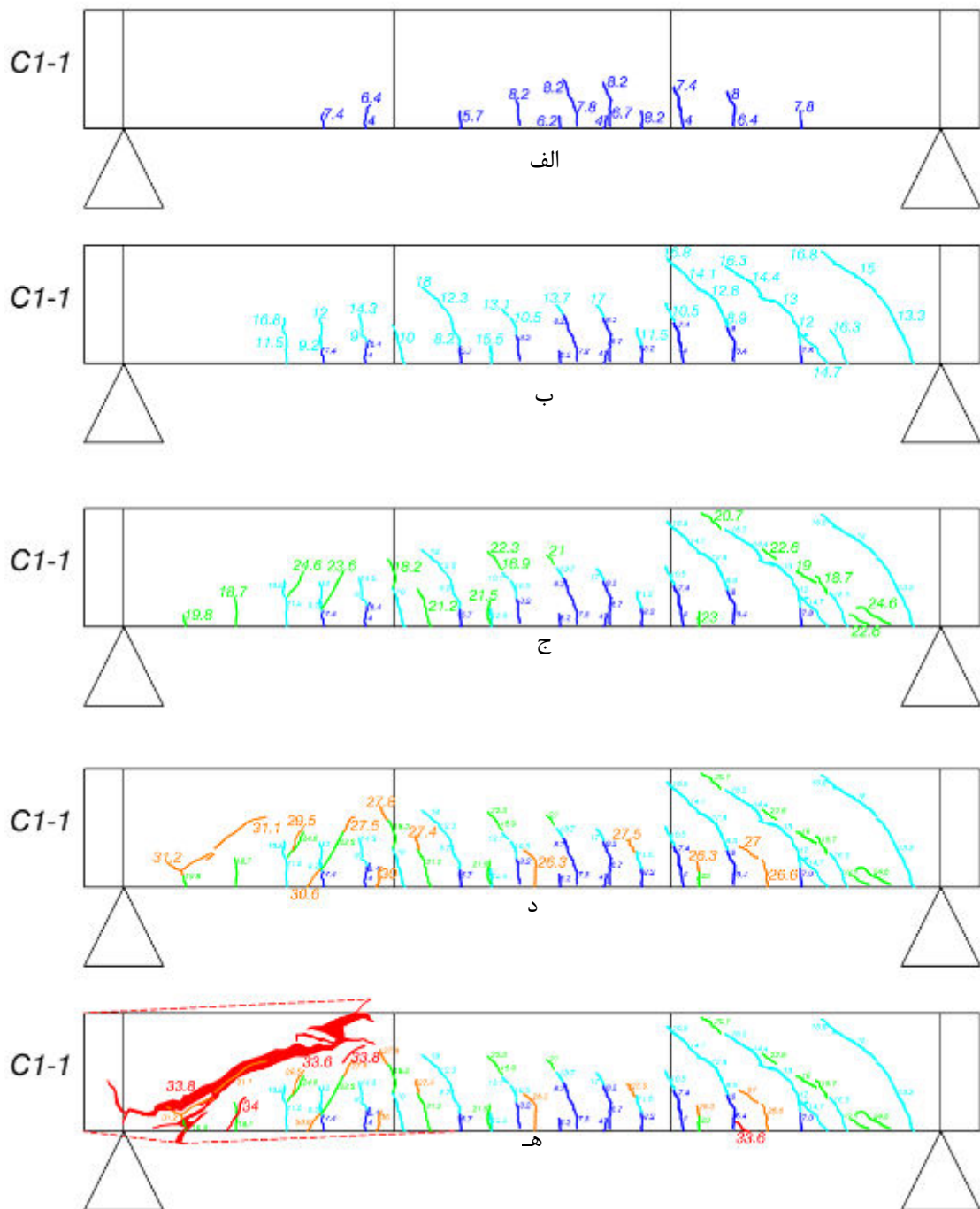
## ۹-۵ رفتار برشی تیر بتنی با بتن الیافی

۱-۹-۵ توسعه ترک و مود خرابی

شکل خرابی و روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه‌های  $C_{۱-۱}$  و  $C_{۱-۲}$  و  $C_{۲-۱}$  و

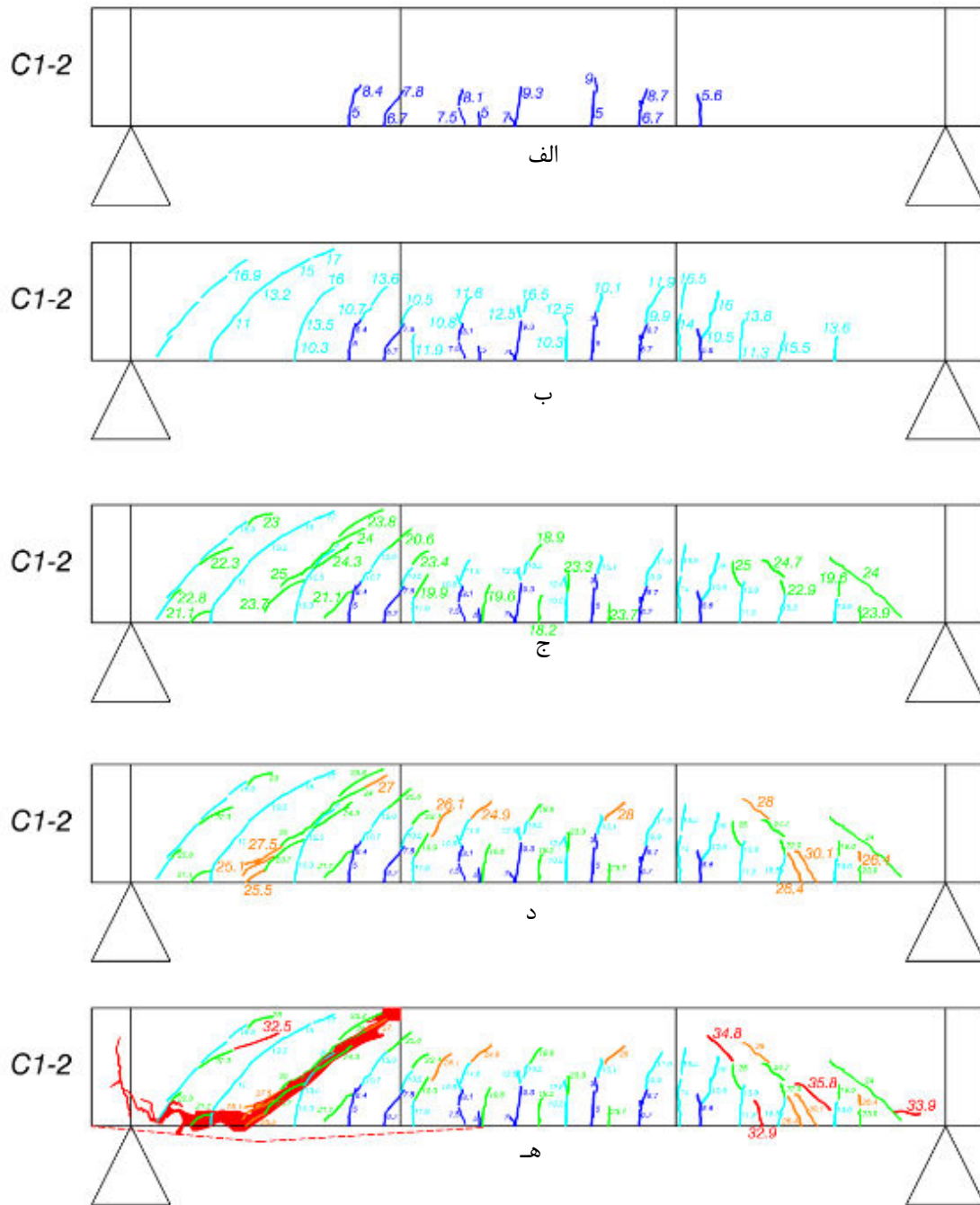
$C_{۲-۲}$  مطابق اشکال (۲۲-۵) و (۲۳-۵) و (۲۴-۵) و (۲۵-۵) و روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی

برشی نمونه‌های  $C_{۳-۱}$  و  $C_{۳-۲}$  و  $C_{۴-۱}$  و  $C_{۴-۲}$  در پیوست (۳) ارائه گردید.

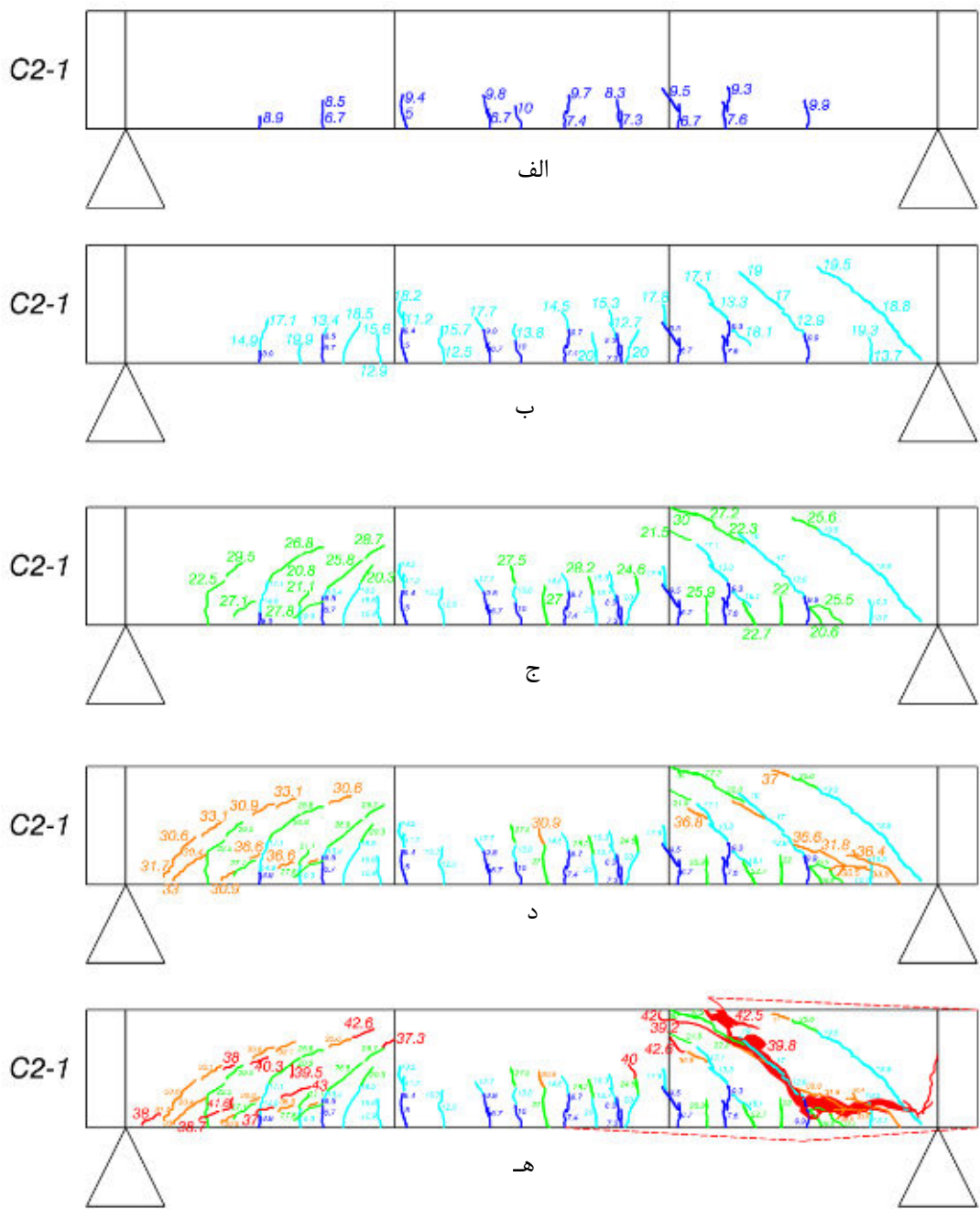


شکل ۵-۲۲ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{1-1}$   
 الف) افزایش بار تا ۸ ton (ب) افزایش بار تا ۱۷ ton (ج) افزایش بار تا ۲۵ ton  
 د) افزایش بار تا ۳۳ ton (ه) افزایش بار تا ۳۸ ton





شکل ۵-۲۳ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{1-2}$   
 الف) افزایش بار تا ۹ ton (ب) افزایش بار تا ۱۷ ton (ج) افزایش بار تا ۲۵ ton  
 د) افزایش بار تا ۳۲ ton (هـ) افزایش بار تا ۳۸ ton



شکل ۵-۲۴ روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه C<sub>2-1</sub>  
 الف) افزایش بار تا ۱۰ ton (ب) افزایش بار تا ۲۰ ton (ج) افزایش بار تا ۳۰ ton  
 د) افزایش بار تا ۳۷ ton (هـ) افزایش بار تا ۴۳ ton



در حین بارگذاری تیرهای فوق مشاهده شد که شکل توسعه ترک برای رسیدن به مرحله خرابی برای بتن معمولی و بتن الیافی تا حد زیادی مشابه یکدیگر می‌باشند. با این حال، در تیرهای با بتن الیافی تعداد بیشتری از ترک‌های خمشی و خمشی-برشی در مقایسه با بتن معمولی مشاهده شد. به طور مشخص در حین بارگذاری در مراحل ابتدای بارگذاری فقط ترک‌های خمشی در حدود بار  $5T_{on}$  مشابه تیرهای گروه‌های قبل در تیرهای این گروه نیز مشاهده شد. با افزایش بارگذاری خارجی، تیرها دچار خیز شده و باعث پیدایش ترک‌های خمشی جدید و افزایش عرض ترک‌های موجود شدند. در این حالت کمی چرخش در تیر ایجاد شده و باعث ایجاد ترک‌های قطری خمشی-برشی در دهانه‌های برشی شد. همزمان با افزایش بار خارجی ترک‌های قطری برشی بیشتری در جان تیرها بین تکیه‌گاه و نقطه بارگذاری ایجاد شد و در نهایت با افزایش عرض ترک‌های قطری موجود در جان و به هم پیوستن آن‌ها مقاطع گسیخته شدند.

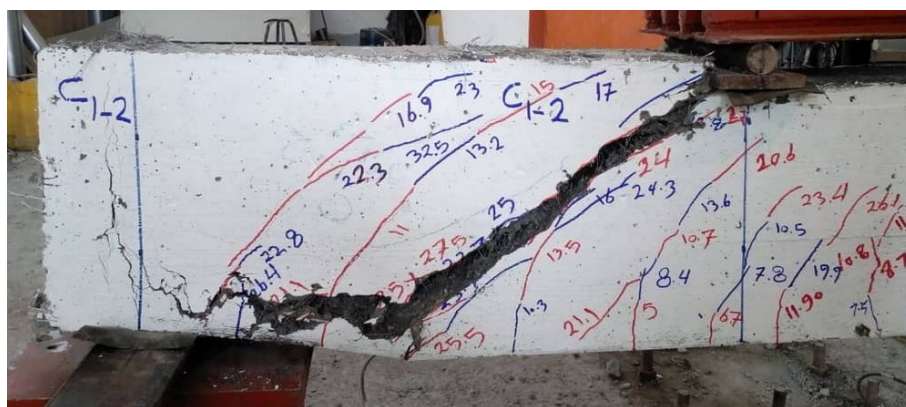
در تحقیق حاضر مطابق با اشکال (۲۶-۵)، (۲۷-۵)، (۲۸-۵)، (۲۹-۵) و جدول (۵-۶) با بررسی نتایج شکست تیرها و بررسی تمامی ترک‌هایی که در وسط ارتفاع تیر زوایای بین ۰ تا ۷۵ درجه با محور طولی تیر داشتند فاصله بین ترک‌ها برای حالت تیر با بتن الیافی با ۰/۷۵٪ الیاف فولادی بین ۵ تا ۱۱ میلی‌متر و برای بتن الیافی با ۱٪ الیاف فولادی بین ۴ تا ۷ میلی‌متر مشاهده شد. ترک اصلی که در حین خرابی برای نمونه‌های بتن حاوی الیاف ترکیبی فولادی و پلی‌پروپیلن مشاهده شد مشابه با نمونه‌های بتن مسلح با خاموت بوده ولی در این مورد ترک‌های برشی دیگر با عرض ترک کمتر در نمونه تیر مشاهده شد و ترک‌های فوق به صورت خیلی نزدیک به هم و به طرف ترک اصلی توسعه پیدا نمودند. همانطور که مشاهده شد با افزایش درصد الیاف ترکیبی فولادی و پلی‌پروپیلن تعداد ترک‌های برشی به دلیل مکانیزم پل زدن توسط الیاف توسعه یافتند. به عنوان مثال در نمونه تیرهای  $C_{3-2}$  و  $C_{4-2}$  در مرحله خرابی در مقایسه با نمونه‌های  $B_{1-2}$  و  $B_{2-2}$  و  $C_{1-2}$  و  $C_{2-2}$  تعداد زیادی ترک البته با عرض خیلی کمتر مشاهده شد.

جدول ۵-۶ مشخصات عمومی شکست تیرهای بتن مسلح حاوی الیاف

نام نمونه	مقاومت فشاری بتن $f'_c$ ( $N/mm^2$ )	بار ماکزیمم خرابی (KN)	تنش برشی نرمال شده $\frac{V_{test}}{bd\sqrt{f'_c}}$ ( $N/mm$ ) <sup>۰.۵</sup>	فاصله ترکها mm	محل اثر شروع ترک بحرانی از تکیه گاه (mm)	زاویه ترک بحرانی (درجه)	زاویه ترکها در وسط ارتفاع تیر (درجه)	خیز تیر در ماکزیمم بار (mm)
$C_{1-1}$	۳۷/۷	۳۸۳	۰/۵۳	۷-۱۱	تکیه گاه چپ - ۳۰۰	۳۲	عمدتاً خمشی - برشی ۴۷۰	۱۰/۷
$C_{1-2}$	۳۷/۷	۳۸۱	۰/۵۳	۷-۱۰	تکیه گاه چپ - ۴۰۰	۳۰	عمدتاً خمشی - برشی ۴۵۰	۱۱/۴
$C_{2-1}$	۳۶/۹	۴۳۳	۰/۶۱	۵/۵-۸	تکیه گاه راست - ۴۶۰	۳۱	عمدتاً خمشی - برشی ۳۵۰	۱۲/۵
$C_{2-2}$	۳۶/۹	۳۹۶	۰/۵۵	۵-۷/۵	تکیه گاه چپ - ۳۸۰	۳۰	عمدتاً خمشی - برشی ۳۶۰	۹
$C_{3-1}$	۴۱	۵۰۳	۰/۶۷	۵-۶	تکیه گاه راست - ۴۵۰	۲۹	عمدتاً خمشی - برشی ۳۰۰	۱۲/۸
$C_{3-2}$	۴۱	۴۷۳	۰/۶۳	۵/۵-۶	تکیه گاه چپ - ۴۰۰	۳۰	عمدتاً خمشی - برشی ۳۲۰	۱۲
$C_{4-1}$	۳۷/۲	۴۴۲	۰/۶۲	۴-۷	تکیه گاه چپ - ۳۴۰	۳۰	عمدتاً خمشی - برشی ۲۸۰	۱۰/۵
$C_{4-2}$	۳۷/۲	۴۳۰	۰/۶۰	۴/۵-۶/۵	تکیه گاه راست - ۳۳۰	۲۸	عمدتاً خمشی - برشی ۲۵۰	۱۱/۶



شکل ۲۶-۵ شکل خرابی برشی نمونه C<sub>1-1</sub>



شکل ۲۷-۵ شکل خرابی برشی نمونه C<sub>1-2</sub>



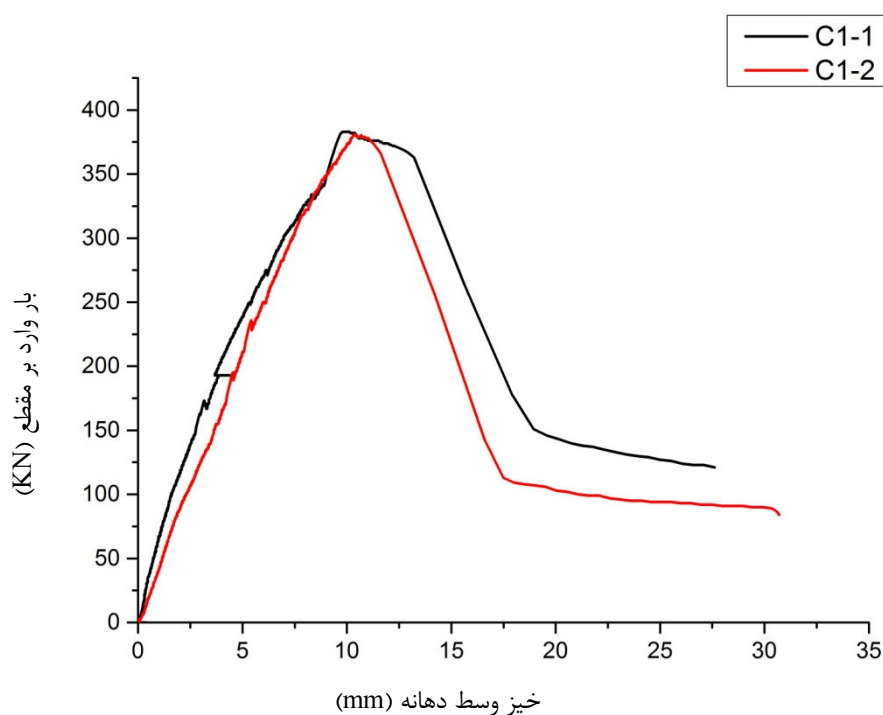
شکل ۲۸-۵ شکل خرابی برشی نمونه C<sub>2-1</sub>



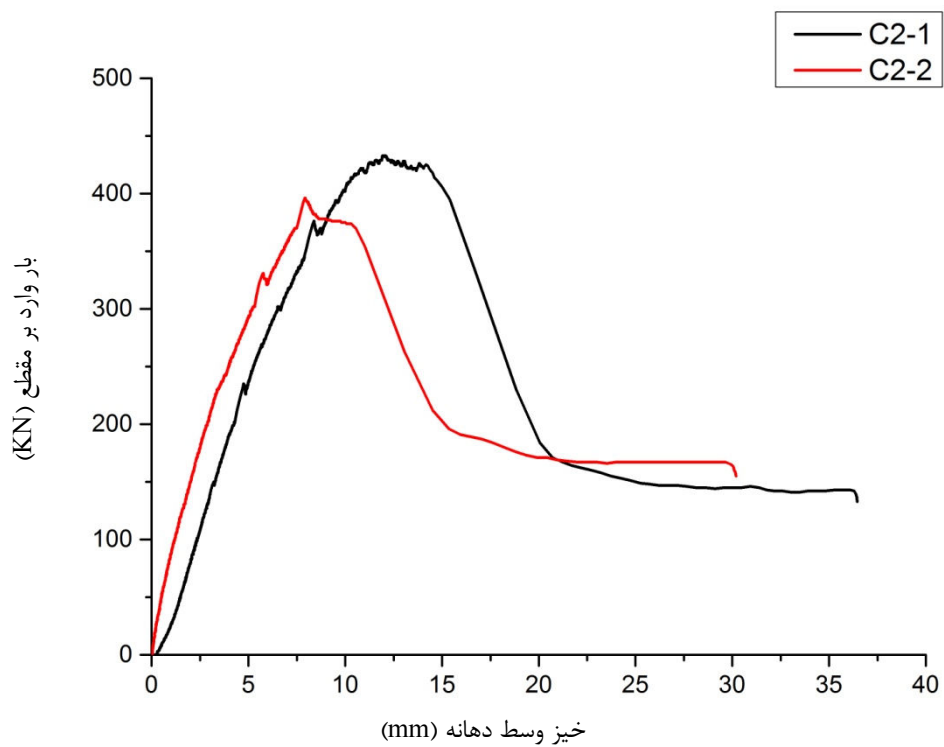
شکل ۲۹-۵ شکل خرابی برشی نمونه  $C_{2-2}$

### ۲-۹-۵ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تیر بتن مسلح الیافی

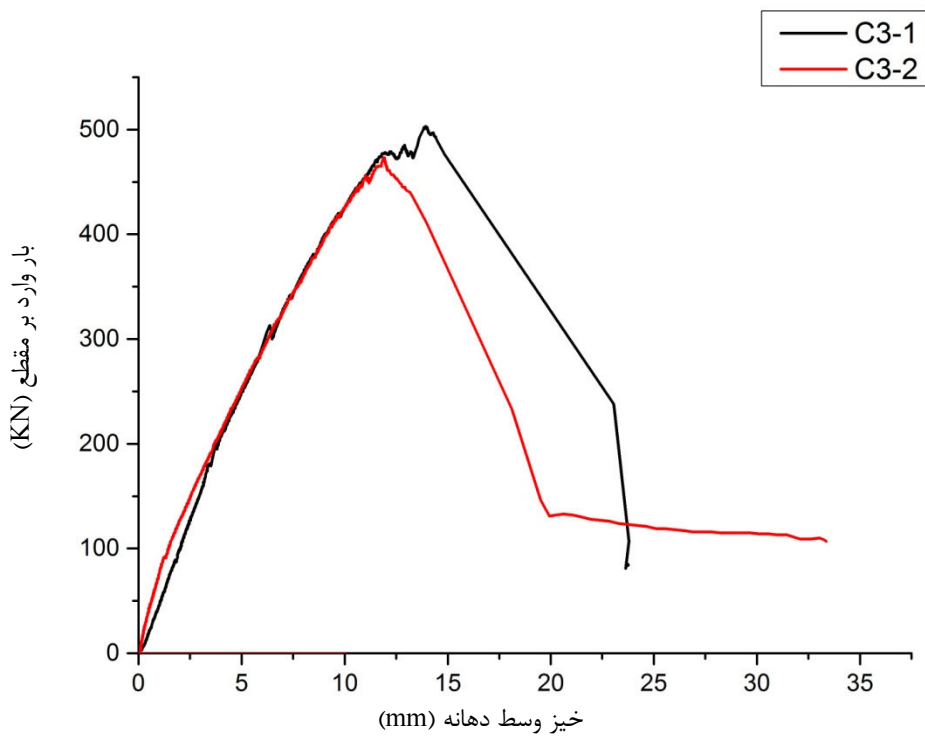
مطابق اشکال (۳۰-۵) و (۳۱-۵) و (۳۲-۵) و (۳۳-۵) منحنی‌های تغییر مکان وسط دهانه در مقابل بار وارد بر تیر بتن مسلح با الیاف ترکیبی ۰/۷۵٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلی پروپیلن و همچنین ۱٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلی پروپیلن نمایش داده شد.



شکل ۳۰-۵ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه  $C_{1-1}$  و  $C_{1-2}$

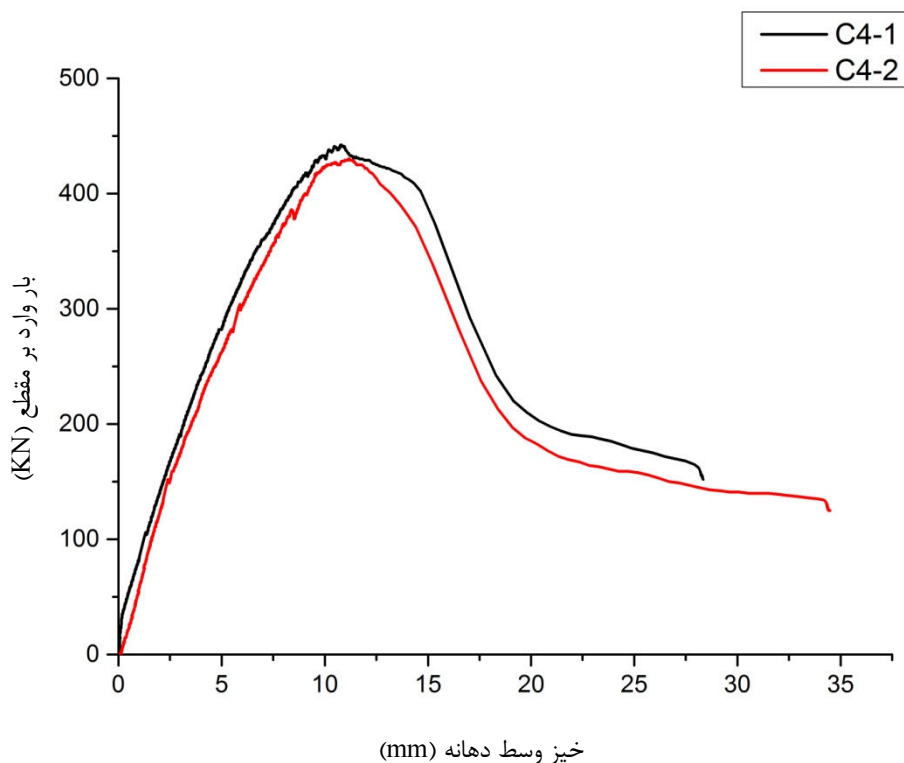


شکل ۳۱-۵ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه  $C_{2-2}$  و  $C_{2-1}$



شکل ۳۲-۵ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه  $C_{3-2}$  و  $C_{3-1}$





شکل ۵-۳۳ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه  $C_{4-1}$  و  $C_{4-2}$

مطابق با اشکال فوق شیب منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تا نقطه ماکزیمم بار در نمونه تیرهای با بتن الیافی در مقایسه با تیر بتن معمولی و دارای خاموت تقریباً یکسان می‌باشد. همانطور که مشاهده شد در مقاطع با بتن الیافی، از باز شدگی ترک توسط مکانیزم پل زدن الیاف جلوگیری می‌شود ولی وقتی تنش کششی اصلی در محل ترک بحرانی از مقدار مقاومت کششی ترک بیشتر شود، ترک شروع به باز شدن نموده و الیاف شروع به بیرون کشیده شدن می‌نمایند که در نهایت منجر به کاهش ظرفیت مقطع می‌شود. مطابق با اشکال منحنی‌های بار- تغییر مکان وسط دهانه فوق مقدار خیز متناظر با بار ماکزیمم نمونه‌های  $C_1$  در حدود  $11mm$  و  $C_2$  در حدود  $10/75$  و  $C_3$  در حدود  $12/4mm$  و  $C_4$  در حدود  $11/05mm$  مشاهده شد.

۵-۹-۳ تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی مقطع تیر بتن مسلح بدون خاموت با بتن الیافی

نتایج حاصل از تأثیر درصد آرماتور طولی بر افزایش ظرفیت برشی نرمال شده تیر بتن مسلح با الیاف ترکیبی ۰/۷۵٪ الیاف فلزی و ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری مطابق جدول (۵-۶)، با افزایش درصد آرماتور طولی از ۲/۵ به ۴ درصد افزایش ظرفیت برشی در حدود ۹٪ محاسبه شده است. همچنین مطابق با جدول (۵-۶) برای تیرهای بتن مسلح با الیاف ترکیبی ۱٪ الیاف فلزی و ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری، با افزایش درصد آرماتور طولی از ۲/۵ به ۴ درصد، ظرفیت برشی نرمال شده به میزان ۶٪ کاهش یافت.

## ۵-۱۰ بررسی نتایج آزمایشگاهی

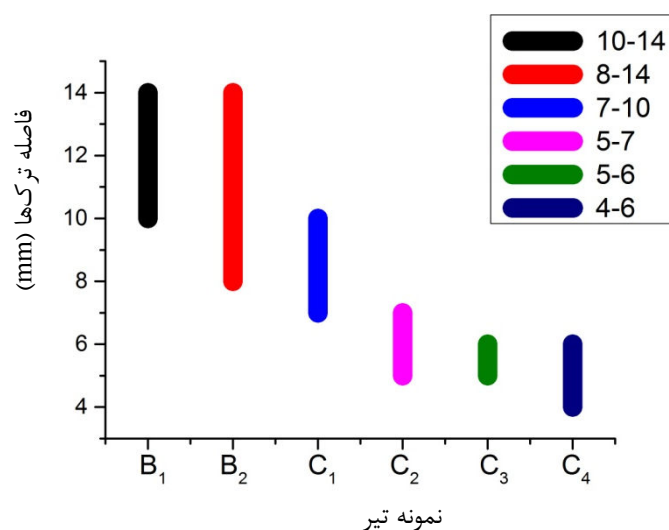
### ۵-۱۰-۱ توسعه ترک و مود خرابی

با بررسی شکل‌های مربوط به توسعه ترک تا خرابی نمونه‌های تیر می‌توان به طور وضوح مشاهده نمود که شکل توسعه ترک برای رسیدن به مرحله خرابی برای بتن معمولی و بتن الیافی تا حد زیادی مشابه یکدیگر می‌باشد، با این حال، در تیرهای با بتن الیافی تعداد بیشتری از ترک‌های خمشی و خمشی-برشی در مقایسه با بتن معمولی مشاهده شد که این مورد از نتایج تحقیق آئود و همکاران [۴۰] نیز می‌باشد.

علت عمده برای پیدایش ترک‌های متعدد در بتن‌های الیافی به دلیل عملکرد پل زدن الیاف بوده که از توسعه ترک نیز جلوگیری می‌نماید. همانطور که در اشکال توسعه ترک‌ها در تیرهای بتن الیافی مشاهده شد با اضافه نمودن حداقل ۰/۷۵٪ الیاف فولادی به مخلوط بتن، ترک‌های خمشی و خمشی-برشی کنترل شد. ضمناً در نمونه‌های فوق، ترک‌ها به سمت منطقه فشاری تیرها نیز توسعه یافتند که بیانگر هدایت عمق تار خنثی به سمت بالای مقطع در اثر عملکرد مناسب الیاف می‌باشد. همانطور که قبلاً بیان شد در حین بارگذاری در مراحل ابتدایی بارگذاری فقط ترک خمشی در حدود بار  $5 \text{ ton}$

در همه تیرها مشاهده شد و با افزایش بار گذاری خارجی، تیرها دچار خیز شده و باعث پیدایش ترک‌های خمشی جدید و افزایش عرض ترک‌های موجود شدند. در این حالت همزمان با کمی چرخش در تیر، ترک‌های قطری خمشی- برشی در دهانه‌های برشی ایجاد شد. همزمان با افزایش تعداد ترک‌های قطری و مقدار عرض آن‌ها، مقاطع گسیخته شدند. پروسه فوق تقریباً برای همه تیرها مشابه بوده و بستگی زیادی به حضور آرماتور برشی یا الیاف نداشته در حالی که فواصل و عرض ترک‌های قطری برشی به مقدار زیادی به آن‌ها بستگی دارد. برای تیرهای با بتن معمولی و بدون خاموت مطابق با نتایج شیویا و همکاران [۲۸] فاصله بین ترک‌ها در وسط ارتفاع تیر حدود  $0.5h$  می‌باشد و همچنین برای تیرهای با بتن الیافی با درصد الیاف بین  $0.5$  تا  $0.75$  درصد بر اساس نتایج کواک و همکاران [۳۱] مشاهده شد که فاصله بین ترک‌ها نسبت به بتن معمولی  $38\%$  کمتر می‌باشد. معمولاً استفاده از خاموت برشی باعث بوجود آمدن ترک‌های قطری با عرض بازشدگی بیشتر در مقایسه با استفاده از الیاف در مرحله خرابی شده است که علت آن تحمل بیشتر نیروی کششی توسط خاموت‌های منظم در مرحله خرابی تیر نسبت به الیاف‌هایی می‌باشد که به صورت نامنظم در تیر پخش شده‌اند.

با بررسی فاصله ترک تیرها پس از بارگذاری مطابق با نتایج جداول (۵-۵) و (۵-۶) و مقایسه فاصله ترک‌ها مطابق شکل (۵-۳۴) برای تیرهای گروه C (تیرهای حاوی الیاف فولادی و پلیمری) با  $0.75\%$  الیاف فلزی و  $0.25\%$  الیاف پلیمری نسبت به تیرهای گروه B (تیرهای با خاموت حداقل) فاصله ترک‌ها به طور میانگین  $30\%$  کمتر مشاهده شد. همچنین برای تیرهای گروه C با  $1.0\%$  الیاف فلزی و  $0.25\%$  الیاف پلیمری نسبت به تیرهای گروه B فاصله ترک‌ها به طور میانگین حدود  $50\%$  درصد کمتر شد. همانطور که قبلاً بیان شد برای هر تیپ تیر دو نمونه مشابه ساخته شد. در اشکال فوق میانگین نتایج دو نمونه به عنوان نتیجه نهایی تیپ مورد نظر در نظر گرفته می‌شود.

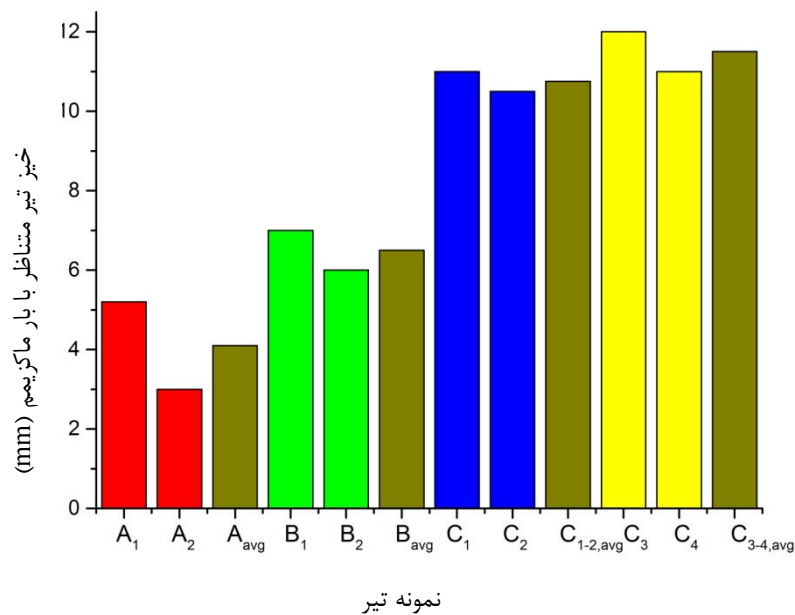


شکل ۵-۳۴- مقایسه نتایج فاصله ترک‌ها برای نمونه تیرهای گروه B و C

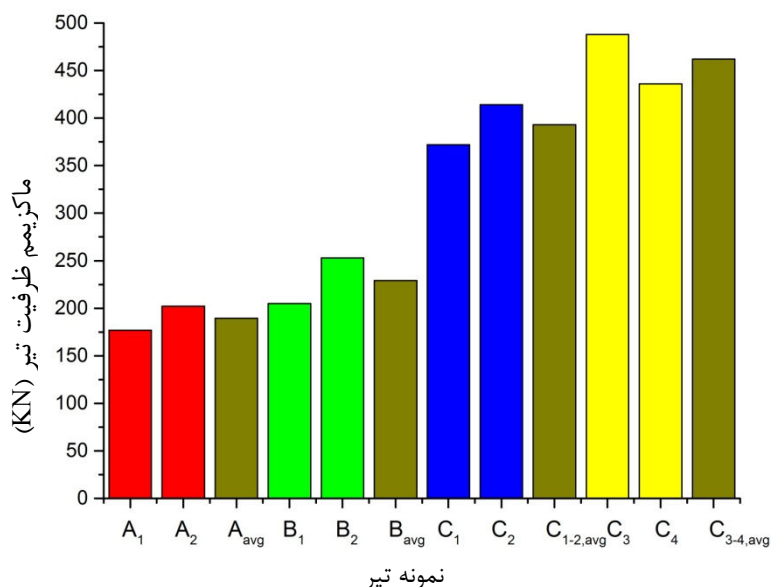
#### ۵-۱۰-۲- منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تیرها

با بررسی منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تیرهای مسلح به خاموت حداقل و تیرهای با بتن الیافی می‌توان مشاهده نمود که سختی تیرهای با خاموت وقتی ظرفیت به ۴۰ تا ۵۰ درصد ظرفیت نهایی می‌رسد، کاهش قابل توجهی می‌یابد در حالی که برای نمونه‌های بتن حاوی الیاف، سختی در طول مدت بارگذاری تا نقطه اوج کاهش کمتری پیدا می‌کند. این واقعیت اساساً با توجه به شکل و عرض ترک‌های قطری برشی در تیرهای دارای خاموت و تیرهای حاوی الیاف اتفاق می‌افتد. همانطوری که قبلاً بیان شد خاموت‌های فولادی که به صورت منظم در تیر جایگذاری می‌شوند می‌توانند تنش کششی را در محل ترک حتی با پیدایش ترک‌های بزرگ انتقال دهند. به همین دلیل شیب منحنی ظرفیت بار در نمونه‌های با خاموت بعد از نقطه ماکزیمم بار- تغییر مکان به نسبت سایر نمونه‌های دیگر ملایم‌تر می‌باشد. این در حالی است که در مقاطع مسلح شده به الیاف از بازشدگی ترک توسط مکانیزم پل زدن الیاف جلوگیری می‌شود ولی وقتی تنش کششی اصلی در محل ترک بحرانی از مقدار مقاومت کششی ترک بیشتر شود، ترک شروع به باز شدن نموده و الیاف شروع به بیرون کشیده شدن می‌نماید، که در نهایت منجر به کاهش ظرفیت برشی مقطع می‌شود. مطابق با نمودارهای بار- تغییر مکان نمونه تیرها و ترسیم نمودار خیز متناسب با بار ماکزیمم مطابق شکل (۵-۳۵) بر اساس نتایج

فوق، تیرهای گروه B (تیرهای با خاموت حداقل) و تیرهای گروه C (تیرهای بتنی حاوی الیاف فولادی و پلیمری) با ۰/۷۵٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری خیز متناسب با بار ماکزیمم تیر بتن الیافی در این حالت نسبت به تیر مسلح شده به خاموت حداقل حدود ۶۵ درصد رشد داشته است و همچنین برای تیر با ۱/۰٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری نسبت به تیر دارای خاموت حداقل حدود ۷۶ درصد رشد نموده است. ضمناً مطابق نمودارهای بار- تغییر مکان، نمونه تیرها و ترسیم نمودار نیروی ماکزیمم تیرها مطابق شکل (۵-۳۶) رشد ظرفیت باربری تیرهای دارای ۰/۷۵٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری و همچنین تیرهای شامل ۱/۰٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری نسبت به تیرهای دارای خاموت حداقل به ترتیب برابر با ۷۰ و ۱۰۰ درصد مشاهده گردید.

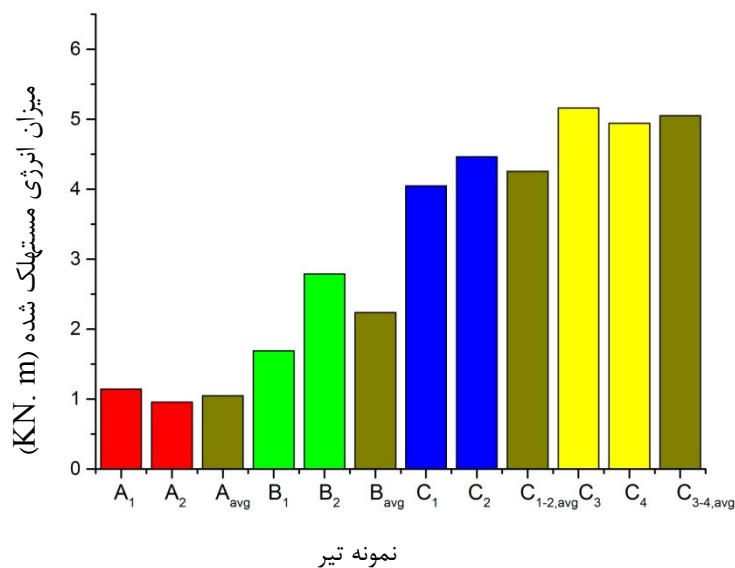


شکل ۵-۳۵ مقایسه نتایج خیز تیر متناظر با بار ماکزیمم نمونه تیرهای گروه C و B و A



شکل ۳۶-۵ مقایسه نتایج ماکزیمم ظرفیت تیر برای نمونه تیرهای گروه C و B و A

همچنین بر اساس نتایج نمودار بار- تغییر مکان نمونه تیرها و محاسبه انرژی مستهلک شده توسط نمونه‌ها مطابق شکل (۳۷-۵) می‌توان بیان داشت میزان انرژی مستهلک شده برای نمونه‌های تیر با بتن الیافی به نسبت ۰/۷۵٪ الیاف فلزی و ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری نسبت به نمونه تیر مسلح شده به خاموت حداقل به میزان ۹۰ درصد رشد داشته و نمونه تیر بتن الیافی با ۱/۰٪ الیاف فلزی و ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری نسبت به تیر مسلح شده به خاموت حداقل به میزان ۱۲۵ درصد رشد داشته است. بر اساس نتایج فوق، می‌توان شاهد افزایش شکل‌پذیری و استهلاک انرژی برای تیرهای با بتن الیافی نسبت به تیر دارای خاموت حداقل بود.

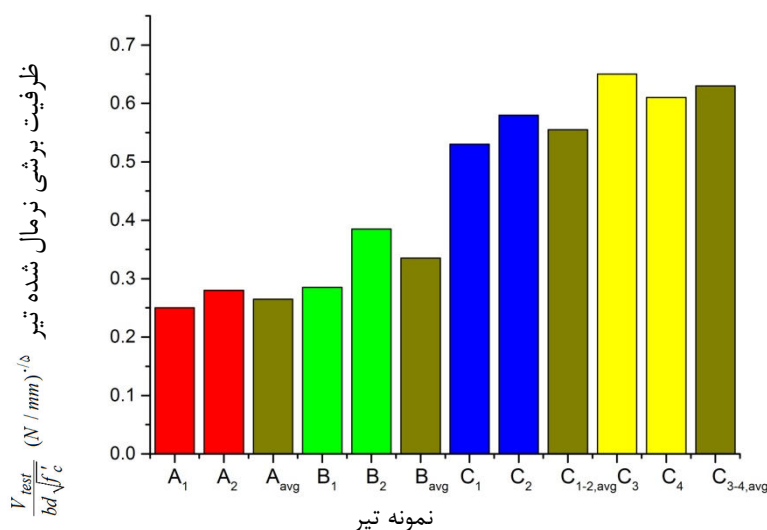


شکل ۳۷-۵ مقایسه نتایج انرژی مستهلک شده برای نمونه تیرهای گروه C و B و A

### ۵-۱۰-۳ تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی مقطع تیر بتن مسلح

با بررسی نتایج حاصل از تأثیر درصد آرماتور طولی بر ظرفیت برشی نرمال شده تیر بتن مسلح بدون خاموت و همچنین با خاموت حداقل مطابق شکل (۵-۳۸) بر اساس نتایج بارگذاری تیرها مطابق جداول (۴-۵)، (۵-۵) و (۶-۵) می‌توان مشاهده نمود که با افزایش درصد آرماتور طولی از ۲/۵ به ۴ درصد میزان افزایش ظرفیت برشی در تیرهای بتن مسلح بدون خاموت حدود ۱۲ درصد و در تیرهای مسلح شده با خاموت حداقل حدود ۳۵ درصد می‌باشد.

علت افزایش فوق به دلیل افزایش تأثیر درصد سهم آرماتور طولی به دلیل عملکرد شاخه‌ای در برابر بار برشی وارد بر مقطع می‌باشد. همچنین با بررسی نتایج تأثیر افزایش درصد آرماتور طولی از ۲/۵ به ۴ درصد بر افزایش ظرفیت برشی تیرهای بتن مسلح شامل الیاف ترکیبی ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری و ۰/۷۵٪ الیاف فلزی به میزان ۹٪ مشاهده گردید که علت افزایش فوق به دلیل افزایش تأثیر درصد سهم آرماتور طولی به دلیل عملکرد شاخه‌ای در برابر بار برشی می‌باشد. ضمناً برای تیرهای بتن مسلح شامل ۱٪ الیاف فلزی و ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری می‌توان بیان نمود که با افزایش درصد آرماتور طولی از ۲/۵ به ۴ درصد به دلیل درصد بالای الیاف مصرفی و احتمال گلوله‌ای شدن در اطراف میلگرد طولی باعث کاهش درصد سهم آرماتور طولی به دلیل عملکرد شاخه‌ای در برابر بار برشی می‌شود.



شکل ۵-۳۸ مقایسه نتایج ماکزیمم ظرفیت برشی نرمال شده برای نمونه تیرهای گروه A و B و C





## فصل ششم

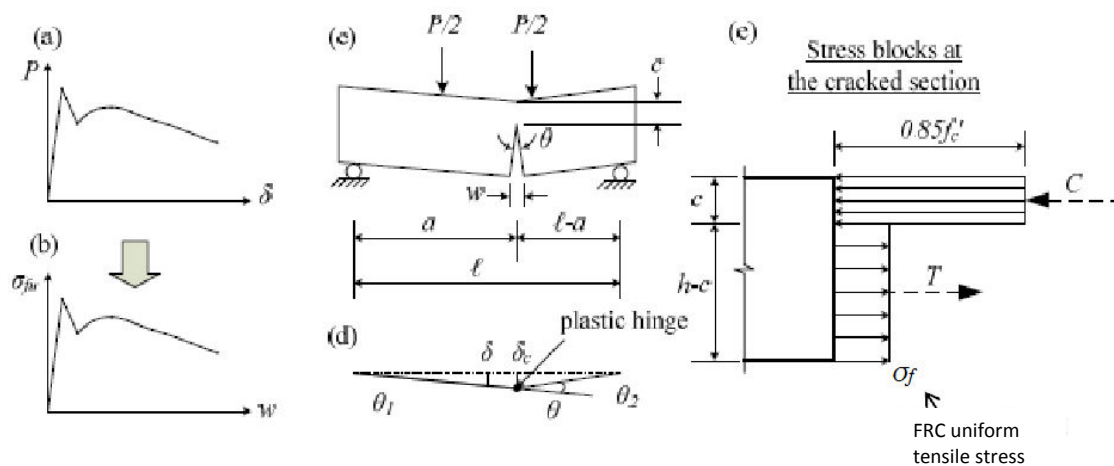
ارایه رابطه برای پیش‌بینی ظرفیت برشی تیرهای  
بتن‌الیافی بدون خاموت مورد بررسی در این تحقیق

## ۶-۱ مقدمه

در این فصل رابطه‌ای برای پیش‌بینی ظرفیت برشی تیرهای بتن الیافی بدون خاموت مورد بررسی در این تحقیق ارائه می‌شود. از مدل ارائه شده توسط دین و همکاران برای محاسبه مقاومت کششی یکنواخت بتن الیافی در عرض ترک‌های خمشی توسط الیاف فولادی استفاده گردید. برای محاسبه ظرفیت برشی تیر از مدل ارائه شده توسط عبدالعادل شعیب برای تیرهای بدون خاموت با الیاف فلزی استفاده شد. رابطه فوق با توجه به اندازه‌گیری‌های تجربی شکل ترک و خواص مکانیکی بتن ارائه می‌گردد. در ادامه نتایج حاصل، با نتایج واقعی حاصل از آزمایش تیرهایی با مقیاس  $\frac{1}{4}$  کنترل می‌شوند. در نهایت نتایج حاصل از آزمایش تیرهای فوق با مدل‌های پیشنهادی قبلی جهت محاسبه ظرفیت برشی مقایسه می‌شوند [۲۶ و ۵۶].

## ۶-۲ اندازه‌گیری مقاومت کششی یکنواخت بتن الیافی ( $\sigma_f$ )

در این بخش مقاومت کششی بتن الیافی در عرض ترک‌های کششی اندازه‌گیری می‌شود. برای محاسبه این مقاومت بر اساس نظریه دین و همکاران مطابق شکل (۶-۱) از یک مدل عددی به همراه نتایج آزمایش خمشی بر اساس استاندارد ASTM C1609 برای نمونه‌های بتن الیافی استفاده شد، که در آن میزان مقاومت کششی بتن الیافی با توجه به عرض ترک در هر لحظه قابل محاسبه می‌باشد [۲۶].



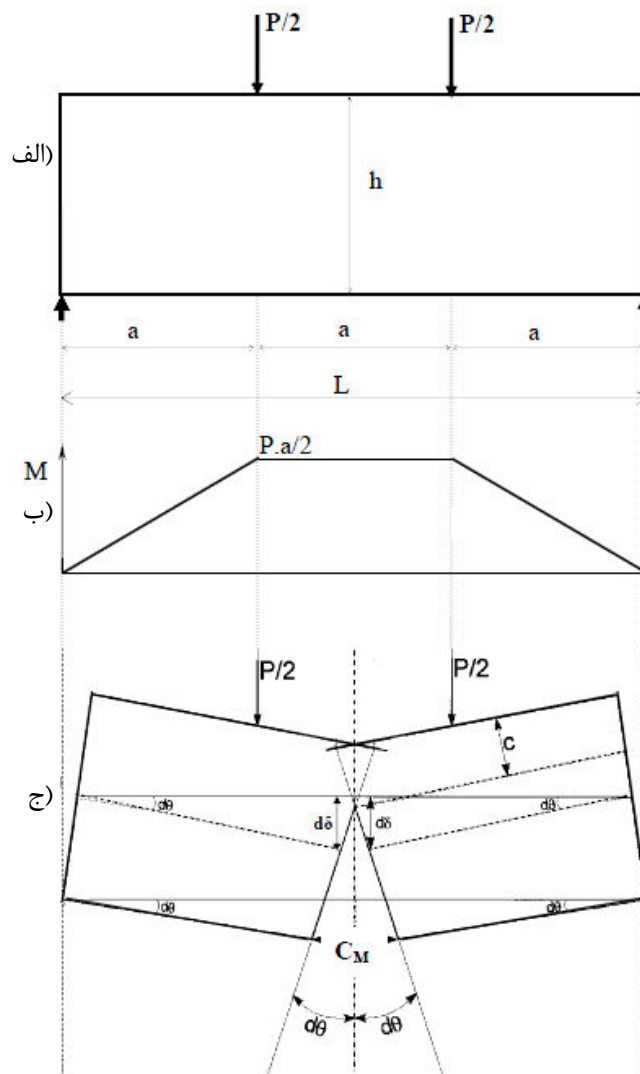
شکل ۱-۶ نمودار تنش کششی بتن الیافی در مقابل بار وارد بر مقطع تیر بر اساس ASTM C1609 [۲۶]

(a) نمودار بار- تغییر مکان (b) نمودار تنش کششی بتن الیافی - عرض ترک

(c) نمای بارگذاری تیر (d) نمودار خیز تیر - چرخش (e) دیاگرام ساده شده‌ی توزیع تنش در محل ترک

شکل (۲-۶) جزئیات نتایج آزمایش خمش بر اساس استاندارد ASTM C1609 و همچنین چرخش،

دو قطعه تیر را به صورت صلب بعد از ترک خوردگی نمایش می‌دهد.



شکل ۲-۶

الف) نمودار تیپ بارگذاری ۴ نقطه‌ای نمونه‌های بتن الیافی بر اساس استاندارد ASTM C1609 (ب) دیاگرام تغییرات لنگر خمشی نمونه (ج) شکل ایده‌آل ترک‌خوردگی نمونه تیر بر اساس استاندارد ASTM C1609 [۵۷]

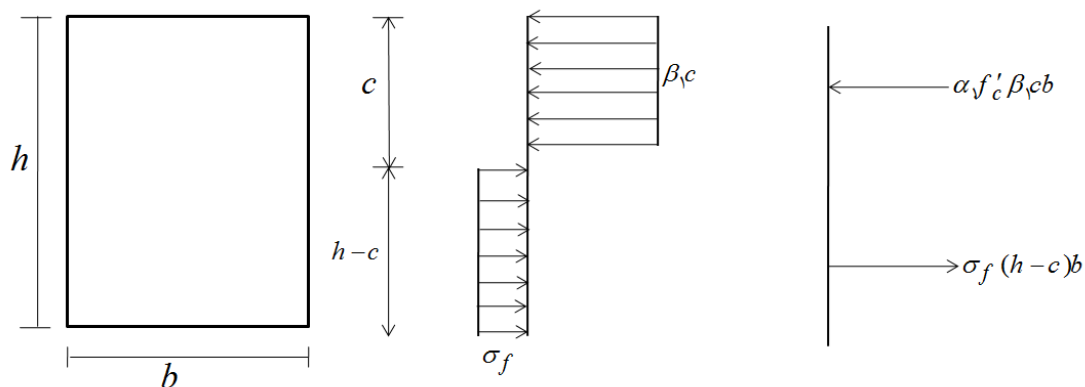
مطابق با مدل‌های خمشی برای بتن مسلح معمولی مطابق با آیین‌نامه ACI 318 بر اساس بلوک تنش مستطیلی معادل، مقدار تنش فشاری یکنواخت بتن برابر با  $\alpha_1 f'_c$  و ارتفاع بلوک تنش مستطیلی برابر  $\beta_1 C$  در نظر گرفته می‌شود.

بر اساس نتایج بلوک تنش مستطیلی معادل ویتنی مطابق شکل (۳-۶) مقادیر  $\alpha_1$  و  $\beta_1$  به صورت ذیل قابل محاسبه می‌باشند.

$$\alpha_1 = 0.185 - 0.0015f'_c \geq 0.067 \quad (1-6)$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025f'_c \geq 0.67 \quad (2-6)$$

مطابق شکل (۳-۶) توزیع تنش‌ها مطابق نتایج آزمایش خمشی نشان داده شده است.



شکل ۳-۶ توزیع تنش کششی یکنواخت نمونه بتن الیافی بر اساس نتایج آزمایش خمشی

مطابق شکل (۲-۶) مقادیر لنگر و تنش کششی یکنواخت و عرض ترک به صورت ذیل قابل محاسبه می‌باشند.

بر اساس تعادل لنگر نیروهای وارده در مقطع ترک نتیجه ذیل حاصل می‌شود:

$$M = \frac{pa}{2} \quad (3-6)$$

$$M = \alpha f'_c \beta_1 c b \left[ \frac{h + (1 - \beta_1)c}{2} \right] = \frac{pa}{2} \quad (4-6)$$

که مقدار  $c$  با توجه به معادله تعادل نیروها مطابق شکل (۳-۶) در هر لحظه از بارگذاری خمشی قابل محاسبه می‌باشد.

$$\sum c = \sum T \quad (5-6)$$

$$\alpha f'_c \beta_s c b = \sigma_f (h - c) b \quad (6-6)$$

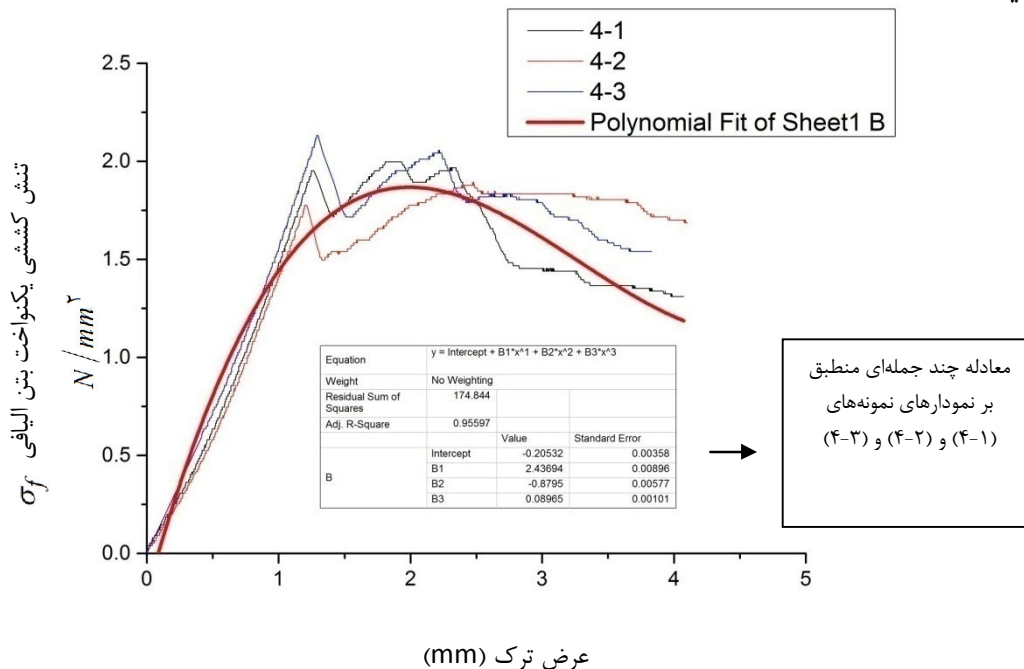
$$\sigma_f = \frac{\alpha f'_c \beta_s c b}{(h - c) b} \quad (7-6)$$

بر اساس شکل (۶-۲-ج) مقدار  $C_M$  مطابق فرمول (۸-۶) قابل محاسبه می‌باشد.

$$C_M = \tau d_\theta (h - c) = \tau (h - c) \frac{d\delta}{\Delta L} = \tau (h - c) \frac{d\delta}{L} \quad (8-6)$$

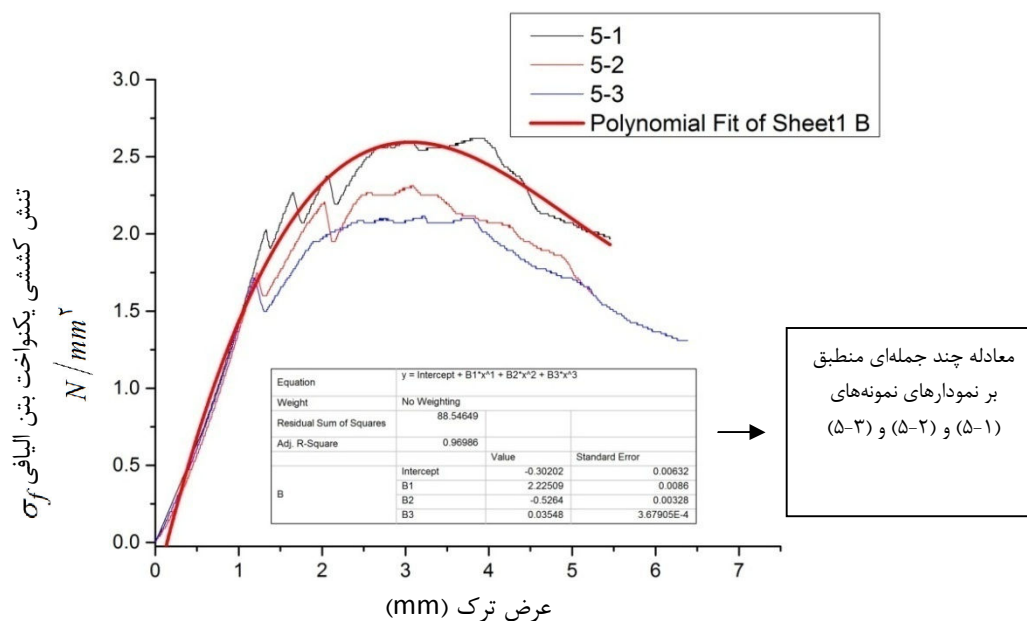
با توجه به نتایج فرمول‌های فوق نمودار تنش کششی بتن الیافی در مقابل بازشدگی ترک بر اساس نتایج ASTM C1609 با الیاف ترکیبی ۰/۷۵٪ الیاف فلزی و ۰/۲۵٪ الیاف پلی پروپیلن مطابق شکل (۴-۶) و همچنین با الیاف ترکیبی ۱/۰٪ الیاف فلزی و ۰/۲۵٪ الیاف پلی پروپیلن مطابق شکل (۵-۶)

ارائه گردیده است.



شکل ۴-۶ نمودار تنش کششی بتن الیافی در مقابل بازشدگی ترک بر اساس نتایج ASTM C1609

(۰/۷۵٪ الیاف فلزی + ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری)



شکل ۵-۶ نمودار تنش کششی بتن الیافی در مقابل بازشدگی ترک بر اساس نتایج ASTM C1609

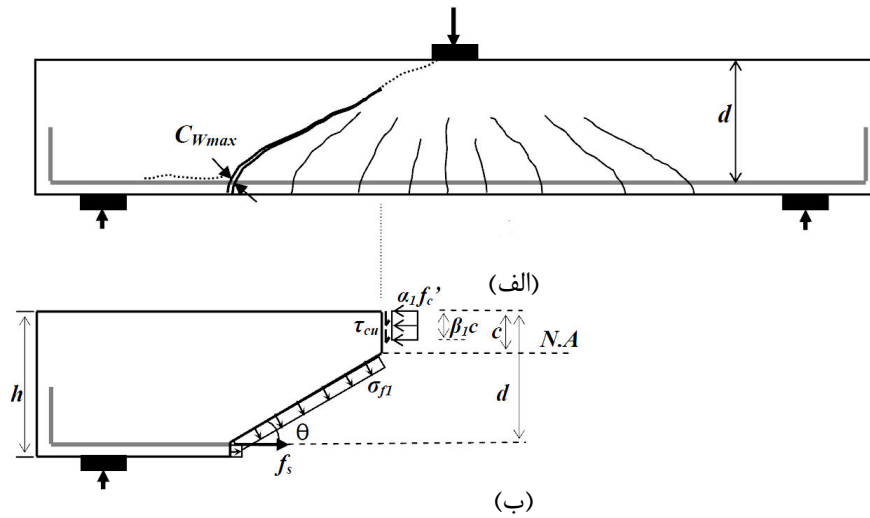
(۱٪ الیاف فلزی + ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری)

### ۳-۶ مدل پیشنهادی برای محاسبه ظرفیت برشی مقاطع بتن الیافی بدون خاموت

#### مورد بررسی در این تحقیق

در این بخش از مدل ارائه شده توسط عبدالعادل شعیب برای محاسبه ظرفیت برشی تیرهای بدون خاموت با الیاف فلزی استفاده شد [۵۶].

همانند شکل (۶-۶) یک ترک بحرانی را در لحظه خرابی برای یک تیر با بتن الیافی بدون خاموت در نظر بگیرید. معمولاً شکل ترک بحرانی بصورت منحنی بوده و معمولاً خرابی برشی به صورت سریع به سمت قسمت بتن فشاری گسترش پیدا می‌نماید. خرابی برشی می‌تواند با شکست بتن فشاری یا بدون شکست بتن اتفاق بیفتد.



شکل ۶-۶ الف) موقعیت ترک بحرانی برشی قبل از خرابی برشی ب) توزیع تنش در مسیر ترک و منطقه فشاری نمونه [۵۶]

اگر مطابق شکل (۶-۶) ارتفاع مقطع فشاری بتن را  $C$  در نظر بگیریم و زاویه مابین ترک بحرانی و میلگرد طولی را  $(\theta)$  در نظر بگیریم در مرحله نهایی در مقطع بحرانی برای ظرفیت برشی تیر بدون خاموت برشی، ظرفیت برشی به وسیله عوامل ذیل تامین می‌شود:

(۱) مقاومت برشی مقطع ترک نخورده قسمت فشاری؛

(۲) نیروی کششی الیاف که به صورت مکانیزم پل زدن مانع گسترش الیاف می‌شود؛

(۳) نیروی اصطکاک بین ذرات مصالح سنگی در راستای ترک برشی؛

(۴) عملکرد شاخه‌ای میلگرد طولی.

ظرفیت برشی مقاطع بتن الیافی بدون خاموت ( $V_{frc}$ ) شامل پارامترهای ذیل می‌باشد:

$$V_{frc} = V_{cc} + V_{ft} \quad (9-6)$$

$V_{cc}$  = مقاومت برشی قسمت ترک نخورده مقطع فشاری بتن.

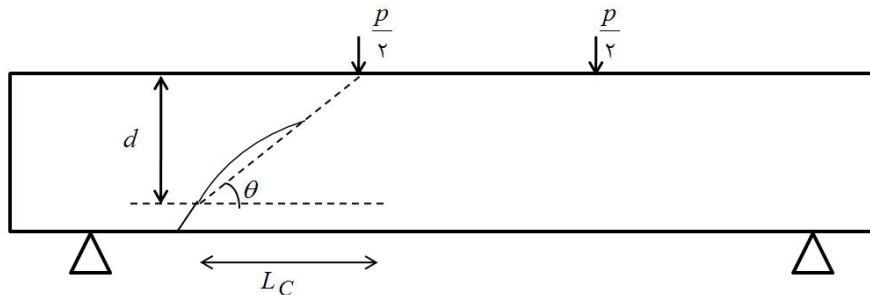
$V_{ft}$  = مؤلفه قائم ظرفیت برشی الیاف به دلیل عملکرد پل زدن.



۱-۳-۶ اندازه‌گیری زاویه ترک بحرانی با میلگرد طولی و همچنین موقعیت مقاطع بحرانی

مطابق شکل (۷-۶) زاویه ترک بحرانی با میلگرد طولی ( $\theta$ ) و همچنین موقعیت تلاقی ترک بحرانی با

نقطه بارگذاری ( $L_C$ ) برای نمونه تیرهای تحت بررسی نشان داده شده است.



شکل ۷-۶ شماتیک زاویه ترک بحرانی با میلگرد طولی ( $\theta$ ) و موقعیت تلاقی ترک بحرانی تا نقطه بارگذاری ( $L_C$ )

نتایج  $L_C$  و  $\theta$  برای نمونه‌های مختلف مطابق جدول (۱-۶) ارائه شده است.

جدول ۱-۶ مقادیر  $\theta$  و  $\frac{L_C}{d}$  برای نمونه تیرهای تحت بررسی

نام نمونه	$d$ (mm)	$f'_c$ (Mpa)	$\rho$ (درصد آرماتور طولی)	$L_C$ (mm)	$\frac{L_C}{d}$	$\theta$ درجه
A <sub>1-1</sub>	۲۶۵	۳۵/۹	۲/۵	۲۵۰	۰/۹۴۳	۲۷
A <sub>2-1</sub>	۲۶۵	۳۸/۷	۴	۲۳۰	۰/۸۶۷	۳۵
B <sub>1-2</sub>	۲۶۵	۳۷	۲/۵	۲۳۰	۰/۸۶۷	۳۰
B <sub>2-2</sub>	۲۶۵	۳۳/۲	۴	۳۰۰	۱/۱۳	۳۰
C <sub>1-2</sub>	۲۶۵	۳۷/۷	۲/۵	۳۰۰	۱/۱۳	۳۲
C <sub>2-2</sub>	۲۶۵	۳۶/۹	۴	۲۸۰	۱/۰۵	۳۰
C <sub>3-2</sub>	۲۶۵	۴۶/۷	۲/۵	۳۰۰	۱/۱۳	۳۰
C <sub>4-2</sub>	۲۶۵	۳۷/۲	۴	۲۳۰	۰/۸۶۷	۲۸
Average					۰/۹۹~۱	۳۰/۲۵~۳۰°

### ۶-۳-۲ ارتفاع مقطع فشاری بتن (C)

خرابی برشی در اکثر نمونه‌های تیر همراه با شکست بتن فشاری بین ترک برشی و نقطه بارگذاری همراه بود. به همین دلیل فرض می‌شود که کرنش بتن فشاری در حین خرابی برشی به مقدار  $0.0035 \text{ mm/mm}$  بر اساس آیین‌نامه ACI 318 برای نمونه‌های بتن معمولی در حالت طراحی خمشی رسیده است. همچنین بر اساس نتایج مقاومت فشاری نمونه‌های بتن الیافی مطابق بخش (۴-۷-۱) تاثیر الیاف بر افزایش مقاومت فشاری چندان چشمگیر نبوده ولی باعث افزایش شکل‌پذیری بعد از نقطه ماکزیمم بارگذاری می‌شود. در مدل فوق تنش فشاری یکنواخت را برابر با  $\alpha_1 f'_c$  و همچنین  $\beta_1 C$  را برای ارتفاع بلوک تنش مستطیلی معادل، مشابه تیرهای بتن مسلح مطابق شکل (۶-۳) در نظر می‌گیریم. لذا مقدار  $\alpha_1$  و  $\beta_1$  بر اساس معادلات (۶-۱) و (۶-۲) قابل محاسبه می‌باشند.

مطابق شکل (۶-۶) معادله تعادل نیروها را در جهت افق بررسی می‌نماییم.

$$\sum f_x = 0 \rightarrow \alpha_1 f'_c \beta_1 c b - \sigma_{f_1} b \left( \frac{d-c}{\sin \theta} \right) \sin \theta - \sigma_{f_1} (h-d)b - A_s f_s = 0 \quad (10-6)$$

$$\rightarrow \alpha_1 f'_c \beta_1 c b - \sigma_{f_1} (h-c)b - A_s f_s = 0$$

$$C = \frac{A_s f_s + \sigma_{f_1} b h}{(\alpha_1 f'_c \beta_1 + \sigma_{f_1}) b} \quad (11-6)$$

بر اساس استاندارد CSA A23.3-04 مقدار کرنش آرماتور طولی ( $\epsilon_s$ ) تقریباً دو برابر کرنش بتن فشاری ( $\epsilon_x$ ) بر اساس رابطه (۶-۱۲) قابل محاسبه می‌باشد. ضمناً لازم به توضیح می‌باشد در رابطه (۶-۱۲) برای نمونه‌های بتن مسلح مقدار  $V$  برابر با نیروی برشی انتقالی بین ذرات مصالح سنگی می‌باشد ولی در نمونه‌های بتن الیافی به دلیل عرض ترک زیاد، مقدار نیروی قفل و بست ذرات مصالح سنگی قابل صرف‌نظر کردن می‌باشد. به علت فوق مکانیزم پل زدن الیاف جایگزین نیروی قفل و بست ذرات مصالح سنگی در ترک برشی می‌شود.

$$\epsilon_x = \frac{M/d_v + V}{2E_s A_s} \quad (12-6)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s = \frac{M/\cdot/9d + V}{A_s} \leq f_y \quad (13-6)$$

برای بارگذاری نمونه تیرهای فوق در حالت  $\frac{a}{d} > 2/6$  در نقطه ترک بحرانی به فاصله  $L_c \sim d$  از نقطه بارگذاری مقدار  $M$  به صورت ذیل قابل محاسبه می‌باشد.

$$M = V(a-d) = Vd\left(\frac{a}{d} - 1\right) \quad (14-6)$$

با جایگذاری رابطه فوق

$$f_s = \frac{V}{\cdot/9A_s} \left(\frac{a}{d} - 1\right) \leq f_y \quad (15-6)$$

بر اساس معادله (15-6) مقدار نیروی برشی  $V$  در مقطع بحرانی ابتدا می‌بایستی تخمین زده شود و سپس مقدار  $V_{frc1}$  محاسبه شده در این مدل با مقدار  $V$  ابتدایی مقایسه می‌شود. این مراحل تا تساوی  $V \sim V_{frc1}$  ادامه می‌یابد.

### ۳-۳-۶ محاسبه $V_c$

مطابق شکل (۶-۶) مقاومت برشی ناشی از بلوک فشاری بتن ( $V_{cc}$ ) بر اساس فرمول ذیل قابل محاسبه می‌باشد.

$$V_{cc} = \tau_{cu} \cdot \beta_1 c b \quad (17-6)$$

که مقدار  $\tau_{cu}$  تنش برشی نهایی در بلوک فشاری در حالتی که تنش فشاری یکنواخت  $\alpha_1 f'_c$  بر مقطع وارد می‌شود می‌باشد. برای محاسبه  $\tau_{cu}$  از رابطه پیشنهادی برای برسلر و پیستر<sup>۱</sup> بتن معمولی در حالت خرابی ترکیب نیروی فشاری و تنش برشی استفاده گردیده است.

$$\frac{\tau_{cu}}{f'_c} = 0.1 \sqrt{0.62 + 7/86 \left(\frac{\sigma_{cu}}{f'_c}\right) - 8/46 \left(\frac{\sigma_{cu}}{f'_c}\right)^2} \quad (18-6)$$

<sup>۱</sup> . Bresler and pister

که مقدار  $\sigma_{cu}$  و  $\tau_{cu}$  تنش فشاری و برشی یکنواخت نهایی می‌باشند.

بر اساس توضیحات فوق مطابق با شکل (۶-۶) برای مدل فوق مقدار  $\frac{\sigma_{cu}}{f'_c} = \alpha_1$  می‌باشد. با

جایگذاری  $\frac{\sigma_{cu}}{f'_c} = \alpha_1$  معادله (۶-۱۸) به صورت رابطه (۶-۱۹) ساده می‌شود.

$$\tau_{cu} = 0.17 f'_c \sqrt{0.62 + 7/16 \alpha_1 - 8/46 \alpha_1^2} \quad (۶-۱۹)$$

برسler و پیستر برای مقدار  $f'_c$  در معادله (۶-۱۸) محدوده خاصی را مشخص نمودند. ولی برای نمونه‌هایی با  $21 \text{Mpa} < f'_c < 41 \text{Mpa}$  همبستگی خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و تئوری مشاهده نمودند [۵۸].

#### ۶-۳-۴ محاسبه نیروی برش ناشی از کشش الیاف ( $V_{ft}$ )

مقدار نیروی کششی بتن الیافی در عرض ترک برشی بحرانی قبل از خرابی، به عرض ترک که در طول ترک متغیر می‌باشد بستگی دارد. تعداد الیاف قطع شده توسط ترک و همچنین توزیع و چیدمان آن می‌تواند بر مقدار نیروی کششی بتن الیافی در محل ترک بحرانی برشی تاثیر داشته باشد. همانند شکل (۶-۶) تنش کششی یکنواخت  $\sigma_{f_1}$  را عمود بر مسیر ترک در نظر می‌گیریم. مؤلفه برشی قائم ناشی از این نیروی کششی به صورت ذیل قابل محاسبه می‌باشد.

$$V_{ft} = \sigma_{f_1} b \cdot \frac{d-c}{\sin \theta} \cdot \cos \theta = \sigma_{f_1} \times b \times \frac{d-c}{\tan \theta} \quad (۶-۲۰)$$

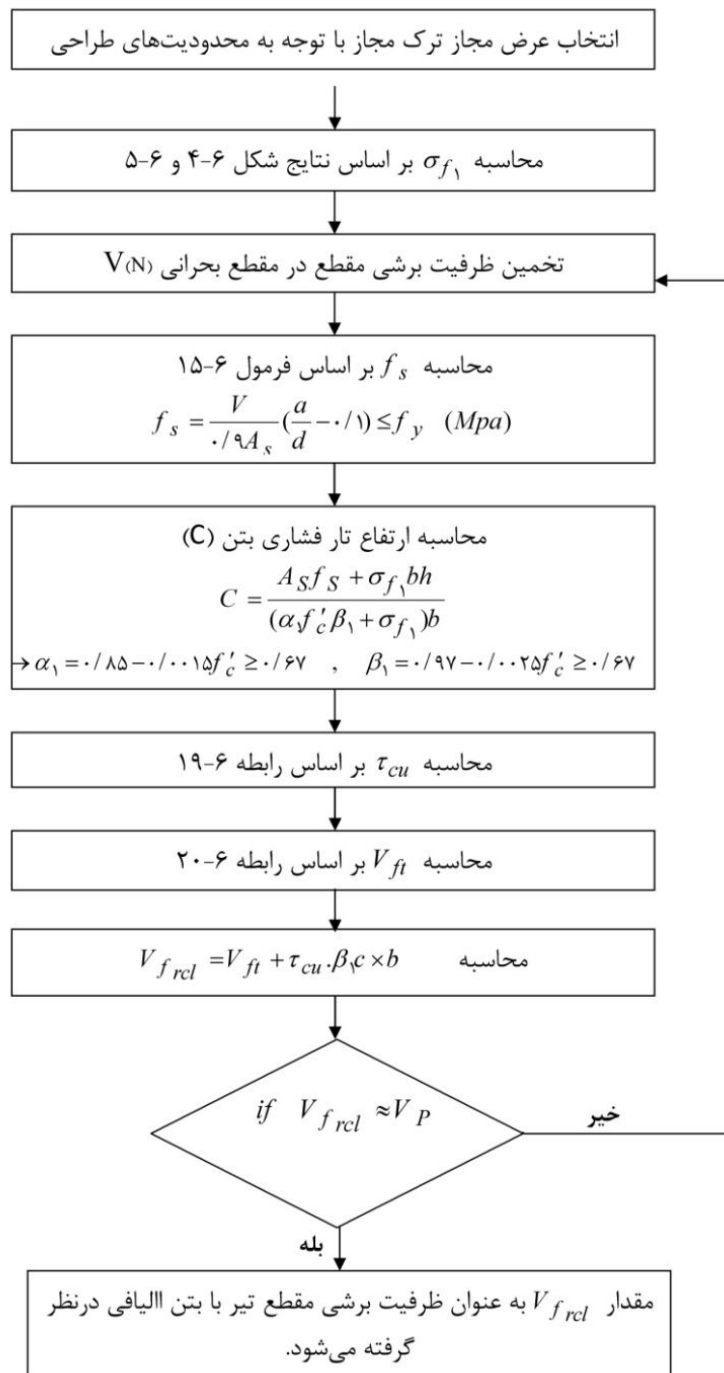
مطابق بخش (۶-۳-۱) مقدار زاویه ترک بحرانی بر اساس نتایج این تحقیق  $\theta = 30^\circ$  اندازه‌گیری شد. مقدار تنش کششی یکنواخت  $\sigma_{f_1}$  بر اساس نتایج آزمایش خمش ASTM C1609 قابل محاسبه می‌باشد. با مشاهده مقاطع تیر که تحت بارگذاری قرار گرفتند، دقیقاً قبل از خرابی برشی مقدار ماکزیمم عرض ترک و همچنین ارتفاع بلوک فشاری قابل بررسی می‌باشد. با اندازه‌گیری عرض ترک ماکزیمم ( $C\omega_{max}$ ) مقدار  $\sigma_{f_1}$  قابل محاسبه می‌باشد.

۵-۳-۶ خلاصه رابطه پیشنهادی جهت محاسبه ظرفیت برشی مقاطع مورد بررسی با

بتن الیافی

ظرفیت برشی پیشنهادی بر اساس نتایج عددی و نتایج آزمایشگاهی نمونه تیرهای تحت بررسی به

صورت فلوجارت ذیل می‌باشد:



۶-۳-۶ ارزیابی مقادیر ارائه شده برای ظرفیت برشی نمونه تیرهای مورد بررسی

نتایج عددی حاصل از مدل ارائه شده مطابق جدول (۲-۶) بیان می‌گردد:

جدول ۲-۶ ارزیابی نتایج حاصل از فرمول پیشنهادی مقاومت برشی تیر با نتایج آزمایشگاهی

نام نمونه	$b$ (mm)	$h$ (mm)	$d$ (mm)	$f'_c$ (Mpa)	$\rho$ %	$\frac{a}{d}$	$\frac{L_f}{D_f}$	$V_f$ الیاف فلزی %	$V_{test}$ (KN)	$V_{frc1}$ (KN)	$\frac{V_{test}}{V_{frc1}}$
C <sub>۱-۲</sub>	۲۲۰	۳۰۰	۲۶۵	۳۷/۷	۲/۵	۲/۶	۶۲/۵	۰/۷۵	۳۸۱	۳۹۸	۰/۹۵
C <sub>۲-۲</sub>	۲۲۰	۳۰۰	۲۶۵	۳۶/۹	۴	۲/۶	۶۲/۵	۰/۷۵	۳۹۶	۳۹۶	۱
C <sub>۳-۲</sub>	۲۲۰	۳۰۰	۲۶۵	۴۰/۷	۲/۵	۲/۶	۶۲/۵	۱	۴۷۳	۵۰۲	۰/۹۴
C <sub>۴-۲</sub>	۲۲۰	۳۰۰	۲۶۵	۳۷/۲	۴	۲/۶	۶۲/۵	۱	۴۳۰	۴۷۰	۰/۹۱۴

با توجه به رابطه ارائه شده جهت پیش‌بینی مقاومت برشی مقاطع تیر با بتن الیافی در محدوده مورد نظر از لحاظ ابعاد، نتایج آزمایشگاهی با نتایج فرمول پیشنهادی از انطباق خوبی برخوردار بودند.

۶-۴ مقایسه مقاومت برشی نمونه‌های آزمایشگاهی با نتایج پیش‌بینی شده

### توسط سایر محققان و ارایه رابطه پیشنهادی مقاومت برشی

همانطور که بیان شد الیاف فولادی با توجه به پخش در حجم تیر، در محل ایجاد ترک‌های قطری به دلیل تحمل مقاومت کششی باعث افزایش ظرفیت برشی مقطع خواهند شد. بنابراین در این بخش صحت هفت مدل آزمایشگاهی جهت پیش‌بینی مقاومت برشی تیرهای بتن الیافی مطابق پیوست (۴) مورد بررسی قرار می‌گیرد.

نتایج آزمایشگاهی و نتایج حاصل از رابطه‌های پیشنهادی سایر محققین در شکل (۶-۸) و جدول (۶-۳) نمایش داده شده است. داده‌های اولیه بر اساس نتایج پارامونتی سینس [۳۷] ارائه شده است. داده‌های آزمایشگاهی و نتایج مدل‌های پیشنهادی در محدوده وسیعی قرار گرفته است. اگر چه مدل‌های ارائه شده توسط شرما<sup>۱</sup> [۴۱] و کانتیا و همکاران<sup>۲</sup> [۴۳] عموماً نظیر مدل ارائه شده توسط نارایانان و درویش<sup>۳</sup> [۲۷]، امام و همکاران<sup>۴</sup> [۴۲]، کواک و همکاران [۳۱]، آشور و همکاران<sup>۵</sup> [۳۰] و شین و همکاران<sup>۶</sup> [۵۹] دقت زیادی نداشتند ولی محدوده وسیعی را تحت پوشش قرار دادند. همه مدل‌ها به جز مدل امام و همکاران [۴۲] اثر ابعاد مقطع را در مدل پیشنهادی خود مشاهده نکردند، به این دلیل نتوانستند مدل دقیق برای پیش‌بینی مقاومت برشی ارائه نمایند.

جدول ۶-۳ مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مدل پیشنهادی مقاومت برشی

نام نمونه	نتایج آزمایشگاهی مقاومت برشی (MPa)	مقاومت برشی نمونه آزمایشگاهی						
		Sharma	Narayanan and Darvish	Imam et al.	Kwak et al.	Ashour et al.	Shine et al.	Khuntia et al.
C <sub>1-2</sub>	۳/۲۶	۱/۲۸	۱/۳۱	۰/۹۳۶	۱/۲۹	۱/۴۸	۰/۹۳	۱/۸۷
C <sub>2-2</sub>	۳/۳۹	۱/۳۵	۱/۱۴	۰/۷۲۱	۱/۲	۱/۳۲	۰/۷۲	۱/۹۶
C <sub>3-2</sub>	۴/۰۵	۱/۵۴	۱/۴۲	۱	۱/۴۱	۱/۶۴	۱/۰۷۳	۱/۹۶
C <sub>4-2</sub>	۳/۶۸	۱/۴۶	۱/۲۳	۰/۶۸	۱/۱۹	۱/۳	۰/۷۴	۱/۸۶

<sup>2</sup> Sharma

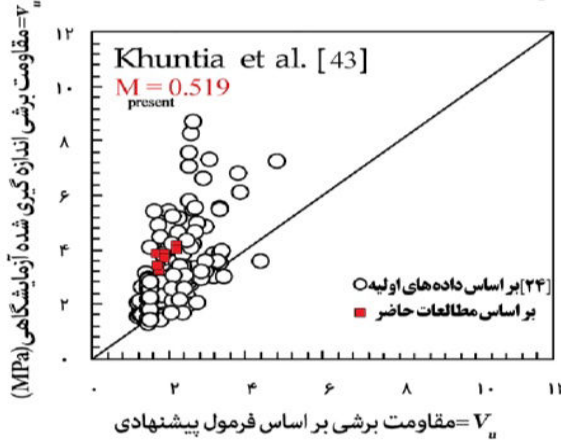
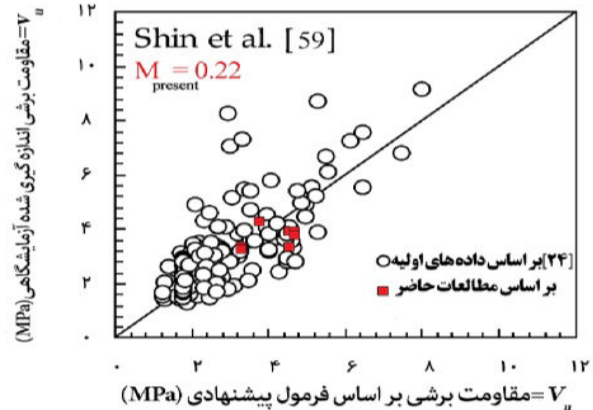
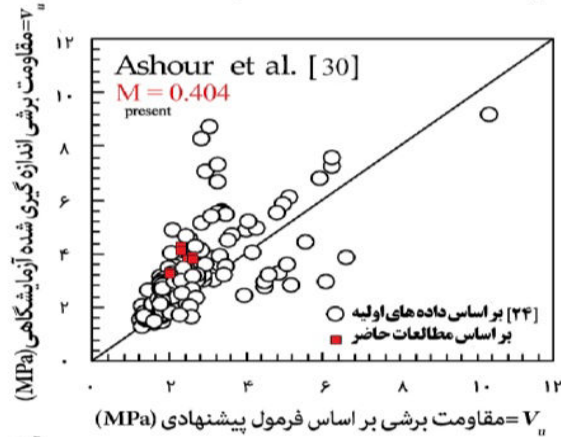
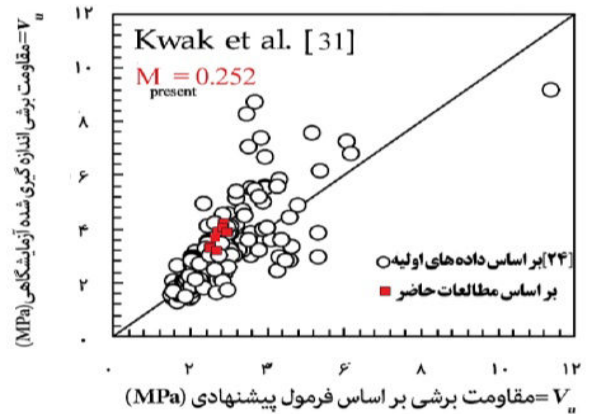
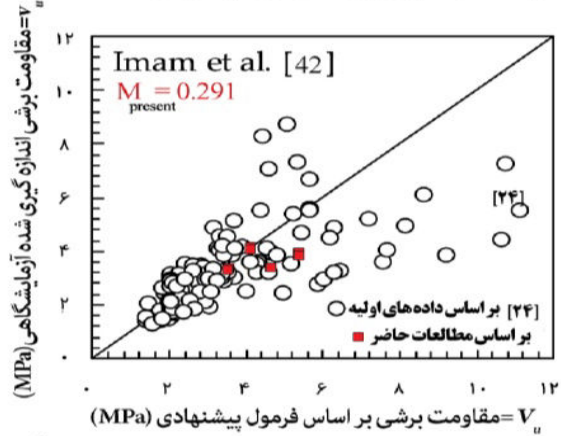
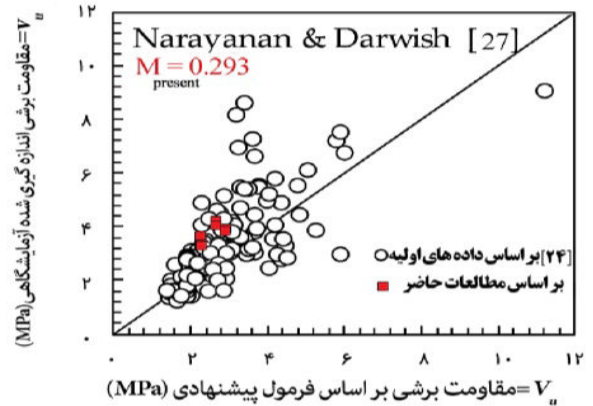
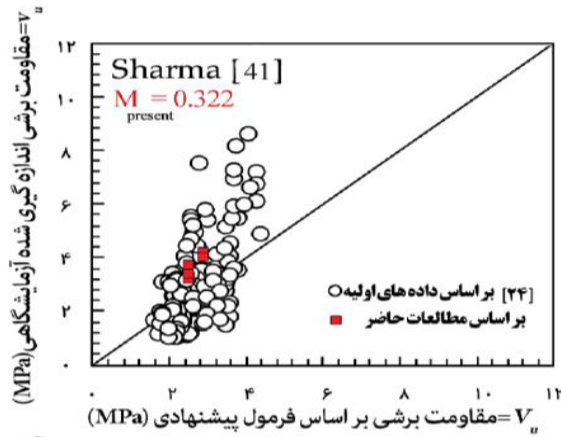
<sup>3</sup> Khuntia et al.

<sup>4</sup> Narayanan et al.

<sup>5</sup> Imam et al.

<sup>6</sup> Ashour et al.

<sup>7</sup> Shin et al.



شکل ۶-۸ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و نتایج حاصل از فرمول‌های پیشنهادی



به منظور بررسی میزان کمی خطا در مدل‌های پیشنهادی دیگران، پارامتر ضریب خطا (M) بوسیله

$$M = \frac{1}{S_{ave}(t, t_0)} \left( \sum [S_0(t, t_0) - S_p(t, t_0)]^2 / n - 1 \right)^{\frac{1}{2}}$$

نوئل و همکاران<sup>۱</sup> [۶۰] به صورت رابطه

گردید که در آن  $S_0(t, t_0)$  برابر با مقدار مقاومت برشی مشاهده شده در آزمایش و  $S_p(t, t_0)$  برابر با

مقاومت برشی پیشنهادی،  $S_{ave}(t, t_0)$  میانگین مقاومت‌های برشی مشاهده شده در آزمایش برای

نمونه‌ها و  $n$  تعداد نمونه‌ها می‌باشد. بر اساس تحقیقات محققان قبلی تا مقدار ۰/۱۵ برای پارامتر

ضریب خطا مدل پیشنهادی، مقاومت برشی از دقت خوبی برخوردار می‌باشد [۶۰ و ۶۱].

در انتها با استفاده از نتایج آزمایشگاهی این تحقیق و با بررسی پارامترهای حساس در روابط پیشنهاد

شده توسط سایر محققین، برای پیش بینی مقاومت برشی بتن مسلح به الیاف مطابق رابطه (۶-۲۱)

پیشنهاد می‌شود که از دقت مناسبی برخوردار است ( $R^2 = 0.98$ ):

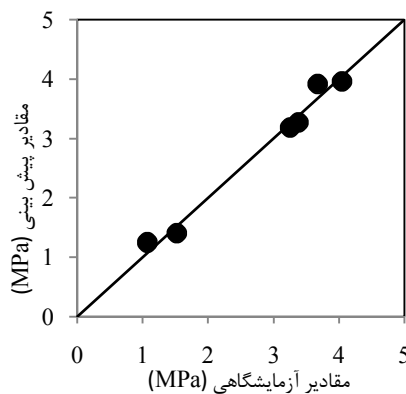
$$V_u = (0.167 + 0.664 V_f \frac{l_f}{d_f}) \sqrt{f'_c} + 13/17 (\rho \frac{d}{a})^{0.85} \quad (۶-۲۱)$$

$l_f$  = طول الیاف ،  $d_f$  = قطر الیاف ،  $f'_c$  = مقاومت فشاری بتن ،  $\rho$  = درصد آرماتور طولی ،  $\frac{a}{d}$  =  $\frac{\text{طول دهانه برش}}{\text{ارتفاع تیر}}$

مقایسه نتایج آزمایشگاهی در مقابل نتایج پیش بینی بدست آمده از رابطه (۶-۲۱) در شکل (۶-۹)

نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود نتایج پیش بینی از دقت قابل قبولی در برابر

داده‌های آزمایشگاهی برخوردار است.



شکل ۹-۶ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و نتایج پیش بینی حاصل از رابطه پیشنهادی رابطه (۶-۲۱)

<sup>۱</sup>. Naville et al



## فصل هفتم

### نتیجه‌گیری و ارایه پیشنهادات برای کارهای آتی

## ۷-۱ نتیجه گیری

همان طور که در فصل اول این رساله بیان شد، هدف کلی این تحقیق بررسی ترکیب الیاف فلزی موج دار با قلاب انتهایی و الیاف پلی پروپیلن اصلاح شده جهت پذیرش به عنوان جایگزین آرماتور برشی حداقل در مقاطع بتن آرمه بر اساس ACI 318-2011 بوده و همچنین بهبود رفتار برشی تیرهای بتن آرمه با استفاده از الیاف فوق می باشد، که بدین منظور چهار هدف اصلی به شرح ذیل تعیین گردید.

۱- انتخاب طرح اختلاط مناسب با در نظر گرفتن مقاومت مورد نظر و بررسی خواص مکانیکی طرح پیشنهادی؛

۲- بررسی رفتار بیرون کشیدگی الیاف پیشنهادی و مقایسه آن با رفتار الیاف فقط دارای موج یا قلاب، هر نمونه به تنهایی؛

۳- اندازه گیری مقاومت برشی مقاطع تیر بتن آرمه در حالت بتن معمولی و همچنین با خاموت حداقل و نیز در حالت مسلح شده به الیاف فولادی و پلی پروپیلن پیشنهادی هر کدام به طور جداگانه و نیز بررسی خیز وسط دهانه و توسعه ترک در هر حالت؛

۴- آنالیز اطلاعات بدست آمده در مراحل فوق و کنترل آن با نتایج حاصل از مدل های پیشنهادی قبلی و در انتهای ارایه رابطه پیشنهادی مقاومت برشی بر اساس نتایج فوق.

### ۷-۱-۱ نتایج حاصل از ارزیابی خواص مکانیکی طرح اختلاط پیشنهادی

به منظور ارزیابی خصوصیات مکانیکی طرح اختلاط پیشنهادی آزمایشات مربوط به تعیین مقاومت فشاری، مقاومت کششی غیر مستقیم (دو نیم شدن) انجام گردید که میزان افزایش مقاومت فشاری و کششی غیر مستقیم بتن الیافی شامل الیاف فولادی و پلی پروپیلن نسبت به بتن معمولی با اضافه نمودن درصد حجم الیاف فلزی به میزان ۱/۰٪ و الیاف پلی پروپیلن به میزان ۰/۲۵٪ به ترتیب برابر ۲۷٪ و ۶۶٪ اندازه گیری شد.

## ۲-۱-۷ نتایج حاصل از بررسی رفتار بیرون کشیدگی الیاف

در این بخش برای بررسی رفتار الیاف موجدار دو سری نمونه با طول مدفون ۱۵ و ۲۵ میلی‌متر و برای الیاف قلابدار یک سری نمونه با طول مدفون ۲۵ میلی‌متر و برای الیاف موجدار با قلاب انتهایی دو سری نمونه با طول مدفون ۱۵ و ۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شد. با بررسی رفتار الیاف موجدار با قلاب انتهایی در مقایسه با الیاف فقط دارای قلاب انتهایی بر اساس نتایج آزمایشگاهی بیرون کشیدگی الیاف می‌توان مشاهده نمود که الیاف پیشنهادی بعد از نقطه ماکزیمم نیرو، با شیب کمتری دچار افت نیرو می‌شوند که در نتیجه عملکرد مناسب قسمت موجدار فوق می‌باشد که باعث افزایش شکل‌پذیری و مستهلک نمودن انرژی در محل ترک می‌شود.

## ۳-۱-۷ نتایج حاصل از ارزیابی رفتار خمشی

در این بخش آزمون خمش بر روی نمونه‌های بتن معمولی و الیافی انجام شد که در نمونه‌های سری اول از بتن معمولی و سری دوم فقط از الیاف پلی‌پروپیلن به میزان ۰/۲۵ درصد حجم بتن و در سری‌های سوم و چهارم و پنجم از الیاف پلی‌پروپیلن به میزان ثابت ۰/۲۵ درصد حجم بتن و مقادیر الیاف فلزی موجدار دارای قلاب انتهایی به ترتیب به میزان ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ درصد حجم بتن استفاده گردید.

نمونه‌های خمشی مربوط به بتن معمولی و نمونه مسلح فقط به الیاف پلی‌پروپیلن به صورت آبی، بعد از پیدایش اولین ترک دچار خرابی شدند و نمونه‌های مسلح شده به ۰/۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن و ۰/۵٪ الیاف فلزی رفتار نرم‌شدگی تغییر مکانی و نمونه‌های مسلح شده به ۰/۷۵٪ و ۱٪ الیاف فلزی، رفتار سخت‌شدگی تغییر مکانی از خود بروز داده‌اند. ارزیابی مشخصات مکانیکی این مصالح مرکب از طریق بررسی پارامترهای خمشی شامل ظرفیت باربری (تنش خمشی معادل)، ظرفیت تغییر مکان و نحوه ترک‌خوردگی به عنوان تابعی از درصد حجمی الیاف صورت پذیرفته است. بر همین اساس نتایج و مشاهدات ذیل حاصل شد:

– تمامی نمونه‌های مسلح به ۰/۷۵٪ و ۱٪ الیاف فولادی موج‌دار با قلاب انتهایی رفتار سخت‌شدگی تغییر مکانی از خود نشان دادند. به عبارتی با افزایش درصد حجمی الیاف فولادی از ۰/۵٪ به ۰/۷۵٪ و ۱٪ باعث تغییر رفتار مصالح از حالت نرم‌شدگی به حالت سخت‌شدگی تغییر مکانی می‌گردد.

– بروز رفتار سخت‌شدگی باعث افزایش ظرفیت باربری مصالح بعد از ایجاد اولین ترک شده است ولیکن تاثیر چندانی بر مقاومت نظیر اولین ترک‌خوردگی ندارد. افزایش ظرفیت باربری با افزایش تغییر مکان، چشمگیرتر شده به طوری که میزان این افزایش در نقاط  $\frac{L}{300}$  و  $\frac{L}{150}$  برای نمونه‌های مسلح به ۰/۷۵٪ الیاف نسبت به ۰/۵٪ الیاف به ترتیب برابر ۱۳٪ و ۱۸٪ و برای نمونه‌های مسلح به ۱٪ الیاف نسبت به ۰/۵٪ الیاف به ترتیب برابر ۳۰٪ و ۳۵٪ می‌باشد.

– ظرفیت تغییر مکان (تغییر مکان نظیر حداکثر نیرو) با پیدایش رفتار سخت‌شدگی به طور چشمگیری افزایش می‌یابد. تغییر مکان نظیر حداکثر نیرو در نمونه‌های مسلح به ۰/۷۵٪ الیاف نسبت به ۰/۵٪ الیاف در حدود ۱۲/۵٪ و در نمونه‌های مسلح به ۱٪ الیاف نسبت به ۰/۵٪ الیاف در حدود ۵۶٪ رشد می‌یابد.

– در نمونه‌های مسلح شده به ۰/۵٪ الیاف فلزی گسیختگی نمونه از طریق ایجاد یک ترک و بازشدگی موضعی همان ترک می‌باشد ولی در نمونه‌های مسلح شده به ۰/۷۵٪ و ۱٪ الیاف فلزی به علت بروز پدیده سخت‌شوندگی ابتدا ترک‌خوردگی متعدد رخ داده و سپس این ترک‌ها به یکدیگر متصل شده و نمونه گسیخته می‌شود.

– در نمونه‌های مسلح شده به الیاف پلی‌پروپیلن به تنهایی و نمونه‌های بتن معمولی بعد از مشاهده اولین ترک، مقطع به صورت آنی دچار خرابی شد زیرا در بتن معمولی مکانیزمی برای کنترل بازشدگی وجود نداشته و در بتن با الیاف پلی‌پروپیلن تاثیر الیاف فقط در افزایش بسیار اندک ظرفیت در هنگام اولین ترک می‌باشد.

— با اضافه نمودن حداقل ۰/۵٪ الیاف فلزی با توجه به مشخصات ارائه شده و ۰/۲۵٪ الیاف پلی پروپیلن و انجام آزمایش بر اساس دستورالعمل ASTM C1609 و بررسی شرایط پذیرش الیاف ترکیبی به عنوان جایگزین آرماتور برشی حداقل بر اساس استاندارد ACI 318-2011 الیاف فوق مورد پذیرش واقع شدند.

#### ۷-۱-۴ نتایج حاصل از بارگذاری تیرها با مقیاس $\frac{1}{4}$

در این بخش رفتار برشی ۱۶ تیر بتن آرمه که با مقیاس  $\frac{1}{4}$  و نسبت دهانه برش به ارتفاع مؤثر  $(\frac{a}{d})$  برابر با ۲/۶ در سه گروه ساخته شد مورد بررسی قرار گرفت. گروه اول شامل چهار نمونه فاقد الیاف و خاموت برشی بوده و گروه دوم نیز شامل چهار نمونه فاقد الیاف و مسلح به خاموت برشی حداقل می‌باشد و گروه سوم شامل هشت نمونه دیگر بدون خاموت برشی با بتن الیافی ترکیبی با نسبت ۰/۷۵٪ الیاف فولادی (موج‌دار با قلاب انتهایی) و ۰/۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن و همچنین ۱٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن می‌باشد.

همچنین در ادامه تاثیر آرماتور طولی با درصدهای ۲/۵ و ۴ بر رفتار برشی تیرها مورد بررسی قرار گرفت. در انتها با استفاده از نتایج آزمایشگاهی این تحقیق، رابطه‌ای برای پیش‌بینی مقاومت برشی بتن مسلح به الیاف پیشنهاد شده که از دقت مناسبی برخوردار است.

#### ۷-۱-۴-۱-۱ منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تیرهای بتن مسلح

بعد از بارگذاری تیرها مشاهده شد بدون در نظر گرفتن تاثیر وجود الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن و یا حضور خاموت، همه تیرها در مود خرابی برشی به مرحله خرابی رسیدند. اگر چه وجود الیاف فولادی باعث ایجاد ترک‌های متعدد و بازشدگی ترک‌ها در مقطع شد ولی در عمده موارد خرابی به صورت آنی و با صدای مهیب همراه بود. با مقایسه ظرفیت برشی مقطع دارای فولاد برشی حداقل با مقطع شامل ۰/۷۵٪ حجم الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ حجم الیاف پلیمری، می‌توان از الیاف فوق به عنوان جایگزین

خاموت برشی حداقل استفاده نمود. با بررسی نمودارهای بار- تغییر مکان تیرهای دارای خاموت حداقل مشاهده شد وقتی ظرفیت تیرها به ۴۰ تا ۵۰ درصد ظرفیت نهایی می‌رسد، کاهش قابل توجهی می‌یابد. در حالی که برای نمونه‌های بتنی حاوی الیاف، سختی در طول مدت بارگذاری تا نقطه اوج کاهش کمتری پیدا می‌کند. این واقعیت اساساً با توجه به شکل و عرض ترک‌های قطری برشی در تیرهای دارای خاموت و تیرهای حاوی الیاف اتفاق می‌افتد.

تغییر مکان وسط دهانه متناظر با مقدار بار ماکزیمم که توسط نمونه‌های با خاموت برشی تحمل شد در حدود ۸mm ثبت شد ولی برای نمونه‌های بتنی حاوی الیاف، تغییر مکان وسط دهانه متناظر با مقدار بار ماکزیمم در حدود ۱۲mm ثبت شد که می‌تواند بیانگر افزایش شکل‌پذیری و انرژی مستهلک شده توسط تیرهای با بتن الیافی در مرحله خرابی باشد.

#### ۷-۱-۴-۲ رشد و توسعه ترک در حین بارگذاری

با بررسی توسعه ترک در حین بارگذاری تیرها مشاهده شد شکل توسعه ترک برای رسیدن به مرحله خرابی برای بتن معمولی و بتن الیافی تا حد زیادی مشابه یکدیگر می‌باشند، با این حال در تیرهای با بتن الیافی تعداد بیشتری از ترک‌های خمشی و خمشی- برشی در مقایسه با بتن معمولی به علت عملکرد پل زدن الیاف مشاهده شد. همچنین در نمونه‌های بتن الیافی به دلیل عملکرد مناسب الیاف ترک‌ها به سمت منطقه فشاری توسعه یافتند. در حین خرابی برشی، ترک بحرانی معمولاً در امتداد میلگرد طولی از انتهای تیر به طرف محل اثر بارگذاری امتداد می‌یابد. پروسه فوق تقریباً برای همه تیرها مشابه بوده و بستگی زیادی به حضور آرماتور برشی یا الیاف نداشته در حالی که فواصل و عرض ترک‌های قطری برشی به مقدار زیادی به آن‌ها بستگی دارد.

در تحقیق حاضر مطابق با نتایج شکست تیرها و بررسی تمامی ترک‌هایی که در وسط ارتفاع تیر زوایایی بین ۰ تا ۷۵ درجه با محور طولی تیر داشتند فاصله بین ترک‌ها برای حالت تیر با بتن معمولی



و خاموت برشی بین ۹ تا ۱۵ میلی‌متر و برای بتن الیافی با ۰/۷۵٪ الیاف فولادی بین ۵ تا ۱۱ میلی‌متر و برای بتن الیافی با ۱٪ الیاف فولادی بین ۴ تا ۷ میلی‌متر مشاهده شد.

معمولا استفاده از خاموت برشی باعث بوجود آمدن ترک‌های قطری با عرض بازشدگی بیشتر در مقایسه با استفاده از الیاف در مرحله خرابی شده است که علت آن تحمل بیشتر نیروی کششی توسط خاموت‌های منظم در مرحله خرابی تیر نسبت به الیاف‌هایی است که به صورت نامنظم در تیر پخش شده‌اند می‌باشد. با افزایش درصد حجمی الیاف مصرفی زاویه ترک بحرانی با محور افق کاهش یافته و تاثیر تغییر درصد آرماتور طولی در مقایسه با تاثیر درصد الیاف بر روی زاویه ترک بحرانی و نیروی برش نهایی چندان چشمگیر نمی‌باشند.

۷-۱-۵ مقایسه مقاومت برشی آزمایشگاهی با نتایج پیش‌بینی شده توسط سایر محققان و  
ارایه رابطه پیشنهادی مقاومت برشی

همانطور که بیان شد الیاف فولادی با توجه به اینکه در حجم تیر پخش می‌شوند، در محل ایجاد ترک‌های قطری به دلیل تحمل مقاومت کششی باعث افزایش ظرفیت برشی مقطع خواهند شد. نتایج مقاومت برشی نمونه تیرهای آزمایشگاهی با نتایج روابط پیشنهادی توسط محققان دیگر مورد مقایسه قرار گرفت. بعضی از مدل‌ها نتایج را با دقت قابل قبولی پیش‌بینی نمودند. در انتها با استفاده از نتایج آزمایشگاهی این تحقیق و با بررسی پارامترهای حساس در روابط پیشنهاد شده توسط سایر محققان، رابطه‌ای برای پیش‌بینی مقاومت برشی بتن مسلح به الیاف پیشنهاد شد که از دقت مناسبی برخوردار است.

## ۷-۲ پیشنهاد برای تحقیقات آتی

- تمرکز مطالعات این تحقیق، اندازه‌گیری مقاومت برشی تیرهای بتن الیافی بدون خاموت با استفاده از اندازه‌گیری مقدار خیز و ظرفیت باربری تیرهای با مقیاس  $\frac{1}{4}$  بوده است. در ادامه با اندازه‌گیری

عرض ترک و کرنش سطح بتن برای این نمونه‌ها می‌توان با نتایج تحقیقات موجود و نتایج محققان دیگر روابطی برای پیش بینی ظرفیت برشی ارائه نمود.

- تمرکز مطالعات این تحقیق اندازه‌گیری مقاومت برشی برای تیرهای بتن الیافی با ارتفاع  $30\text{cm}$  و قطر بزرگترین مصالح سنگی  $12/5$  میلی‌متر بوده است. برای کارهای آتی به تأثیر الیاف مورد بررسی در این تحقیق بر روی نمونه‌هایی با ارتفاع بیشتر و دارای مصالح سنگی با قطر بزرگتر می‌توان پرداخت.

- در این تحقیق مقدار مقاومت فشاری بتن حدود  $40\text{MPa}$  در نظر گرفته شد در ادامه می‌توان تأثیر الیاف فولادی موجدار با قلاب انتهایی را بر رفتار برشی نمونه‌های با مقاومت بالاتر را بررسی نمود.

- بررسی توأم عملکرد خاموت برشی حداقل و بتن الیافی که آیا این ترکیب قادر است مود گسیختگی برشی یا خمشی- برشی را به مود شکل‌پذیر خمشی تغییر دهد.

## پیوست (۱)

مشخصات فوق روان کننده مصرفی

### Plastit SPC10

ابر روان کننده / کاهنده شدید آب  
بر پایه پلی کربوکسیلات اتر با عملکرد بالا

\* میزان مصرف: میزان مصرف مطلوب با آزمایش بدست می آید.  
محدوده مصرف این محصول بین ۰/۲ تا ۱ کیلوگرم به ازای هر صد کیلوگرم مواد سیمانی می باشد. (میزان مصرف منطبق: ۰/۲)

\* روش مصرف: در هنگام ساخت بتن، میزان افزودنی محاسبه شده را همراه با آب اختلاط به بتن اضافه کرده و اختلاط را به مدت ۳ تا ۵ دقیقه ادامه دهید. هرگز این محصول را به سیمان خشک اضافه نکنید.

\* شرایط نگهداری: محصول فوق در شرایط انبارش استاندارد و در ظرف در بسته به دور از یخبندان و تابش طولانی نور خورشید به مدت ۱۲ ماه قابل نگهداری می باشد. \* موارد ایمنی: این محصول جزء دسته مواد خطرناک نمی باشد ولی در صورت تماس با پوست می تواند ایجاد حساسیت کند. لذا در هنگام کار با این محصول از پوشش مناسب عینک و ماسک مناسب استفاده شود.

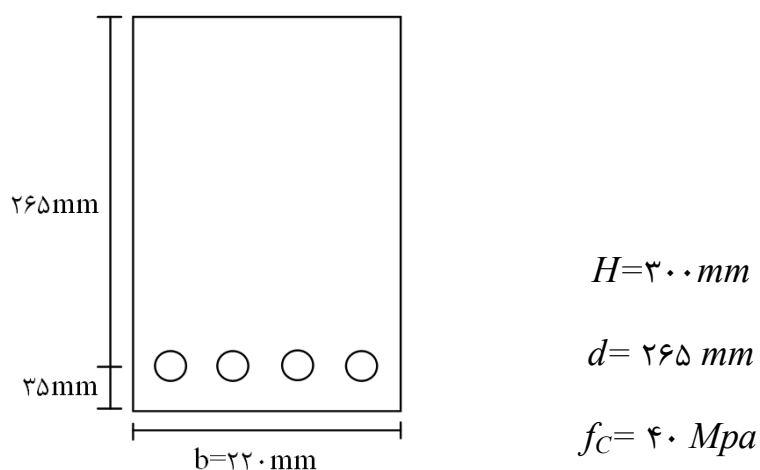


فوق روان کننده مصرفی تولیدی شرکت همگرایان تولید (Capco)

## پیوست (۲)

### محاسبه بار نهایی شکست خمشی

با توجه به اشکال (۱) و (۲) نحوه محاسبه بار نهایی تیر که در آن شکست خمشی اتفاق می افتد برای حالتی که میلگرد کششی مقطع  $A_s = 4\phi 22$  باشد بصورت ذیل می باشد:

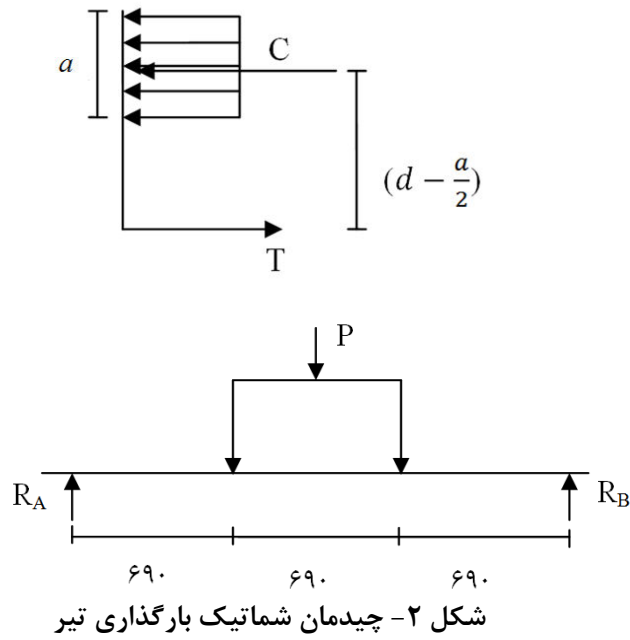


شکل ۱- شکل شماتیک مقطع با  $A_s = 4\phi 22$

از میلگرد  $\phi 22$  با  $f_y = 540 \text{ Mpa}$  کارخانه کویر یزد برای ساخت تیرها استفاده شد.

$$A_s = 4\phi 22 = 4 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 1520.53 \text{ mm}^2 \quad (1)$$

$$\rho = \frac{1520.53}{220 \times 265} = 2.6 \% \quad (2)$$



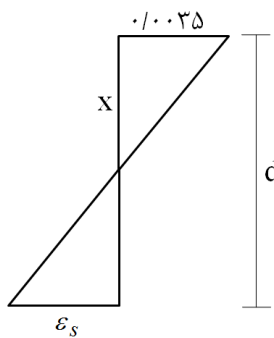
$$T = C, \quad f_y = 54 \text{ Mpa}$$

با فرض جاری شدن آرماتور کششی

$$A_s f_y = \beta_1 f_c' b a \quad (3)$$

$$1520 / 53 \times 54 = 0.85 \times 40 \times 220 \times a \Rightarrow a = 109 / 77 \text{ mm}$$

کنترل جاری شدن آرماتور کششی



$$\frac{0.0035}{0.0035 + \epsilon_s} = \frac{x}{d} \Rightarrow \frac{x}{d} = \frac{700}{700 + f_s} \Rightarrow f_s = 700 \times \left( \frac{d}{x} - 1 \right)$$

$$a = 109 / 77 \Rightarrow x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{109 / 77}{0.85} = 126 / 17 \text{ mm}$$

$$f_s = 700 \times \left( \frac{265}{116 / 17} - 1 \right) > f_y = 54 \text{ N/mm}^2$$

پس آرماتور کششی جاری می شود.

محاسبه بار نهایی تیر بر اساس ظرفیت گسیختگی خمشی مقطع

$$M = A_s f_y \left( d - \frac{a}{\gamma} \right) = 1520 / 53 \times 540 \times \left( 265 - \frac{109 / 77}{2} \right) = 172 / 52 \text{ kN.m} \quad (4)$$

$$R_A = \frac{172 / 52}{0.69} = 250 \text{ kN} \approx 25 \text{ Ton} \quad (5)$$

$$P = 2R_A = 2 \times 25 = 50 \text{ Ton} \quad (6)$$

محاسبه بار نهایی تیر بر اساس ظرفیت گسیختگی برشی مقطع

$$V_c = 0.2 \sqrt{f'_c} b_w d = 0.2 \times \sqrt{40} \times 220 \times 265 = 73 / 744 \text{ kN} = 7 / 4 \text{ Ton} \quad (7)$$

$$P = 2R_A = 2 \times 7 / 4 = 14 / 8 \text{ Ton} \quad (8)$$

محاسبات مربوط به ظرفیت برشی مقطع با خاموت حداقل

$$\text{خاموت } f_y = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$\left( \frac{A_V}{s} \right)_{\min} = \frac{0.35 b_w}{f_y} = \frac{0.35 \times 220}{300} = 0.2566 \quad (9)$$

$$\frac{A_V}{s} = \frac{V_s}{f_y d} \Rightarrow 0.2566 = \frac{V_s}{300 \times 265} \Rightarrow V_{s \min} = 20 / 2 \text{ kN} = 2 \text{ Ton} \quad (10)$$

برای حالتی که مقدار آرماتور کششی مقطع  $A_s = 6\phi 22$  باشد مقدار ارتفاع موثر  $d = 250 \text{ mm}$  است و

مقدار  $S$  حداکثر برابر با  $\frac{d}{2} = \frac{250}{2} = 125 \text{ mm}$  می باشد که  $s = 115 \text{ mm}$  انتخاب شد.

چون خاموت‌های موجود در بازار با قطرهای کمتر از  $8 \text{ mm}$  در اثر کشش میلگرد  $8 \text{ mm}$  تپیه می گردند

و در اثر کشش مشخصات مکانیکی میلگرد تغییر پیدا می کند. بدین منظور در این بخش از میلگرد

$8 \text{ mm}$  به صورت تک ساق مطابق شکل (۳) به عنوان میلگرد برشی استفاده شد.



شکل ۳- قفسه آرماتور تیر

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{\pi}{4} \times 8^2}{115} = 0.437$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} \Rightarrow 0.437 = \frac{V_s}{300 \times 250} \Rightarrow V_s = 32.7 kN = 3/2 \text{ Ton} \quad (11)$$

با در نظر گرفتن مقدار فوق در محاسبات بار نهایی تیر با خاموت برشی تغییر سهم مربوط به خاموت

برشی از مقدار  $\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min}$  چندان چشمگیر نمی‌باشد.

$$V = 6/9 + 2 = 8/9 \text{ ton} \quad (\text{طبق فرمول ۱۲}) \quad (\text{برای آرماتور برشی مینیمم})$$

$$V = 6/9 + 3/2 = 10/1 \text{ ton} \quad (\text{طبق فرمول ۱۲}) \quad (\text{با آرماتور برشی موجود})$$

اختلاف دو عدد حدود ۱۳٪ می‌باشد که می‌توان از تاثیر اضافه آرماتور برشی نسبت به آرماتور برشی

مینیمم صرف نظر نمود.

محاسبه بار نهایی تیر با بتن معمولی و خاموت  $\phi 8 @ 115mm$

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b d = 0.17 \times \sqrt{40} \times 220 \times 250 = 69.5 kN = 6.9 \text{ Ton} \quad (12)$$

$$R_A = 6.9 + 3.2 = 10.1 \text{ Ton} \quad (13)$$

$$P = 2R_A = 2 \times 10.1 = 20.2 \text{ Ton} \quad (14)$$

در این حالت حداقل ظرفیت مورد نیاز دستگاه 20 Ton می باشد.

### محاسبه بار نهایی تیر با بتن الیافی بر اساس گسیختگی برشی

بر اساس رابطه (Ashour, Hasanian and wafa (1992) مقاومت برشی بتن الیافی از رابطه ذیل در

حالت  $\frac{a}{d} > 2/5$  قابل محاسبه می باشد.

$$V_u = (2/11 \times \sqrt{f'_c} + \gamma F) (\rho \cdot \frac{d}{a})^{1/3} \text{ Mpa} \quad \frac{a}{d} \geq 2/5 \quad (15)$$

$$F = \frac{L_f}{D_f} V_f d_f \quad (16)$$

در فرمول فوق:

$D_f$  = قطر الیاف

$L_f$  = طول الیاف فلزی

$d_f$  = فاکتور شکل الیاف

درصد حجمی الیاف  $V_f$  می باشد.

با فرض  $V_f = 1\% = 0.01$  ,  $d_f = 1$  ,  $L_f = 50mm$  ,  $D_f = 0.8mm$



$$F = \frac{50}{0.18} \times 0.1 \times 1 = 0.625$$

$$\frac{a}{d} = \frac{690}{300 - 50} = 2.76$$

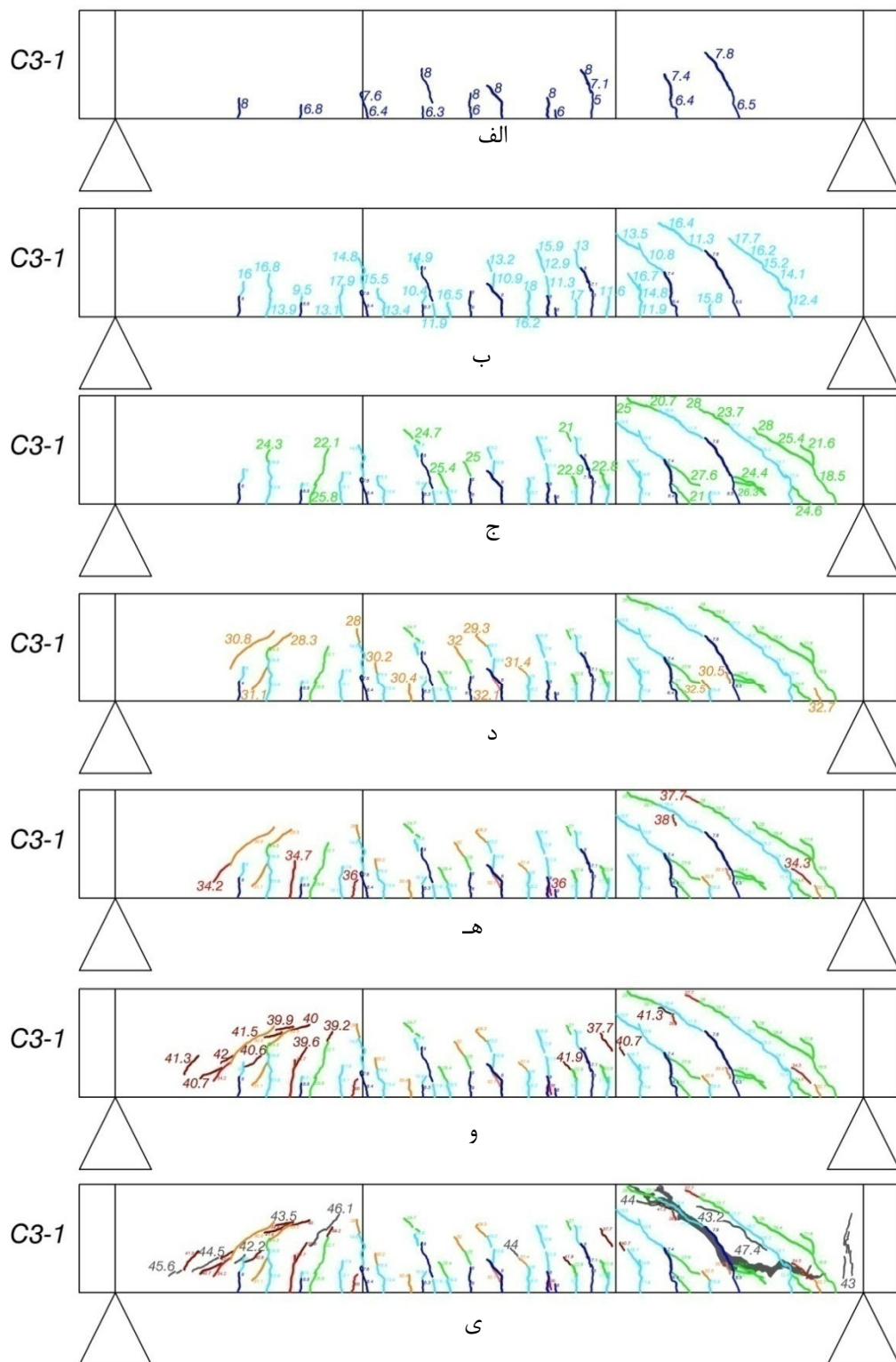
$$V_u = (2.11 \times \sqrt[3]{40 + 7 \times 0.625}) \times (0.1 \times 41 \times \frac{1}{2.76})^{0.33} = 2.183 \text{ Mpa}$$

$$bd = 220 \times (300 - 50)$$

$$V_u = 2.183 \times 220 \times 250 = 156.915 \text{ kN} = 15.6 \text{ Ton}$$

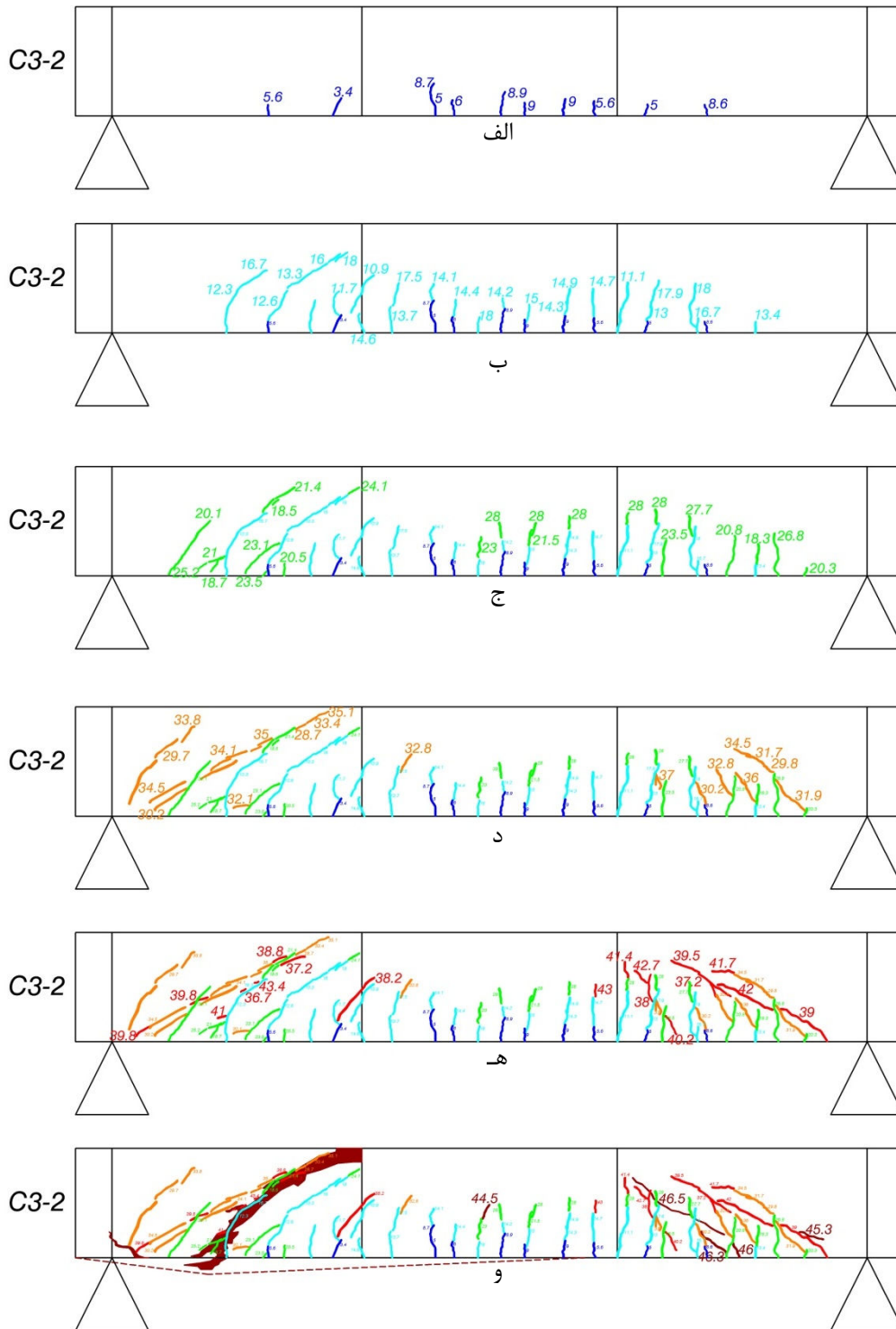
$$P = 2R_A = 2 \times 15.6 = 31.2 \text{ Ton}$$

### پیوست (۳)

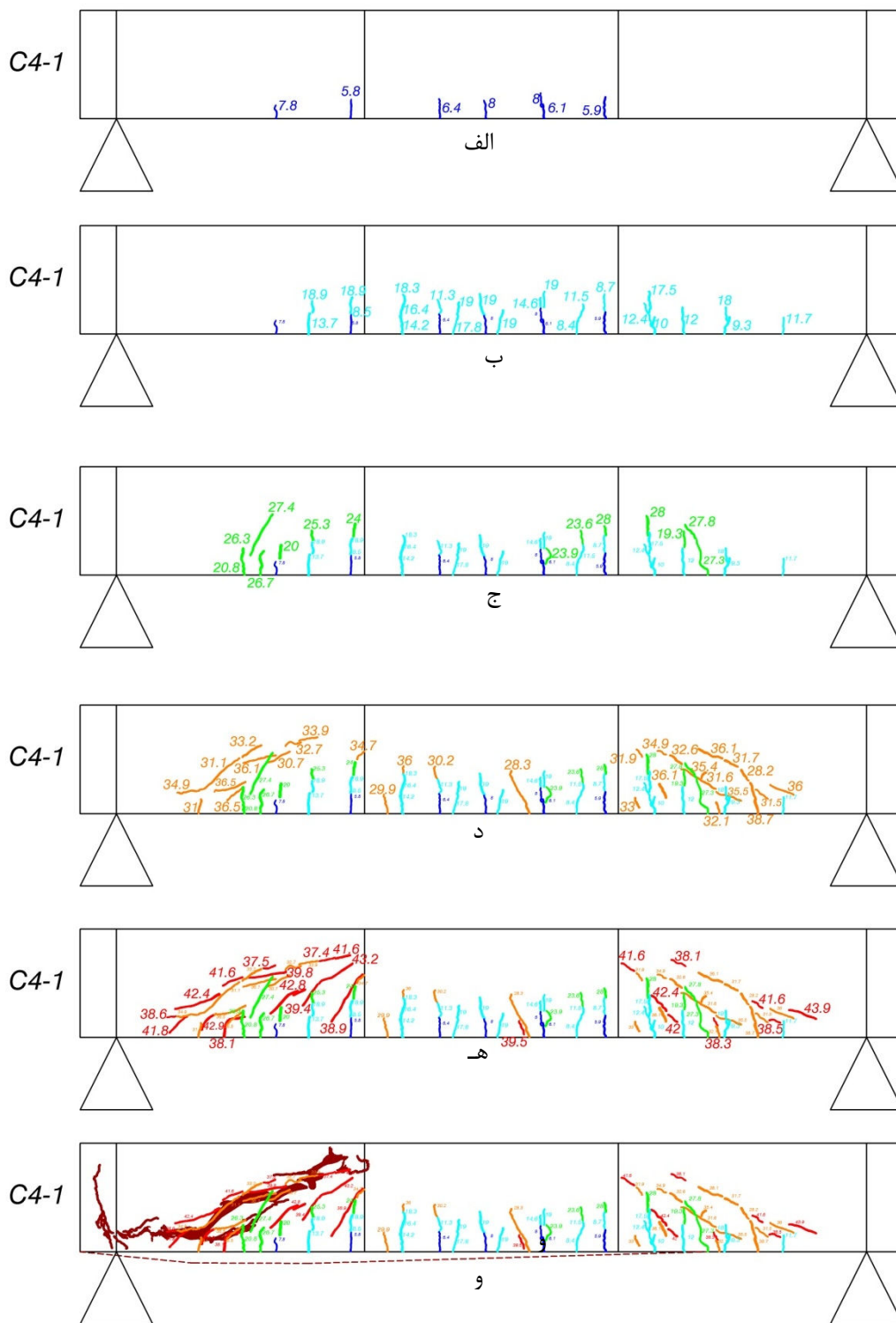


شکل ۱- روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه C<sub>3-1</sub>

الف) افزایش بار تا ۸ ton      ب) افزایش بار تا ۱۸ ton      ج) افزایش بار تا ۲۸ ton  
 د) افزایش بار تا ۳۴ ton      هـ) افزایش بار تا ۳۸ ton      و) افزایش بار تا ۴۱/۹ ton  
 ی) افزایش بار تا ۵۰ ton

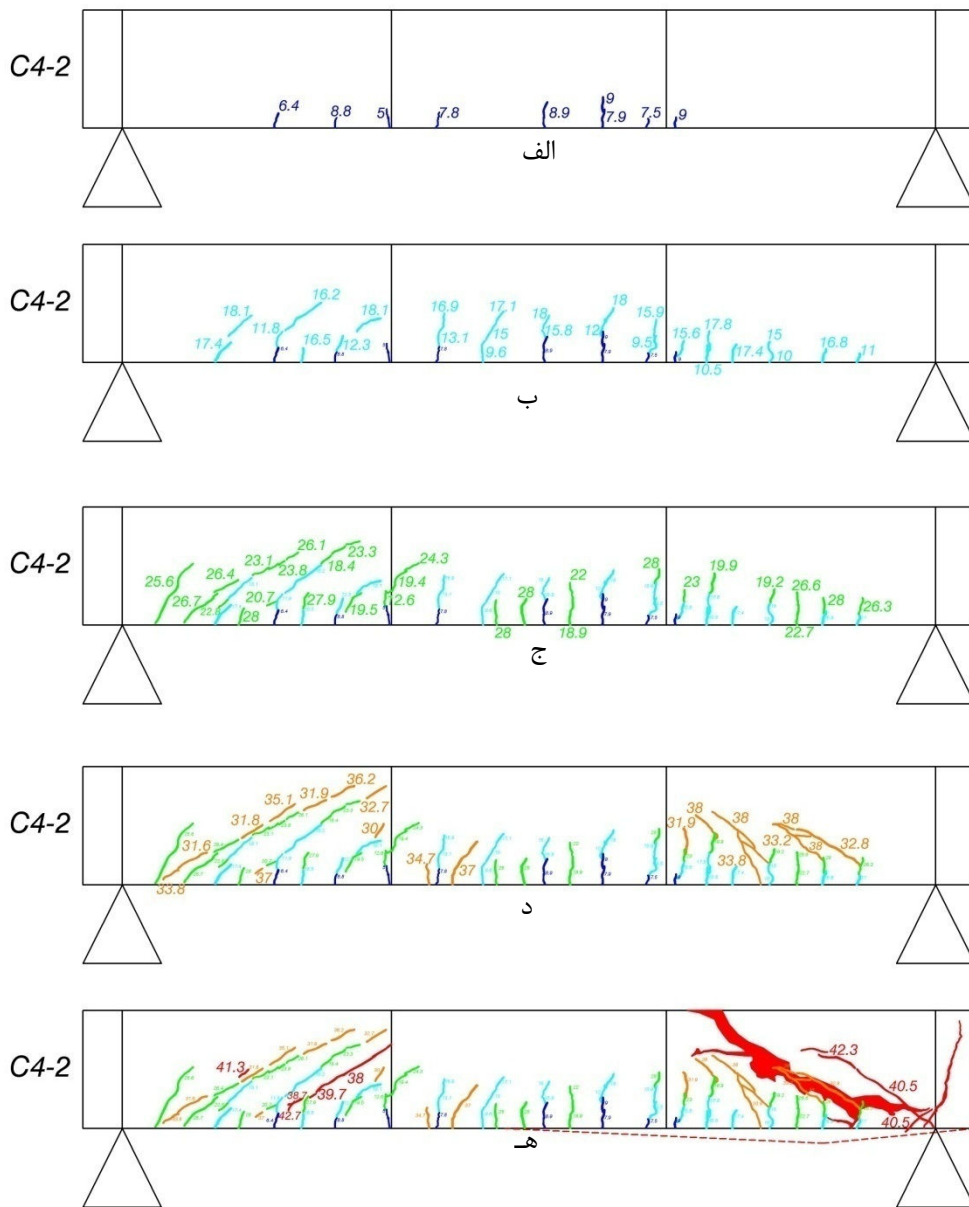


شکل ۲- روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه C3-2  
 الف) افزایش بار تا 4 ton      ب) افزایش بار تا 18 ton      ج) افزایش بار تا 28 ton  
 د) افزایش بار تا 36 ton      و) افزایش بار تا 44 ton      هـ) افزایش بار تا 47 ton



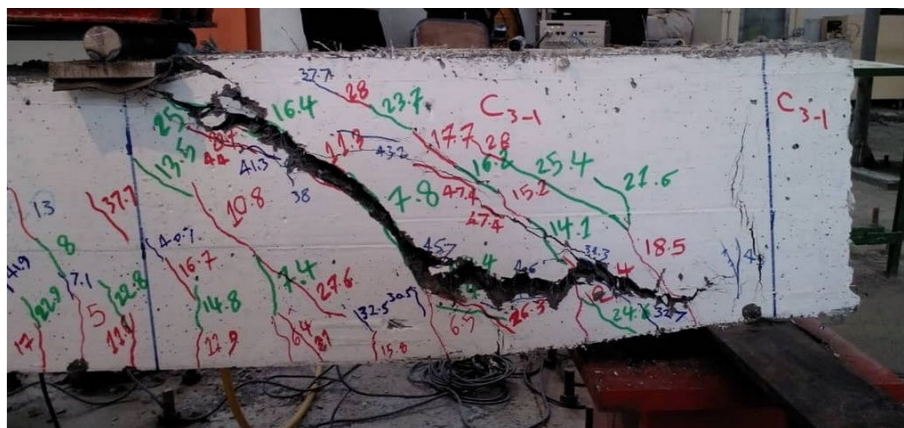
شکل ۳- روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه C<sub>۴-۱</sub>

الف) افزایش بار تا ۸ ton (ب) افزایش بار تا ۱۹ ton (ج) افزایش بار تا ۲۸ ton  
 د) افزایش بار تا ۳۶/۵ ton (هـ) افزایش بار تا ۴۳ ton (و) افزایش بار تا ۴۴ ton



شکل ۴- روند رشد و توسعه ترک‌ها تا خرابی برشی نمونه  $C_{4-1}$   
 الف) افزایش بار تا ۹ ton (ب) افزایش بار تا ۱۸ ton (ج) افزایش بار تا ۲۸ ton  
 د) افزایش بار تا ۳۸ ton (ه) افزایش بار تا ۴۳ ton

هـ



شکل ۵- شکل خرابی برشی نمونه C۳-۱



شکل ۶- شکل خرابی برشی نمونه C۳-۲



شکل ۷- شکل خرابی برشی نمونه C۴-۱



شکل ۸- شکلی خرابی برشی نمونه C۴-۲

## پیوست (۴)

خلاصه‌ای از فرمول‌های ارائه شده جهت پیش‌بینی مقاومت برشی مقطع [۳۹]

فرمول	توضیحات
$Sharma[۴۱]: V_u = \frac{2}{3} f_t' \left(\frac{d}{a}\right)^{1/2.5}$	<p><math>V_u</math> = میانگین تنش برشی در تیرهای بتن بیافی در لحظه خرابی</p> <p><math>f_c'</math> = مقاومت فشاری بتن</p> <p><math>d/a</math> = نسبت عمق موثر به دهانه برش</p> <p><math>f_t' =</math> مقاومت کششی سیلندری در بتن <math>= 0.79 f_c'^{1/5}</math></p>
$Narayanan \text{ and } Darwish[۲۷]: V_u = e \left[ 0.79 f_{spfc} + 80 \rho \frac{d}{a} \right] + V_b$	<p><math>e</math> = فاکتور عملکرد قوسی = <math display="block">\begin{cases} \frac{a}{d} &gt; 2/8 &amp; 1 \\ \frac{a}{d} &lt; 2/8 &amp; 2/8 \frac{d}{a} \end{cases}</math></p> <p><math>f_{spfc}</math> = مقاومت کششی سیلندری = <math display="block">\frac{f_{cuf}}{(20 - \sqrt{F})} + 0.7 + 1.0 \sqrt{F}</math></p> <p><math>f_{cuf}</math> = مقاومت نمونه مکعبی بتن بیافی،</p> <p><math>F =</math> فاکتور ایاف = <math display="block">\frac{L_f}{d_f V_f . D_f}</math></p> <p><math>D_f =</math> فاکتور بانند = <math display="block">\begin{cases} \text{ایاف گرد} &amp; \rightarrow 0.5 \\ \text{ایاف موج دار} &amp; \rightarrow 0.75 \\ \text{ایاف قلاب دار} &amp; \rightarrow 1 \end{cases}</math></p> <p><math>\rho</math> = درصد آرماتور طولی</p> <p><math>V_b = 0.41 \times \tau \times F</math></p> <p><math>\tau</math> = مقاومت برشی بانند</p>
$Imam \text{ et. al.}[۴۲]: V_u = 0.8 \psi \sqrt{w} \left[ f_c'^{1/44} + 275 \sqrt{\frac{w}{\left(\frac{a}{d}\right)^5}} \right]$	<p><math>\psi</math> = فاکتور تاثیر اندازه ایاف = <math display="block">\frac{1 + \sqrt{5/0.8/d_a}}{\sqrt{(1+d_a)/25d_a}}</math></p> <p><math>d_a</math> = ماکزیمم اندازه دانه سنگی</p> <p><math>\omega =</math> فاکتور آرماتور طولی = <math>\rho (1 + 4F)</math></p> <p><math>F =</math> فاکتور ایاف = <math display="block">\frac{L_f}{d_f V_f . D_f}</math></p> <p><math>D_f =</math> فاکتور بانند = <math display="block">\begin{cases} \text{ایاف صاف} &amp; \rightarrow 0.5 \\ \text{ایاف موج دار} &amp; \rightarrow 0.9 \\ \text{ایاف قلاب دار} &amp; \rightarrow 1 \end{cases}</math></p>



$$Kwak \text{ et. al. [31]: } V_u = \tau / \gamma_e f_{spf}^{\tau/\rho} (\rho \frac{d}{a})^{\tau/\rho} + \tau / W_b$$

$e$  = فاکتور عملکرد سهمی

$f_{spf}$  = مقاومت کششی سیلندری

$\rho$  = درصد آرماتور طولی

$\frac{d}{a}$  = نسبت عمق موثر به دهانه برش

$$\tau V_b = \tau / 412 . F$$

$\tau$  = میانگین مقاومت باند

$$Ashour \text{ et. al. [30]: } \begin{cases} \frac{a}{d} > 2/5 & V_u = (\tau / \gamma_e \sqrt{f'_c} + V_F) (\rho d/a)^{\tau/\rho} \text{ معادله (الف)} \\ \frac{a}{d} < 2/5 & V_u = \text{معادله (الف)} \frac{\tau/\rho}{a/d} + V_b (\tau/\rho - \frac{a}{d}) \end{cases}$$

$\frac{a}{d}$  = نسبت دهانه برش به عمق موثر

$f'_c$  = مقاومت فشاری بتن

$$F = \text{فاکتور ایف} = \frac{L_f}{d_f V_f D_f}$$

$\rho$  = درصد آرماتور طولی

$\frac{d}{a}$  = نسبت عمق موثر به دهانه برش

$$\tau V_b = \tau / 412 . F$$

$\tau$  = میانگین مقاومت باند

$f_{spf}$  = مقاومت کششی سیلندری

$$F = \text{فاکتور ایف} = \frac{L_f}{d_f V_f D_f}$$

$\rho$  = درصد آرماتور طولی

$\frac{d}{a}$  = نسبت عمق موثر به دهانه برش

$$\tau V_b = \tau / 412 . F$$

$\tau$  = میانگین مقاومت باند

$$Shin \text{ et al. [59]: } \begin{cases} \frac{a}{d} > \tau & V_u = \tau / \gamma_e f_{sp} + \tau \rho (\frac{d}{a}) + \tau / 834 V_b \\ \frac{a}{d} < \tau & V_u = \tau / 22 f_{sp} + \tau \rho (\frac{d}{a}) + \tau / 834 V_b \end{cases}$$

$$Khuntia \text{ et al. [43]: } V_u = (\tau / \gamma_e \alpha + \tau / 25 \beta) V_f \frac{L_f}{d_f} \sqrt{f'_c}$$

$$\alpha = \text{فاکتور عملکرد سهمی} = \begin{cases} \frac{a}{d} > 2/5 & 1 \\ \frac{a}{d} < 2/5 & 2/5 \frac{d}{a} \leq 3 \end{cases}$$

$V_f$  = فاکتور درصد حجمی ایف

$\beta$  =  $\begin{cases} \rightarrow 1 & \text{ایف قلابدار و موجدار فولادی} \\ \rightarrow 2/3 & \text{ایف با مقطع دایره ای در بتن معمولی} \end{cases}$

$L_f$  = طول ایف

$d_f$  = قطر ایف

$f'_c$  = مقاومت فشاری بتن

- [1] Uygunoğlu, T. (2008). Investigation of microstructure and flexural behavior of steel-fiber reinforced concrete. *Materials and structures*, 41(8), 1441-1449.
- [2] Shaikh, F. U. A. (2013). Review of mechanical properties of short fibre reinforced geopolymer composites. *Construction and Building Materials*, 43, 37-49.
- [3] Mohammadi, Y., Singh, S. P., & Kaushik, S. K. (2008). Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state. *Construction and Building Materials*, 22(5), 956-965.
- [4] Yazıcı, Ş., İnan, G., & Tabak, V. (2007). Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC. *Construction and Building Materials*, 21(6), 1250-1253.
- [5] Hassanpour, M., Shafigh, P., & Mahmud, H. B. (2012). Lightweight aggregate concrete fiber reinforcement—a review. *Construction and Building Materials*, 37, 452-461.
- [6] AO Barros, J. Sena Cruz, J. (2001). Fracture energy of steel fiber-reinforced concrete. *Mechanics of Composite Materials and Structures*, 8(1), 29-45.
- [7] Ghavami, K. (2005). Bamboo as reinforcement in structural concrete elements. *Cement and concrete composites*, 27(6), 637-649.
- [8] Zollo, R. F. (1997). Fiber-reinforced concrete: an overview after 30 years of development. *Cement and concrete composites*, 19(2), 107-122.
- [9] Gettu R., editor (2008), Fibre Reinforced Concrete: design and applications, BEFIB 2008, Bagneux, France, RILEM Publications S.A.R.L., PRO 60.
- [10] Di Prisco, M., Plizzari, G., & Vandewalle, L. (2009). Fibre reinforced concrete: new design perspectives. *Materials and structures*, 42(9), 1261-1281.
- [11] Mehta, P. K. (1986). Concrete. Structure, properties and materials.
- [12] Yao, W., Li, J., & Wu, K. (2003). Mechanical properties of hybrid fiber-reinforced concrete at low fiber volume fraction. *Cement and concrete research*, 33(1), 27-30.
- [۱۳] باقری، علیرضا، قدوسی، پرویز، پرهیزگار، طیب، طاهری. افشین، (۱۳۷۸)، "کاربرد الیاف در بتن و فراورده‌های سیمانی"، وزارت مسکن و شهرسازی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [۱۴] شکرچی‌زاده، محمد، رحمانی. تارا، (۱۳۹۳) "راهنمای کاربردی بتن حاوی الیاف فولادی"، علم و ادب.
- [15] Singh, S., Shukla, A., & Brown, R. (2004). Pullout behavior of polypropylene fibers from cementitious matrix. *Cement and concrete research*, 34(10), 1919-1925.
- [16] Naaman, A. E. (2003). Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composites. *Journal of advanced concrete technology*, 1(3), 241-252.

- [17] Yang, K. H. (2011). Tests on Concrete Reinforced with Hybrid or Monolithic Steel and Polyvinyl Alcohol Fibers. *ACI Materials Journal*, 108(6).
- [18] Dawood, E.T., Ramli, M. (2010) *Development of high strength flowable mortar with hybrid fiber*, *Constr. Build. Mater*, 24 (6), 1043–1050.
- [19] Afroughsabet, V., & Ozbakkaloglu, T. (2015). Mechanical and durability properties of high-strength concrete containing steel and polypropylene fibers. *Construction and building materials*,94, 73-82.
- [20] Banthia, N., Majdzadeh, F., Wu, J., & Bindiganavile, V. (2014). Fiber synergy in Hybrid Fiber Reinforced Concrete (HyFRC) in flexure and direct shear. *Cement and Concrete Composites*, 48, 91-97.
- [21] Naaman, A. E., Wongtanakitcharoen, T., & Hauser, G. (2005). Influence of different fibers on plastic shrinkage cracking of concrete. *ACI materials Journal*, 102(1), 49.
- [22] Soutsos, M. N., Le, T. T., & Lampropoulos, A. P. (2012). Flexural performance of fibre reinforced concrete made with steel and synthetic fibres. *Construction and building materials*,36, 704-710.
- [23] Soroushian, P., & Bayasi, Z. (1991). Fiber type effects on the performance of steel fiber reinforced concrete. *Materials Journal*, 88(2), 129-134.
- [24] Alae, F. J. (2002). *Retrofitting of concrete structures using high performance fibre reinforced cementitious composite (HPFRCC)* (Doctoral dissertation, Cardiff University).
- [25] Balaguru, P., Narahari, R., & Patel, M. (1992). Flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. *Materials Journal*,89(6), 541-546.
- [26] Dinh, H. H. (2009). *Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement* (Doctoral dissertation).
- [27] Narayanan, R., & Darwish, I. Y. S. (1987). Use of steel fibers as shear reinforcement. *Structural Journal*, 84(3), 216-227.
- [28] Shioya, T., Iguro, M., Nojiri, Y., Akiyama, H., & Okada, T. (1990). Shear strength of large reinforced concrete beams. *Special Publication*, 118, 259-280.
- [29] Li, V. C., Ward, R., & Hamza, A. M. (1992). *Steel and synthetic fibers as shear reinforcement*, 89(s), 499-508.
- [30] Ashour, S. A., Hasanain, G. S., & Wafa, F. F. (1992). Shear behavior of high-strength fiber reinforced concrete beams. *Structural Journal*, 89(2), 176-184.
- [31] Kwak, Y. K., Eberhard, M. O., Kim, W. S., & Kim, J. (2002). Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, 99(4), 530-538.
- [32]. Minelli, F., & Plizzari, G. A. (2006, June). Steel fibers as shear reinforcement for beams. In *Proceedings of the second fib congress, Naples, Italy* (Vol. 17).

- [33] Kani, M. W., Huggins, M. W., and Wittkopp. (1979). *on Shear in Reinforced Concrete*, university of Toronto press. Toronto. On. Canada, 225,.
- [34] Lubell, A., Sherwood, T., Bentz, E., & Collins, M. (2004). Safe shear design of large wide beams. *Concrete International*, 26(1), 66-78.
- [35] Sherwood, E. G., Bentz, E. C., & Collins, M. P. (2007). Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs. *ACI Materials Journal*, 104(2), 180.
- [36] Joint, A. C. I. (1962, January). Shear and diagonal tension. In *ACI Journal, Proceedings* (Vol. 59, No. 1).
- [37] Parra-Montesinos, G. J. (2006). Shear strength of beams with deformed steel fibers. *Concrete international*, 28(11), 57-66.
- [38] Adebar, P., Mindess, S., Pierre, D. S., & Olund, B. (1997). Shear tests of fiber concrete beams without stirrups. *Structural Journal*, 94(1), 68-76.
- [39] Yoo, D. Y., & Yang, J. M. (2018). Effects of stirrup, steel fiber, and beam size on shear behavior of high-strength concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, 87, 137-148.
- [40] Aoude, H., Belghiti, M., Cook, W. D., & Mitchell, D. (2012). Response of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams with and without Stirrups. *ACI Structural Journal*, 109(3).
- [41] Sharma, A. K. (1986). Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams. In *Journal Proceedings*. (Vol. 83, No. 4, pp. 624-628).
- [42] Imam, M., Vandewalle, L., Mortelmans, F., & Van Gemert, D. (1997). Shear domain of fibre-reinforced high-strength concrete beams. *Engineering structures*, 19(9), 738-747.
- [43] Khuntia, M., Stojadinovic, B., & Goel, S. C. (1999). Shear strength of normal and high-strength fiber reinforced concrete beams without stirrups. *Structural Journal*, 96(2), 282-289.
- [44] Yakoub, H. E. (2011). Shear stress prediction: steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, 108(3), 304.
- [45] نويل. آدام، بروكس. جی جی، (۱۳۹۳) ترجمه. رضانیان پور. علی اکبر، اعرابی. نگین، "تکنولوژی بتن" نگارنده دانش.
- [46] ASTM D2419, Standard test method for sand equivalent value of soils and fine aggregate, Annual Book of ASTM Standards, 2002.
- [47] ASTM C33. Standard specification for concrete aggregates. Annual Book of ASTM Standards; 2004.
- [48] ACI Committee 318, 2011, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 503 pp.
- [49] ACI 211.4R-08. Guide for Selecting Proportions for High-Strength Concrete Using Portland Cement and Other Cementations Materials. ACI 211 on high strength concrete; 2008.
- [50] Shoaib, A., Lubell, A. S., & Bindiganavile, V. S. (2014). Size effect in shear for steel fiber-reinforced concrete members without stirrups. *ACI Structural Journal*, 111(5), 1081.

- [51] Ghoddousi, P., Ahmadi, R., & Sharifi, M. (2010). Fiber pullout model for aligned hooked-end steel fiber. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(9), 1179-1188.
- [52] Laranjeira, F., Molins, C., & Aguado, A. (2010). Predicting the pullout response of inclined hooked steel fibers. *Cement and concrete research*, 40(10), 1471-1487.
- [53] ASTM C39. Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. Annual Book of ASTM Standards; 2004.
- [54] ASTM C496. Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens. Annual Book of ASTM Standards; 2004.
- [55] ASTM, C. (2005). 1609: Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading). ASTM vol. 0.4, 2.
- [56] Bindiganavile, V. S., Lubell, A. S., & Shoaib, A. (2012). SER# 294: Shear in Steel Fiber Reinforced Concrete without Stirrups.
- [57] Armelin, H. S., & Banthia, N. (1997). Predicting the flexural postcracking performance of steel fiber reinforced concrete from the pullout of single fibers. *Materials Journal*, 94(1), 18-31.
- [58] Bresler, B., & Pister, K. S. (1958, September). Strength of concrete under combined stresses. In *Journal Proceedings*(Vol. 55, No. 9, pp. 321-345).
- [59] Shin, S. W., Oh, J. G., & Ghosh, S. K. (1994). Shear behavior of laboratory-sized high-strength concrete beams reinforced with bars and steel fibers. *Special Publication*, 142, 181-200.
- [60] Neville, A. M. (1983). Creep of plain and structural concrete. 246- 255
- [61] Mazloom, M. (2008). Estimating long-term creep and shrinkage of high-strength concrete. *Cement and Concrete Composites*, 30(4), 316-326.



## Abstract

An undesirable failure mode of a reinforced concrete beam is shear mode. Low tensile strength of conventional concrete and brittle crushing due to shear failure in reinforced concrete beams can be improved by adding adequate percentage of steel fibers. The combination of high and low elasticity fibers is capable of arresting macro- and micro-cracks. In fact, the bridging action of fibers on crack faces causes a strong limitation on opening of the crack. This phenomenon improves the aggregate interlock on the crack faces which results in increasing the shear strength of the cracked section. In order to accurately study the pull-out characteristics of crimped-steel fibers with end hook and to compare the results with the behavior of hooked steel fibers and crimped steel fibers alone, an experimental study was conducted. Pull-out load versus slip was thoroughly investigated in 25 specimens and parameters such as maximum pull-out force and its associated slip were taken into account for comparison purposes. The results indicated that the crimped-steel fibers with end hook have better performance in pull out test. In fact, the post-peak behavior of this type of fiber shows a slight drop in carried load. This increases the area under the load-displacement curve in comparison with the others. It can be predicted that cementitious composites reinforced with crimped-steel fibers with end hook would be more ductile than those reinforced with other fibers. In addition, the effect of modified polymer fibers along with different amounts of crimped end hook steel fibers on the mechanical properties of conventional concrete such as compressive strength and indirect tensile strength was studied. The modified polymer fibers were added into the mixes for arresting microcracks. 45 specimens were made in 5 groups and the volume fraction of polypropylene fiber was kept constant (0.25%). The volume fraction of steel fibers were selected in three ranges of 0.5%, 0.75%, 1.0%. Also a mix was cast without any fibers to be used for comparison purposes. The results of this study showed that by adding 0.25% polypropylene fibers and 1.00% crimped end hook steel fibers, 27.5% and 66.7% increase in compressive strength and indirect tensile strength are observed compared to conventional concrete. In all cases, by adding steel fibers with polypropylene fiber in the mentioned percentages, the fibers can show desirable performance in post-cracking behavior. Finally, the criteria of ACI 318-2011 for using this fiber reinforced concrete (without shear reinforcement) as the minimum shear reinforcement was investigated. The test is based on ASTM C1609 and it is applicable to the sections of a beam when the applied shear is less than the concrete strength from one hand but, on the other hand, it is greater than the half of that. It was found that this requirement is met in all proposed fiber reinforced concretes. It can be concluded that in such sections the cementitious composites studied in this paper can be utilized without accompanying any stirrups. In second part for this purpose, 16 half-scale reinforced concrete beam specimens with the shear span-to-effective depth ratio of 2.6 were made in three groups. The first four specimens were without the shear reinforcement and fibers, the other four specimens were without the fibers and reinforced with the minimum shear reinforcement (according to ACI 318- 2011) and, eight other specimens were without shear reinforcement containing a hybrid of 0.75% steel fiber and 0.25% polypropylene fiber and also a hybrid of 1% steel fiber and 0.25% polypropylene fiber. Moreover, the effect of the longitudinal reinforcement ratio (2.5%, 4%) on the shear behavior of all three groups of the beam specimens was investigated. After using the four-point loading test, it was observed that the combination of the crimped-steel end hook and modified polymeric fibers would improve the shear behavior of reinforced concrete beams and could be a good substitute for the minimum shear reinforcement.

**Keywords:** Steel fiber, fiber reinforced concrete, shear strength, hybrid fiber, mechanical properties, minimum shear reinforcement







Shahrood University of  
Technology

Kharazmi International Campus

Ph.D. Thesis in Structural Engineering

## **Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams with steel and Polymer Fibers without Stirrups**

By: Shahram Maghsoodian

Supervisor:

Dr. Farshid Jandaghi Alaei

Advisor:

Dr. Mehdi Nematzadeh

Feb. 2020