





دانشکده مهندسی عمران و معماری

گروه عمران

عنوان پایان نامه کارشناسی ارشد:

مدل سازی عددی تیرهای عمیق دارای بازشو مقاوم شده با الیاف FRP

دانشجو:

سید علیرضا میری ولوجایی

اساتید راهنما:

دکتر فرشید جندقی علائی

استاد مشاور:

دکتر مسعود سلطانی محمدی

شهریور - ۱۳۹۲



دانشگاه گیلان

فرم شماره (۶)

پدیده تعالی

شماره :

تاریخ :

ویرایش :

### فرم صورت جلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای سید علیرضا میری ولوجایی رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان: مدلسازی عددی تیرهای عمیق دارای بازسوی مقاوم شده با الیاف FRP که در تاریخ ۹۲/۶/۲۵ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با نمره) : ۱۸  امتیاز  دفاع مجدد  مردود

۲- بسیار خوب (۱۸ - ۱۸/۹۹)

۱- عالی (۲۰ - ۱۹)

۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

۴- قابل قبول (۱۴ - ۱۵/۹۹)

۳- خوب (۱۶ - ۱۷/۹۹)

اعضاء	مرتبه علمی	نام و نام خانوادگی	عضو هیأت داوران
	دانشیار	دکتر فرشید علایی	۱- استاد راهنما
	استاد یار	دکتر مسعود سلطانی محمدی	۲- استاد مشاور
	استاد یار	دکتر مهدی گنوی	۳- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی
	استاد یار	دکتر وحیدرضا کسلات جباری	۴- استاد منتحن
	استاد یار	دکتر سید مهدی نوکنی	۵- استاد منتحن

رئیس دانشکده : احمد احمدی

تقدیم بہ:

تمام دوستان

## «سپاسگزاری»

با سپاس از استاد بزرگوارم جناب آقای دکتر علایی که راهنمایی این پایان نامه را بر عهده داشته و در اتمام آن زحمات

فراوانی کشیده اند.

همچنین از استاد مشاور بزرگوارم جناب آقای دکتر سلطانی محمدی که مرا همواره مورد لطف خود قرار داده اند سپاسگزارم.

از برادر مهربانم که همواره حامی من بوده است و از تمام دوستانی که در راه به اتمام رساندن این پایان نامه به من یاری رساندن

به خصوص مهندس نیکوروش سپاسگزارم.

## تعهد نامه

اینجانب سید علیرضا میری ولوجانی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه میل بازی در تیم نورهای عین حارون بازنشسته معاون امور مالیات FAP تحت راهنمایی جناب آقای مجتهد می شوم.

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

تاریخ

امضای دانشجو

### مالکیت نتایج و حق نشر

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

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

## چکیده

تیرهای عمیق به عنوان یکی از اعضای مهم در سازه‌های بتن مسلح مطرح می‌باشند. در این اعضا به دلیل دارا بودن نسبت دهانه برشی به ارتفاع کم، بارها با یک مکانیزم خرابایی به تکیه‌گاه‌ها منتقل می‌شود. گسیختگی این تیرها از نوع برشی با شکل‌گیری ترک‌های قطری می‌باشد. به دلیل شرایط معماری و تغییر در عملکرد سازه، تعبیه بازشو در مواردی غیر قابل اجتناب می‌باشد که باعث کاهش ظرفیت نهایی عضو می‌شود، بنا براین استفاده از الیاف FRP برای تقویت این تیرها و همچنین تغییر در محل و ابعاد بازشو می‌تواند به بهبود ظرفیت این نوع از تیرها کمک کند. با توجه به این که در این زمینه تحقیقات کمی صورت گرفته است و روابط کاملاً مشخص و قابل قبولی برای طراحی این اعضا ارائه نشده است تحقیقات بیشتر در این زمینه امری ضروری به نظر می‌رسد. در این پایان‌نامه، تیرهای عمیق بتن مسلح دارای بازشو مقاوم شده با الیاف FRP با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود Abaqus به صورت سه بعدی مدل‌سازی شده‌اند. برای این منظور، مدل‌سازی المان‌های بتنی با استفاده از مدل آسیب - خمیری و مدل‌سازی آرماتورهای فولادی با استفاده از تئوری خمیری کلاسیک و مدل‌سازی الیاف FRP نیز به صورت غیر همسانگرد انجام شده است. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی نشان دهنده صحت نتایج و روش مدل‌سازی می‌باشد. همچنین با انجام تحلیل‌های مشخص، تأثیر عوامل مختلفی از جمله مقدار الیاف FRP، اندازه و محل بازشو و شکل بازشو مورد بررسی قرار گرفته است. بررسی‌ها نشان داده است که قرار گرفتن بازشو خارج از دهانه برشی با در نظر گرفتن ابعاد مورد نیاز و تقویت آن با الیاف FRP بهترین حالت برای محل قرارگیری بازشو و تقویت است.

**کلید واژه‌ها:** بتن، تیرهای عمیق، FRP، بازشوها، مدل سازی

فصل اول : مقدمه .....	۱
۱-۱- پیشگفتار .....	۲
۲-۱- ضرورت انجام پژوهش .....	۳
۳-۱- هدف .....	۴
۴-۱- فصل بندی پایان نامه .....	۴
فصل دوم: بررسی رفتار تیرهای عمیق بتن مسلح .....	۶
۱-۲- مقدمه .....	۷
۲-۲- رفتار تیرهای عمیق بتن مسلح .....	۹
۱-۲-۲- رفتار قبل از ترک خوردگی .....	۱۰
۲-۲-۲- رفتار بعد از ترک خوردگی .....	۱۳
۱-۳-۲- گسیختگی خمشی .....	۱۶
۲-۳-۲- گسیختگی برشی .....	۱۷
۳-۳-۲- گسیختگی کمانشی .....	۱۸
۴-۲- تاریخچه‌ی مطالعه بر روی تیرهای عمیق بتن مسلح بدون بازشو .....	۲۱
۵-۲- روش‌های طراحی تیرهای عمیق بدون بازشو .....	۳۲
۱-۵-۲- مقدمه .....	۳۲
۲-۵-۲- آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) .....	۳۲



۳۲	..... ضوابط خمشی ۱-۲-۵-۲
۳۳	..... ضوابط برشی ۲-۲-۵-۲
۳۹	..... ضوابط آیین‌نامه‌ی ACI-318-08 برای روش STM ۱-۶-۲
۴۱	..... مقاومت عضو کششی ۲-۱-۶-۲
۴۲	..... مقاومت مناطق گره‌ی ۳-۱-۶-۲
۴۲	..... روش‌های تحلیل و طراحی تیرهای عمیق دارای بازشو ۷-۲
۴۲	..... مقدمه ۱-۷-۲
۴۴	..... مطالعات بر روی تیرهای عمیق دارای بازشو ۲-۷-۲
۵۰	..... <b>فصل سوم: مقاوم سازی تیرهای عمیق</b>
۵۱	..... مقدمه ۱-۳
۵۱	..... دلایل مقاوم سازی ۲-۳
۵۴	..... مقاوم سازی سازه‌ها با استفاده از FRP ۱-۳-۳
۵۶	..... ورقه‌های کامپوزیتی ۱-۲-۳-۳
۵۶	..... میلگردهای FRP ۲-۲-۳-۳
۵۷	..... کابل‌ها و تاندون‌های پیش تنیدگی ۳-۲-۳-۳
۵۷	..... جنس الیاف ۳-۳-۳
۵۷	..... الیاف شیشه ۱-۳-۳-۳
۵۸	..... الیاف کربن ۲-۳-۳-۳
۵۹	..... الیاف آرامید ۳-۳-۳-۳

۶۰	۴-۳- مقاوم سازی تیرهای عمیق با FRP
۶۰	۴-۳-۱ مقدمه
۶۰	۴-۳-۲- تاریخچه‌ی مطالعه بر روی تیرهای عمیق مقاوم شده با FRP
۶۶	<b>فصل چهارم: مبانی نظری در تحلیل غیرخطی</b>
۶۷	۴-۱- مقدمه
۶۷	۴-۲- منشأ رفتار غیرخطی
۶۷	۴-۲-۱- غیرخطی مصالح
۶۸	۴-۲-۲- غیرخطی هندسی
۶۹	۴-۲-۳- غیرخطی هندسی
۶۹	۴-۳- روش حل صریح دینامیکی
۷۰	۴-۳-۱- انواع مسائل مناسب برای روش صریح
۷۰	۴-۳-۱-۱- پدیده‌های دینامیکی با سرعت زیاد
۷۱	۴-۳-۱-۲- مسائل تماس (اتصال) پیچیده
۷۱	۴-۳-۱-۳- مسائل پیچیده کمانش
۷۱	۴-۳-۱-۴- مسائل شبه استاتیکی غیرخطی
۷۱	۴-۳-۱-۵- مسائل مربوط به مصالح دارای کاهش سختی و گسیختگی
۷۲	۴-۳-۲- روش صریح انتگرالگیری روی زمان
۷۳	۴-۳-۳- مقایسه روشهای انتگرال گیری ضمنی و صریح
۷۵	۴-۳-۴- گام زمانی خودکار و پایداری تحلیل

۷۵	۱-۴-۳-۴- پایداری مشروط روش صریح
۷۶	۲-۴-۳-۴- کاهش هزینه محاسباتی با استفاده از مقیاس کردن جرم
۷۷	۴-۴- شیوه‌های مدل‌سازی گسترش ترک در بتن
۷۷	۱-۴-۴- مدل ترک پخشی
۷۷	۲-۴-۴- مدل خسارت - خمیری همسانگرد
۷۹	۱-۲-۴-۴- متغیرهای سخت شدگی
۷۹	۲-۲-۴-۴- آسیب و کاهش سختی بتن
۸۰	۳-۲-۴-۴- معادلات حاکم در وضعیت تنش تک محوری
۸۱	۴-۲-۴-۴- معیار تسلیم
۸۴	۵-۲-۴-۴- قانون جریان خمیری
۸۵	۱-۵-۴- مدل رفتاری بتن در فشار تک محوری
۸۷	۲-۵-۴- مدل رفتاری بتن در کشش تک محوری
۸۹	۳-۵-۴- پارامترهای پلاستیسیته
۹۰	۶-۴- مدل‌سازی میلگردهای فولادی
۹۱	۷-۴- مدل‌سازی پلیمر کامپوزیت الیافی (FRP)
۹۳	۸-۴- سطح شکست مواد کامپوزیت
۹۵	<b>فصل پنجم: صحت سنجی مدل</b>
۹۶	۱-۵- مقدمه
۹۶	۲-۵- مشخصات مدل اجزای محدود

- ۹۶ ..... ۱-۲-۵- خانواده المان
- ۹۷ ..... ۲-۲-۵- درجات آزادی
- ۹۷ ..... ۳-۲-۵- تعداد گره‌ها و مرتبه درونیابی
- ۹۸ ..... ۴-۲-۵- فرمول بندی
- ۱۰۰ ..... ۵-۲-۵- مدل سازی شرایط مرزی
- ۱۰۰ ..... ۳-۵- صحت سنجی نتایج
- ۱۰۱ ..... ۱-۳-۵- تیر عمیق بتن مسلح بدون بازشو
- ۱۰۵ ..... ۲-۳-۵- تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو
- ۱۰۷ ..... ۱-۲-۳-۵- تحلیل حساسیت
- ۱۰۸ ..... ۱-۱-۲-۳-۵- تاثیر پارامتر خروج از مرکزیت
- ۱۰۸ ..... ۲-۱-۲-۳-۵- تاثیر پارامتر Kc
- ۱۰۹ ..... ۳-۱-۲-۳-۵- تاثیر مقاومت تک محوره به مقاومت دو محوره بتن
- ۱۱۰ ..... ۴-۱-۲-۳-۵- تاثیر زاویه اتساع
- ۱۱۰ ..... ۵-۱-۲-۳-۵- حساسیت به اندازه مش بندی
- ۱۱۲ ..... ۳-۳-۵- تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو مقاوم شده با الیاف FRP
- ۱۱۳ ..... ۱-۳-۳-۵- پیکربندی مدل عددی
- ۱۱۳ ..... ۱-۱-۳-۳-۵- مدل سازی ورق کامپوزیت
- ۱۱۴ ..... ۲-۱-۳-۳-۵- مدلسازی تماس بین FRP و بتن
- ۱۱۷ ..... ۴-۵- جمع بندی

۱۱۸	فصل ششم: مطالعات پارامتری
۱۱۹	۱-۶- مقدمه
۱۱۹	۲-۶- تاثیر اندازه بازشو
۱۲۲	۳-۶- تاثیر محل بازشو در دهانه برشی
۱۲۴	۴-۶- تاثیر محل بازشو در وسط دهانه
۱۲۶	۵-۶- تاثیر طول و ارتفاع بازشو
۱۲۹	۶-۶- تاثیر تنش تسلیم آرماتور طولی
۱۳۰	۷-۶- تاثیر مقاوم سازی بازشوها با الیاف FRP
۱۳۷	۸-۶- تاثیر عرض الیاف در مقاوم سازی بازشو
۱۳۹	۹-۶- تاثیر تعداد لایه‌های الیاف
۱۴۱	۱۰-۶- تاثیر جنس الیاف
۱۴۳	فصل هفتم: نتیجه گیری و پیشنهادات
۱۴۴	۱-۷- مقدمه
۱۴۴	۲-۷- جمع بندی نتایج
۱۴۵	۳-۷- پیشنهادات
۱۴۶	مراجع

## اشکال

## شماره صفحه

- شکل ۱-۱- کاربرد تیرهای عمیق در سازه. .... ۳
- شکل ۱-۲- کاربرد تیرهای عمیق در ساختمان..... ۷
- شکل ۲-۲- (الف) المان تحت برش (ب) توزیع تنش برشی در ارتفاع مقطع (ج) اعوجاج مقطع بر اثر تنش برشی .... ۱۱
- شکل ۳-۲- توزیع تنش‌های خمشی در تیرهای دو سر ساده ..... ۱۲
- شکل ۴-۲- مسیر تنش‌های اصلی در تیر عمیق تحت بارگذاری‌های مختلف ..... ۱۳
- شکل ۵-۲- نمودار آزاد تیر بتنی بین دو ترک متوالی ..... ۱۳
- شکل ۶-۲- عملکرد قوس در تیر بتن مسلح بعد از ایجاد ترک‌های قطری ..... ۱۵
- شکل ۷-۲- شکست خمشی در تیر عمیق ..... ۱۷
- شکل ۸-۲- ترک با جدا کردن تیر از بالا و پایین بدون خرد شدن بتن گسترش می‌یابد ..... ۱۸
- شکل ۹-۲- ترک‌های قطری موازی تشکیل نواری می‌دهند ..... ۱۸
- شکل ۱۰-۲- ترک قطری به منطقه فشاری نفوذ کرده و تحت تاثیر این ترک ، بتن خرد می‌گردد ..... ۱۸
- شکل ۱۱-۲- تکیه‌گاه جانبی برای اعضای عمیق خمشی ..... ۱۹
- شکل ۱۲-۲- کمانش جانبی در تیر عمیق ..... ۱۹
- شکل ۱۳-۲- تنش‌های مستقیم دو محوره در نقاط تکیه‌گاهی و بارگذاری، (Subedi (1988) ..... ۲۰
- شکل ۱۴-۲- ترک موضعی در زیر نقطه‌ی بارگذاری و بالای تکیه‌گاه ..... ۲۱
- شکل ۱۵-۲- آزمایش بر روی تیر عمیق دو سر ساده با ابعاد بزرگ ..... ۲۳
- شکل ۱۶-۲- مدل ساده‌ی بست و بند ..... ۳۷
- شکل ۱۷-۲- مناطق B و D در تیر ..... ۳۸
- شکل ۱۸-۲- پارامترهای رابطه‌ی (۱۹-۲) ..... ۴۵

- شکل ۲-۱۹ - پارامترهای معادله (۲-۲۰) ..... ۴۵
- شکل ۲-۲۱ - مدل تیر عمیق با بازشو در نرم افزار CAST ..... ۴۹
- شکل ۲-۲۲ - مدل تیر عمیق با بازشو در نرم افزار CAST ..... ۴۹
- شکل ۳-۱ - ورقه‌های FRP (الیاف بافته شده) ..... ۵۶
- شکل ۳-۲ - میلگردها FRP ..... ۵۷
- شکل ۳-۳ - منحنی رفتاری الیاف مسلح کننده‌ی کامپوزیت ..... ۵۹
- شکل ۳-۴ - ابعاد و جزئیات آرماتور گذاری تیر عمیق ..... ۶۱
- شکل ۳-۵ - نحوه‌ی تقویت تیرهای عمیق ..... ۶۱
- شکل ۳-۶ - ابعاد و جزئیات آرماتور گذاری ..... ۶۳
- شکل ۳-۷ - اندازه و موقعیت بازشو ..... ۶۳
- شکل ۳-۸ - نحوه‌ی مقاوم سازی با الیاف کربن ..... ۶۳
- شکل ۳-۹ - گسیختگی بر اثر تشکیل دو ترک مستقل قطری ..... ۶۴
- شکل ۳-۱۰ - گسیختگی بر اثر چرخش نسبی سه قسمت به وجود آمده در دهانه‌ی برشی ..... ۶۴
- شکل ۴-۱ - منحنی تنش کرنش برای یک ماده ارتجاعی - خمیری تحت کشش تک محوری ..... ۶۸
- شکل ۴-۲ - تیر طره تغییر در شرایط تکیه‌گاهی ..... ۶۸
- شکل ۴-۳ - تغییر شکل زیاد انتهای تیر طره ..... ۶۹
- شکل ۴-۴ - مدل خسارت - خمیری بتن در کشش تک محوری ..... ۸۱
- شکل ۴-۵ - مدل خسارت - خمیری بتن در فشار تک محوری ..... ۸۱
- شکل ۴-۶ - سطح بارسلونا در فضای تنش دومحوری ..... ۸۲
- شکل ۴-۷ - تاثیر  $K_c$  در شکل صفحات انحراف‌آور ..... ۸۴

۸۸	شکل ۹-۴- ناحیه بندی تیر عمیق بتن مسلح
۹۰	شکل ۱۰-۴- سطح تسلیم وون میسز
۹۷	شکل ۱-۵- انواع المان های موجود در نرم افزار آباکوس
۹۸	شکل ۲-۵- المان ۸ گرهی و ۲۰ گرهی
۱۰۰	شکل ۳-۵- اعمال شرایط مرزی
۱۰۱	شکل ۴-۵- آرماتورگذاری در تیر نمونه N-2b
۱۰۱	شکل ۵-۵- آسیب فشاری در نمونه N-2b
۱۰۲	شکل ۶-۵- آسیب کششی در نمونه N-2b
۱۰۲	شکل ۷-۵- الگوی ترک خوردگی نمونه N-2b
۱۰۳	شکل ۸-۵- منحنی پاسخ N-2b
۱۰۳	شکل ۹-۵- مقادیر انرژی جنبشی و انرژی ورودی کل
۱۰۴	شکل ۱۰-۵- تیر نمونه 4
۱۰۴	شکل ۱۱-۵- آسیب فشاری در نمونه 4
۱۰۵	شکل ۱۲-۵- آسیب کششی در نمونه 4
۱۰۵	شکل ۱۳-۵- منحنی پاسخ تیر نمونه 4
۱۰۶	شکل ۱۴-۵- محل قرار گیری بازشو
۱۰۶	شکل ۱۵-۵- الگوی آسیب فشاری در نمونه NS-200-C
۱۰۷	شکل ۱۶-۵- الگوی آسیب کششی نمونه NS-200-C
۱۰۷	شکل ۱۷-۵- منحنی پاسخ نمونه NS-200-C
۱۰۸	شکل ۱۸-۵- حساسیت مدل به پارامتر خروج از مرکزیت



- شکل ۵-۱۹- حساسیت مدل به پارامتر Kc..... ۱۰۹
- شکل ۵-۲۰- حساسیت مدل به fcb/fc..... ۱۰۹
- شکل ۵-۲۱- حساسیت مدل به زاویه اتساع..... ۱۱۰
- شکل ۵-۲۲- حساسیت به مش‌بندی در نمونه NS-200-C..... ۱۱۱
- شکل ۵-۲۳- آسیب کششی نمونه NS-200-C با اندازه مش متفاوت..... ۱۱۲
- شکل ۵-۲۴- نحوه تقویت نمونه FS-200-C..... ۱۱۳
- شکل ۵-۲۵- منحنی پاسخ نمونه FS-200-C..... ۱۱۵
- شکل ۵-۲۶- تنش موجود در ورق کامپوزیت افقی بالا و پایین بازشو..... ۱۱۵
- شکل ۵-۲۷- تنش موجود در ورق کامپوزیت عمودی چپ و راست بازشو..... ۱۱۶
- شکل ۵-۲۸- تنش موجود در ورق کامپوزیت دورپیچ و U شکل پایین و بالای بازشو..... ۱۱۶
- شکل ۵-۲۹- آسیب کششی نمونه FS-200-C..... ۱۱۷
- شکل ۶-۱- محل قرارگیری و اندازه بازشو..... ۱۱۹
- شکل ۶-۲- منحنی پاسخ نمونه با اندازه مختلف بازشو..... ۱۲۰
- شکل ۶-۴- گسیختگی نمونه با بازشو ۲۰۰ میلی‌متر..... ۱۲۱
- شکل ۶-۵- گسیختگی نمونه با بازشو ۲۵۰ میلی‌متر..... ۱۲۱
- شکل ۶-۶- محل قرارگیری بازشو..... ۱۲۲
- شکل ۶-۷- منحنی پاسخ نمونه‌های گروه اول..... ۱۲۲
- شکل ۶-۸- منحنی پاسخ گروه دوم..... ۱۲۳
- شکل ۶-۹- آسیب کششی نمونه‌های گروه اول..... ۱۲۴
- شکل ۶-۱۰- نحوه قرارگیری بازشو در وسط دهانه برای نمونه 150-M-T..... ۱۲۴

- شکل ۶-۱۱- منحنی پاسخ نمونه‌های دارای بازشو در وسط دهانه. ۱۲۵.....
- شکل ۶-۱۲- آسیب فشاری نمونه 150-M-T. ۱۲۵.....
- شکل ۶-۱۳- آسیب کششی نمونه 150-M-T. ۱۲۶.....
- شکل ۶-۱۴- طول و ارتفاع بازشو..... ۱۲۶.....
- شکل ۶-۱۵- منحنی پاسخ نمونه‌های درارای بازشو با طول ثابت. ۱۲۷.....
- شکل ۶-۱۶- منحنی پاسخ نمونه‌های دارای بازشو با ارتفاع ثابت. ۱۲۷.....
- شکل ۶-۱۷- منحنی پاسخ نمونه‌ها دارای بازشو با مساحت یکسان. ۱۲۹.....
- شکل ۶-۱۸- منحنی نیرو بر حسب تنش تسلیم آرماتور طولی. ۱۳۰.....
- شکل ۶-۱۹- الگوی مقاوم سازی نمونه ها. ۱۳۱.....
- شکل ۶-۲۰- منحنی پاسخ نمونه FS-250-T. ۱۳۲.....
- شکل ۶-۲۱- منحنی پاسخ نمونه FS-250-B. ۱۳۲.....
- شکل ۶-۲۲- منحنی پاسخ نمونه FS-250-C. ۱۳۲.....
- شکل ۶-۲۳- آسیب کششی نمونه FS-250-B. ۱۳۳.....
- شکل ۶-۲۴- آسیب فشاری نمونه FS-250-B. ۱۳۳.....
- شکل ۶-۲۵- تنش موجود در FRP برای نمونه FS-250-B. ۱۳۴.....
- شکل ۶-۲۶- مقاوم سازی بازشوه‌های موجود در وسط تیر. ۱۳۴.....
- شکل ۶-۲۷- منحنی پاسخ نمونه FS-200-M-C. ۱۳۵.....
- شکل ۶-۲۸- تنش در FRP در نمونه FS-200-M-C. ۱۳۵.....
- شکل ۶-۲۹- آسیب کششی نمونه FS-200-M-C. ۱۳۶.....
- شکل ۶-۳۰- مقایسه دو حالت مقاوم سازی نمونه 200-M-C. ۱۳۶.....

- شکل ۳۱-۶- منحنی پاسخ نمونه‌ها با عرض مختلف FRP. ۱۳۸.....
- شکل ۳۲-۶- آسیب کششی نمونه FS-200-C-D1. ۱۳۸.....
- شکل ۳۳-۶- آسیب فشاری نمونه FS-200-C-D1. ۱۳۹.....
- شکل ۳۴-۶- تنش FRP در نمونه FS-200-C-D1. ۱۳۹.....
- شکل ۳۵-۶- تاثیر تعداد لایه های FRP بر نمونه FS-200-C-D1. ۱۴۰.....
- شکل ۳۶-۶- تاثیر تعداد لایه های FRP بر نمونه FS-200-C-D2. ۱۴۰.....
- شکل ۳۷-۶- تاثیر جنس الیاف. ۱۴۲.....

## جداول

## شماره صفحه

جدول ۶-۱- مشخصات ابعاد بازشو با مساحت ثابت ..... ۱۲۸

جدول ۶-۲- مشخصات ارتفاع الیاف ..... ۱۳۷

# فصل اول :

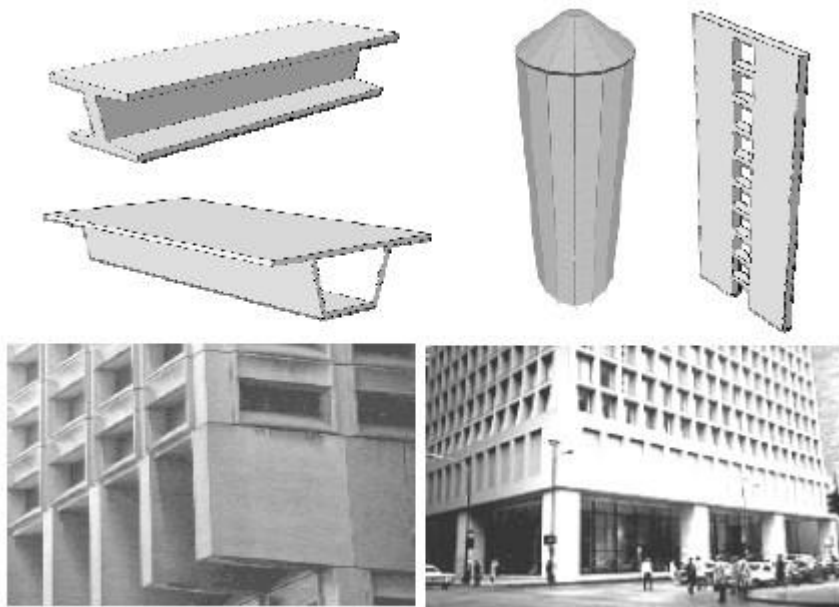
مقدمه

## ۱-۱- پیشگفتار

تیرهای عمیق بتن مسلح دارای نسبت ارتفاع به دهانه بیش از حد معمول بوده و ضخامت آنها در مقایسه با ارتفاع ناچیز است و نیروهای خارجی و واکنش‌های تکیه‌گاهی واقع در صفحه عضو، حالت تنش صفحه‌ای را ایجاد می‌کند. تیرهای عمیق که یکی از اعضای بتنی مهم در سازه‌های ساختمانی و غیر ساختمانی به شمار می‌رود در مقایسه با تیرهای معمولی رفتار پیچیده و متفاوتی دارند. این پیچیدگی، بیشتر شامل مکانیزم گسیختگی حاکم یعنی گسیختگی برشی آنها می‌باشد. نمونه تیرهای عمیق را می‌توان مطابق شکل ۱-۱ در دیوار مخازن و سیلوهای بتن مسلح، دیوارهای برشی، دال‌های پلیسه‌ای و کیسون‌ها (شالوده‌های جعبه‌ای در سازه‌های دریایی) مشاهده نمود. به دلیل شرایط معماری و تغییر در عملکرد سازه، تعبیه بازشو در مواردی غیر قابل اجتناب می‌باشد و باعث کاهش ظرفیت نهایی عضو می‌شود، در سه دهه‌ی اخیر مزایای استفاده از پلیمر کامپوزیت‌های مسلح شده با الیاف<sup>۱</sup> برای مقاوم‌سازی و تقویت سازه‌ها توسط محققین زیادی نشان داده شده است. استفاده از این روش در مقاوم‌سازی تیرها عمیق دارای بازشو نیز به میزان قابل توجهی باعث افزایش ظرفیت نهایی این تیرها می‌گردد.

---

۱-Fiber reinforced polymer (FRP)



شکل ۱-۱- کاربرد تیرهای عمیق در سازه.

## ۱-۲- ضرورت انجام پژوهش

در سه دهه اخیر مقاوم‌سازی و تقویت سازه‌ها با استفاده از FRP به عنوان یک روش موثر مورد استفاده قرار گرفته است. در این رابطه تحقیقات فراوانی در زمینه تقویت خمشی و برشی تیرهای بتن مسلح معمولی صورت گرفته است. با این وجود مطالعات کمی در زمینه تقویت تیرهای عمیق بتن مسلح دارای بازشو با استفاده از کامپوزیت‌های (FRP) انجام شده است. تیرهای عمیق دارای کاربرد فراوانی در مهندسی عمران از جمله در ساختمان‌های بلندمرتبه، مخازن، سیلوها و سازه‌های دریایی می‌باشند و به دلیل شرایط معماری و تغییر در عملکرد سازه، تعبیه بازشو در مواردی غیر قابل اجتناب می‌باشد و باعث کاهش ظرفیت نهایی عضو می‌شود، لذا تحقیقات در این زمینه امری ضروری به نظر می‌رسد. با توجه به اینکه در زمینه مقاوم‌سازی تیرهای عمیق دارای بازشو با الیاف FRP تحقیقات کمی صورت گرفته است و عدم وجود آیین نامه در این زمینه و در نظر گرفتن این موضوع که کارهای آزمایشگاهی مستلزم زمان

و هزینه بالایی می‌باشد، می‌توان یا استفاده از نرم افزارهای موجود و مدل سازی عددی تاثیر پارامترهای مختلف را در مقاوم سازی بررسی نمود.

### ۱-۳- هدف

در این پژوهش، مطالعه‌ای با هدف بررسی رفتار تیرهای عمیق دارای بازشو و در نهایت ارائه الگوی مناسب و ساده برای افزایش ظرفیت برشی تیرهای عمیق دارای بازشو با استفاده از مصالح FRP است. در این راستا و به منظور بررسی رفتار متغیرهای مختلف، مدل‌هایی با استفاده از ابزار اجزای محدود غیر خطی ساخته شده و پس از صحت سنجی نتایج حاصل از تحلیل عددی، پارامترهای مؤثر در رفتار تیرهای عمیق دارای بازشو مورد بررسی قرار گرفته است.

### ۱-۴- فصل بندی پایان نامه

در فصل دوم، رفتار تیرهای عمیق بتن مسلح مورد بررسی قرار گرفته و مطالعات آزمایشگاهی، تحلیلی و عددی پیشین در رابطه با تیرهای بتن مسلح تشریح شده است. همچنین روابط موجود در آیین نامه‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.

در فصل سوم، ضرورت مقاوم سازی سازه‌ها و مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی مقاوم سازی تیرهای عمیق بتن مسلح تشریح شده است.

در فصل چهارم، مبانی نظری و تئوری‌های موجود برای تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن مسلح و روش‌های مدل‌سازی مورد بررسی قرار گرفته و فرضیات مدل‌سازی و نرم‌افزار مورد استفاده معرفی می‌گردد.

در فصل پنجم، صحت مدل‌های عددی ساخته شده از نمونه‌های مختلف با مقایسه الگوی ترک و منحنی بار - تغییر مکان نمونه با نتایج آزمایشگاهی مورد بررسی قرار می‌گیرد.



در فصل ششم، تاثیر پارامترهای مختلفی از جمله مشخصات آرماتورها، شکل بازشو، محل بازشو، الیاف FRP بر رفتار تیرهای عمیق دارای بازشو مورد بررسی قرار می‌گیرد.

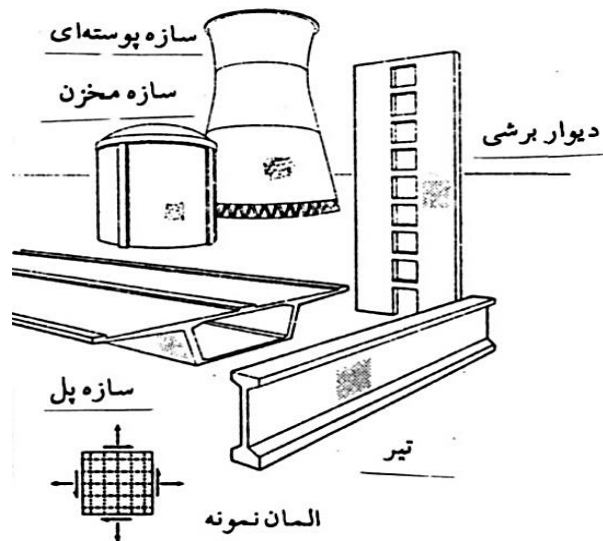
در فصل هفتم، نتایج حاصل از این پایان‌نامه به طور خلاصه ارائه شده و با توجه با کاستی‌های موجود در این زمینه، پیشنهاداتی برای ادامه‌ی مطالعات ارائه می‌گردد.

## فصل دوم:

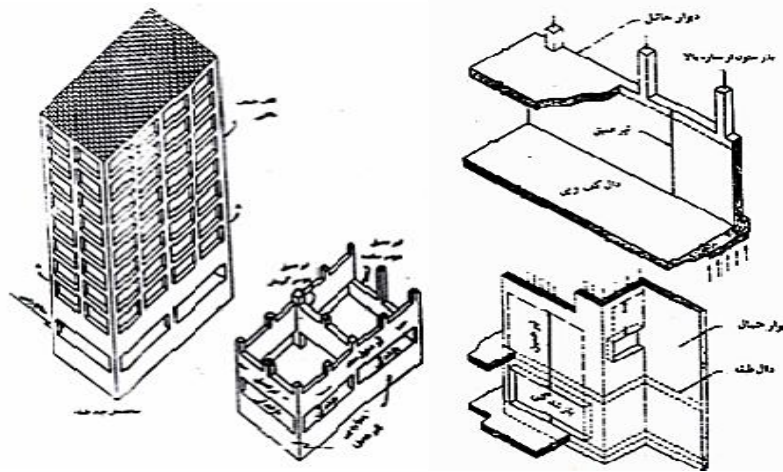
### بررسی رفتار تیرهای عمیق بتن مسلح

## ۱-۲- مقدمه

در بعضی اعضای بتنی مسلح نسبت ارتفاع (عمق) به دهانه بزرگتر از حد معمول می‌باشد و از طرفی ضخامت مقطع در مقایسه با ارتفاع کوچک است و همچنین نیروهای خارجی و واکنش‌های تکیه‌گاهی نیز در صفحه قرار دارند و تقریباً می‌توان گفت که یک حالت تنش صفحه‌ای در بتن وجود دارد، چنین اعضای را تیر عمیق گویند. به طور کلی تیرهایی که دارای عمق قابل توجهی در مقایسه با طول دهانه می‌باشند، به تیرهای عمیق موسوم‌اند. تیرهای عمیق در دیواره مخازن و سیلوهای مستطیلی، دیوارهای برشی، دال‌ها، سازه‌های دریایی، کیسون‌ها و در ساختمان‌ها برای کم کردن فاصله بین ستون‌ها بکار می‌روند (شکل ۱-۲).



شکل ۱-۲- کاربرد تیرهای عمیق در ساختمان [۱].



شکل ۲-۱- دنباله- کاربرد تیرهای عمیق در ساختمان [۱].

اصولاً رفتار تیرهای عمیق با تیرهایی که دارای ابعاد معمولی هستند، تفاوت عمده دارد و در تحلیل و طراحی و جزئیات آرماتوربندی آنها باید توجه خاصی به عمل آورد. عوامل مختلفی مانند نسبت طول به ارتفاع، نوع تکیه گاه‌ها، میزان فولاد مصرفی، نوع بتن و نوع بارگذاری در رفتار تیرهای عمیق تأثیر زیادی دارند و مجموعه‌ی این عوامل دلیل اصلی رفتار غیر خطی این گونه تیرها هستند.

نکته‌ی بسیار مهمی که در طراحی باید مورد توجه قرار گیرد این است که توسعه‌ی رفتار تیرهای معمولی به تیرهای عمیق کاملاً نادرست است. معمولاً معیار عمیق بودن یک تیر در آیین نامه‌های مختلف متفاوت است. نسبت دهانه به ارتفاع و ضریب لاغری (ارتفاع به ضخامت) از جمله عواملی هستند که بیشترین حالت‌های رفتار یک تیر عمیق مانند: برش، کمانش، ناپایداری و خروج از مرکزیت با آنها سنجیده می‌شود.

در آیین نامه‌ی ACI-318-08 تیر عمیق به عضوی اطلاق می‌شود که در یک وجه بارگذاری شده باشد و در وجه مقابل روی تکیه‌گاه قرار گرفته باشد [۲]. و علاوه بر این یکی از دو شرط زیر را ارضاء نماید:

۱. دهانه‌ی آزاد ( $L_n$ ) مساوی یا کمتر از چهار برابر عمق کلی تیر باشد.

۲. بارهای متمرکز در فاصله‌ی کمتر از دو برابر عمق از لبه‌ی تکیه‌گاه قرار داشته باشند.

دفترچه راهنمای انگلیسی CIRIA و آیین نامه اروپایی CEB-FIP فقط دیدگاه برش را در تیرهای عمیق توصیه نموده‌اند و بر اساس آن نسبت دهانه به ارتفاع را برای تیرهای دو سر ساده ۲ و برای تیرهای پیوسته (سراسری) ۲/۵ پیشنهاد کرده‌اند.

## ۲-۲- رفتار تیرهای عمیق بتن مسلح

رفتار سازه‌ای تیرهای عمیق بر خلاف تیرهای معمولی به دلیل نسبت کم دهانه برشی به ارتفاع متفاوت است، این تیرها به دلیل هندسه‌ای که دارند متمایل به یک عضو دو بعدی تنش مسطح هستند، لذا پس از خمش بدلیل عدم توزیع کرنش خطی، مقطع مسطح الزاماً صفحه باقی نمی‌ماند؛ در تیرهای عمیق پاسخ حتی در محدوده ارتجاعی به وسیله توزیع کرنش غیر خطی تعیین می‌شود.

دلیل اصلی رفتار غیر خطی این گونه تیرها نسبت دهانه به ارتفاع، نوع بارگذاری، میزان فولاد مصرفی، نوع تکیه‌گاهها، نوع بتن و مشخصات هندسی می‌باشد. بر خلاف تیرهای معمولی، در تیرهای عمیق اصل برنولی که بیانگر خطی بودن دیاگرام کرنش در مقاطع است صادق نمی‌باشد. این تیرها از اصل سنت - ونان که بیانگر کرنش غیر خطی در ارتفاع مقطع می‌باشد پیروی می‌کنند [۳].

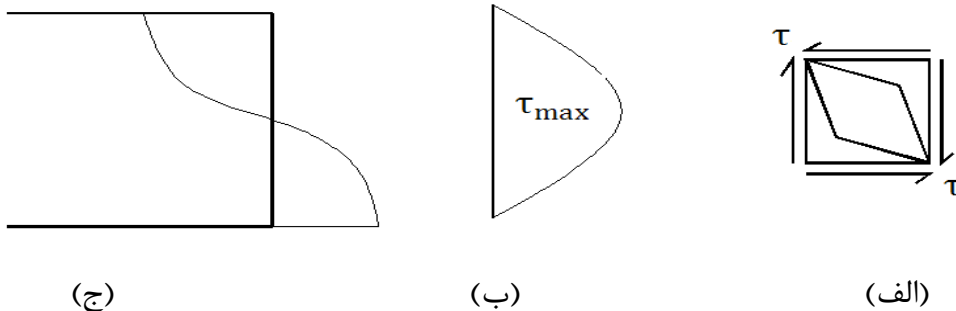
با توجه به نسبت ابعاد تیرهای عمیق، تغییر شکل برشی در آن قابل توجه است و لذا معمولاً مقاومت آنها توسط برش کنترل می‌شود و استفاده از نظریه خمش ساده برای پیش‌بینی رفتار آن صحیح نمی‌باشد، همچنین از آنجایی که توزیع تنش و کرنش در مقاطع آن غیر خطی

است بنابراین نیاز به تحلیل جداگانه‌ای برای تحلیل این تیرها می‌باشد [۴].

نکته بسیار مهم در طراحی تیرهای عمیق این است که بسط رفتار تیرهای معمولی به تیرهای عمیق کاملاً نادرست است. چرا که بررسی‌های مختلف نشان داده که رفتار ارتجاعی تیرهای عمیق بتن مسلح با رفتار تیرهای معمولی متفاوت است. این تفاوت اساساً به اثر تنش-های قائم در مقطع و تغییر شکل‌های برشی در این اعضا نسبت داده می‌شود [۵].

## ۲-۲-۱- رفتار قبل از ترک خوردگی

در تیرهای معمولی به علت نسبت زیاد دهانه‌ی برش به عمق، نیروهای برشی در برابر لنگرهای خمشی کوچک هستند، بنابراین اصل برنولی در این تیرها صادق است. به عبارت دیگر: مقاطع مسطح عمود بر محور خمش پس از تغییر شکل خمشی نیز مسطح باقی می‌مانند. مفهوم این فرض آن است که تغییرات کرنش در ارتفاع تیر خطی و متناسب با فاصله از تار خنثی است. تنش خمشی در هر نقطه بستگی به کرنش آن نقطه و طبیعت نمودار تنش-کرنش دارد. اصل برنولی برای رفتار یک تیر خمشی در کلیه‌ی حالات رفتاری صادق است. یعنی حتی اگر مقطع وارد محدوده پلاستیک شده باشد و رفتار بتن و فولاد کاملاً غیرخطی باشد. اما در تیرهای عمیق به علت نسبت کم دهانه برشی به ارتفاع و ظرفیت خمشی بالا، نیروی برشی قابل توجهی در مقطع وجود دارد. این نیروی برشی زیاد باعث اعوجاج مقطع شده و مسطح بودن صفحات را بر هم می‌زند، یعنی اصل برنولی را نقض می‌کند. این مسئله به طور ساده در شکل ۲-۲ نشان داده شده است. بنابراین دیگر نمی‌توان مانند تیرهای معمولی از تغییر شکل برشی صرف نظر کرد.



شکل ۲-۲- الف) المان تحت برش؛ ب) توزیع تنش برشی در ارتفاع مقطع؛ ج) اعوجاج مقطع بر اثر تنش

برشی

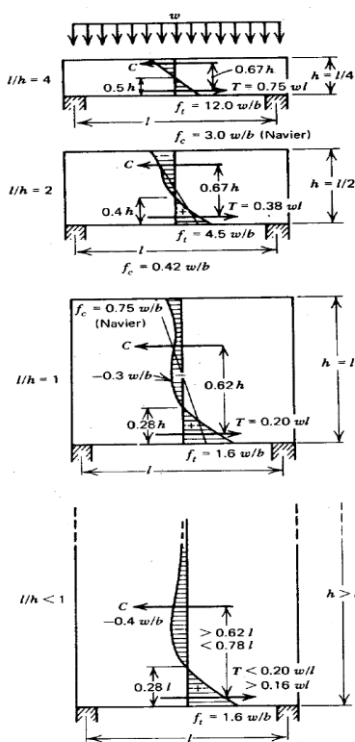
در تیرهای عمیق حتی در محدوده‌ی الاستیک نیز تغییرات تنش و کرنش در ارتفاع تیر خطی نیست، و برای به دست آوردن توزیع تنش‌های واقعی در تیر عمیق حتی در محدوده‌ی الاستیک نیز باید از روش‌های تئوری الاستیسیته دو بعدی تنش مسطح و روش‌های اجزاء محدود استفاده کرد.

هر چه نسبت دهانه به عمق کمتر شود، الگوی توزیع تنش در ارتفاع از الگوی خطی برنولی انحراف بیشتری پیدا می‌کند. در شکل ۲-۲ توزیع تنش‌های خمشی در وسط دهانه‌ی تیرهای دو سر ساده که دارای نسبت دهانه به عمق  $(\frac{l}{h})$  متفاوت هستند، نشان داده شده است. به تمام این تیرها بار گسترده یکنواخت  $w$  اعمال شده است. نکته قابل توجه در شکل ۲-۳ این است که بازوی لنگر در تمام تیرها تقریباً برابر و منطقه کششی در پایین تیر کوچک است. بنابراین فولادهای اصلی کششی باید در این منطقه واقع شوند.

نتیجه تحلیل الاستیک از این جهت اهمیت دارد که توزیع تنش‌هایی که باعث ترک خوردگی می‌شوند را نشان می‌دهد، لذا جهت ترک‌های اولیه را نشان می‌دهد. بعد از ایجاد ترک باز توزیع تنش‌ها لازم است، چون در عرض ترک‌ها هیچ کششی وجود ندارد. شکل ۲-۴

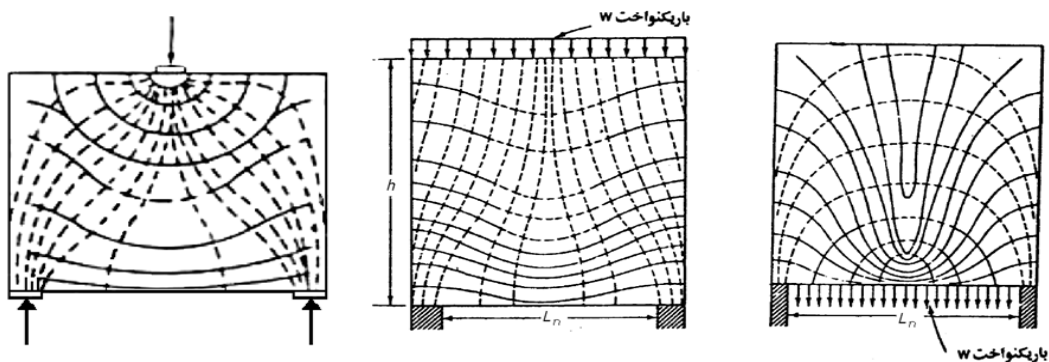
مسیرهای تنش‌های اصلی در تیر عمیق با بارگذاری متفاوت را نشان می‌دهد.

خطوط منقطع مسیر تنش‌های فشاری و خطوط پر مسیر تنش‌های کششی هستند. همانطور که در شکل دیده می‌شود منحنی‌های فشاری اصلی در تیر عمیق با خط قائم زاویه کمتری تشکیل می‌دهند. مسیر تنش‌های کششی بر این منحنی‌ها عمود است، بنابراین ترک‌های برشی یا خمشی-برشی ایجاد شده با خط قائم زاویه‌ی کوچک می‌سازند. زیاد بودن ارتفاع تیر و زیاد بودن نیروهای برشی در مقایسه با نیروهای خمشی و کم بودن فاصله تکیه‌گاه‌ها از یکدیگر (که باعث ایجاد تنش‌های فشاری قائم در تیر می‌شوند) را می‌توان دلایل این شکل منحنی‌های تنش دانست.



شکل ۲-۳- توزیع تنش‌های خمشی در تیرهای دو سر ساده [۶]



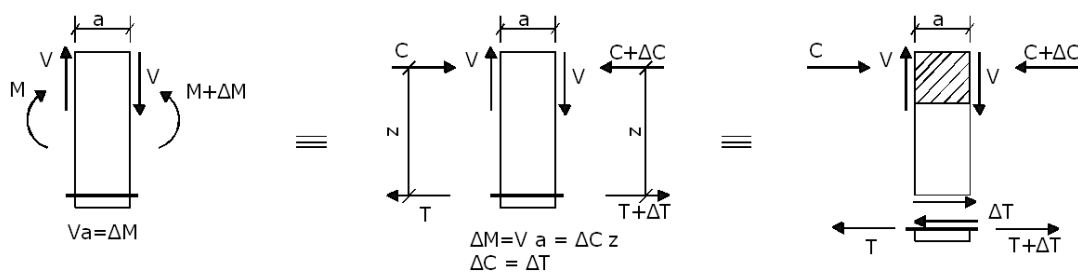


شکل ۲-۴- مسیر تنش‌های اصلی در تیر عمیق تحت بارگذاری های مختلف [۷].

### ۲-۲-۲- رفتار بعد از ترک خوردگی

به طور کلی تحمل بار در تیرهای عمیق بعد از ترک خوردگی بسیار زیاد است. زیرا در چنین تیرهایی پس از ترک خوردگی مکانیزم انتقال بار تغییر می‌کند و تیر به صورت یک قوس مهار شده عمل می‌کند و با کاهش نسبت دهانه‌ی برش به عمق ظرفیت برشی افزایش پیدا می‌کند [۲]. در ادامه به توضیح چگونگی شکل‌گیری عملکرد قوسی می‌پردازیم.

حضور برش در دهانه‌ی تیر به معنی تغییرات لنگر در طول دهانه‌ی تیر است. بعد از ایجاد ترک این برش با تغییرات لنگر بوسیله‌ی دو عملکرد تیر و عملکرد قوس منتقل می‌شود. در شکل ۲-۵ نمودار آزاد تیر بتنی بین دو ترک متوالی نشان داده شده است.



شکل ۲-۵- نمودار آزاد تیر بتنی بین دو ترک متوالی

$$M=T.Z \longrightarrow V = \frac{dM}{dx} \longrightarrow \frac{dT}{dx} Z + \frac{dZ}{dx} T \quad 1-2$$

که در این روابط،  $\frac{dT}{dx} Z$  عملکرد تیر و  $\frac{dZ}{dx} T$  عملکرد قوس می‌باشد.

آیین‌نامه‌ها انتقال برش را به وسیله‌ی چهار مکانیزم زیر در نظر می‌گیرند [۸]:

✓ انتقال مستقیم برش در ناحیه‌ی فشاری ترک نخورده‌ی تیر

✓ قفل و بست دانه‌ای

✓ عملکرد شاخه‌ای<sup>۱</sup> میلگردهای اصلی خمشی

✓ کشش مستقیم در میلگردهای مسلح کننده جان

مکانیزم انتقال برش در یک تیر عمیق در حالت حدی نهایی مکانیزم عملکرد قوس است.

زیرا طبق نتایج آزمایشگاهی در حالت حدی نهایی نیروی کششی تحمل شده توسط فولاد اصلی

ثابت است، یعنی پیوستگی بین بتن و فولاد از بین می‌رود، لذا باید توجه خاصی به مهار میلگرد-

ها در انتهای تیر نمود و باید آنها را در انتها قلاب نمود [۸].

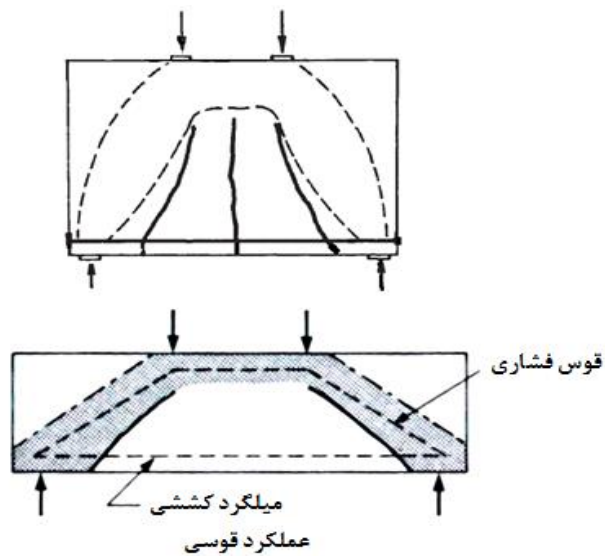
البته مؤثر بودن مکانیزم فوق علاوه بر نسبت ابعاد عضو، بستگی به محل تأثیر نیروهای

خارجی و محل تکیه‌گاه‌ها دارد [۸]. همچنین این مکانیزم وقتی مؤثر است که نسبت دهانه

برش به ارتفاع ۲ و یا کمتر باشد. زیرا در تیرهای معمولی به علت ارتفاع کم تیر، بازوی نیروهای

فشاری و کششی در طول دهانه‌ی تیر تغییر زیادی نمی‌کند و عملکرد قوس شکل نمی‌گیرد. در

شکل ۲-۶ شکل‌گیری عملکرد قوس در تیر عمیق نشان داده شده است.



شکل ۲-۶- عملکرد قوس در تیر بتن مسلح بعد از ایجاد ترک‌های قطری [۹].

### ۲-۳- گسیختگی‌های محتمل در تیرهای عمیق

طبق آزمایشات و تحقیقات انجام شده روی نمونه‌های بتن مسلح بسته به تأثیر و مقدار

آرماتور جان، مقاومت بتن و هندسه‌ی تیر، حالت‌های گسیختگی شناخته شده عبارتند از:

- خمشی
- برشی
- لهیدگی
- کمانشی

این حالات گسیختگی در ذیل شرح داده شده‌اند و ممکن است در عمل ترکیبی از آنها با

هم رخ دهد. روش‌های گسیختگی اشاره شده ترکیبی از روش‌های گسیختگی پیشنهادی کونگ<sup>۱</sup>

و دفترچه‌ی راهنمایی CIRIA می‌باشد [۱۰].

---

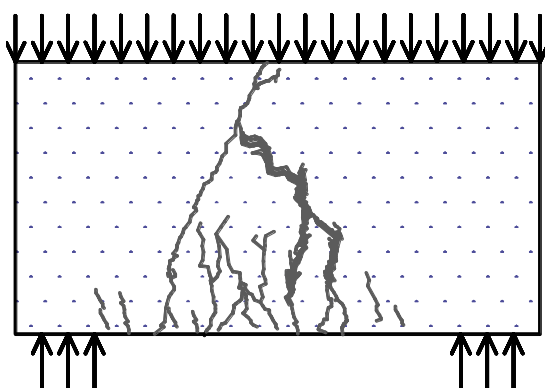
<sup>۱</sup>-Kong

## ۲-۳-۱- گسیختگی خمشی

در تیرهایی که فروپاشی آنها خمشی و یا ترکیبی از خمش و برش است، شکل‌گیری ترک‌ها و گسترش آنها تقریباً شبیه یکدیگر است و در تیرهای عمیق دو سر ساده صفحه‌ی شکست در وسط دهانه‌ی تیر واقع می‌شود و در مراحل پایانی بارگذاری عرض ترک خمشی در وسط کاملاً باز می‌شود؛ ترکها در اثر بار حدودی ۱۵ الی ۳۰ درصد بار نهایی به وجود می‌آیند (شکل ۲-۷)؛ در صورتی که این ترک‌ها در تیرهای دو سرگیردار که شیوه‌ی شکست، برشی است ادامه نمی‌یابد. گسیختگی خمشی معمولاً به دلیل شکست فولاد رخ می‌دهد و کمتر ناشی از خرد شدن بتن است. بیشتر ترک‌های خمشی در مجاورت ترک‌های اولیه پدید می‌آیند.

گسیختگی خمشی در نمونه‌های آزمایشگاهی با تسلیم غیر الاستیک و شکست نهایی میلگرد خمشی دهانه قابل تشخیص است. در این گسیختگی ترک‌های قائم از لبه‌ی پایینی تیر شروع شده و با افزایش بار تقریباً تا ارتفاعی معادل ارتفاع مؤثر بالا می‌آیند. منحنی تغییر مکان- بار نشان دهنده‌ی حالت الاستوپلاستیک است؛ نیروی کششی در فولاد خمشی بعد از ترک خوردگی بتن کم و بیشتر در طول دهانه یکنواخت است؛ در ضمن باید توجه داشت که گسیختگی می‌تواند ناشی از قید ناکافی میلگرد در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها و تمرکز تنش در میلگرد خمشی باشد [۵]، گسیختگی خمشی بیشتر در تیرهای عمیق دو سر ساده قابل رؤیت است. مقاومت خمشی تیرهای عمیق در مقالات، نسبت به مقاومت برشی کمتر مورد بحث قرار می‌گیرد؛ زیرا که مشخصه‌ی تیرهای عمیق بر پایه‌ی برش استوار است. البته آیین‌نامه‌های اصلی طراحی از قبیل آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا ACI و آیین‌نامه‌ی کانادا پیشنهادی برای طراحی خمشی ارائه داده‌اند و یک مقدار حداقل برای فولادگذاری به میزان  $0.02bd_e$  پیشنهاد شده است که احتمال شکست خمشی را در نظر می‌گیرد که در این فرمول  $b$  عرض تیر و  $d_e$  ارتفاع

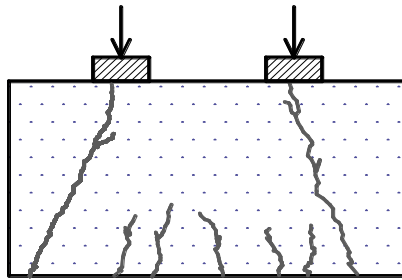
مؤثر مقطع است.



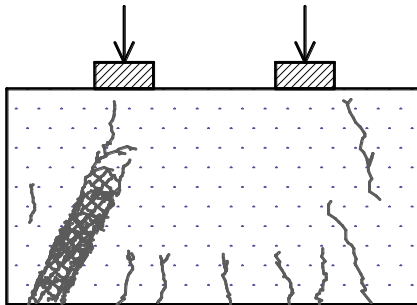
شکل ۲-۷- شکست خمشی در تیر عمیق [۱۱].

### ۲-۳-۲- گسیختگی برشی

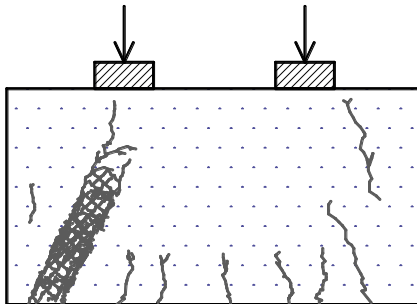
این نوع فروپاشی در تیرهای عمیق با تکیه‌گاه ساده و گیردار و پیوسته تشکیل می‌شود. شکل‌گیری ترک‌های خمشی و قطری در بارهای پایین برای تیرهای عمیق دو سر ساده و در بارهای بالاتر برای تیرهای عمیق دو سر گیردار و پیوسته صورت می‌پذیرد. ولی گسترش ترک چه در تیر عمیق با تکیه‌گاه ساده و چه در تکیه‌گاه دو سر گیردار تقریباً یکسان است. تیرهای که دارای گسیختگی برشی هستند مقاومت نهایی بالاتری نسبت به دیگر تیرها دارند. در ضمن شکست برشی همراه با خرد شدن بتن در کنار نقطه‌ی بارگذاری و تکیه‌گاه رخ می‌دهد که بیانگر مکانیزم گسیختگی برشی است. رفتار تیر عمیق در خمش تحت تأثیر نوع یا موقعیت بار نمی‌باشد، اما در گسیختگی برشی، چون گسیختگی به واسطه‌ی عریض شدن ترک‌های قطری و خرد شدن بتن بین آن‌ها مشخص می‌شود به طور قابل توجهی به موقعیت و توزیع بارهای اعمالی وابسته است. ظرفیت برشی به مقدار گسترش ترک قطری، مکان و اثر میلگرد جان بستگی دارد. در شکل‌های ۲-۸ الی ۲-۱۰ به ترتیب با افزایش فولاد حالت گسیختگی تغییر می‌یابد [۱۲].



شکل ۲-۸- ترک با جدا کردن تیر از بالا و پایین بدون خرد شدن بتن گسترش می‌یابد [۴].



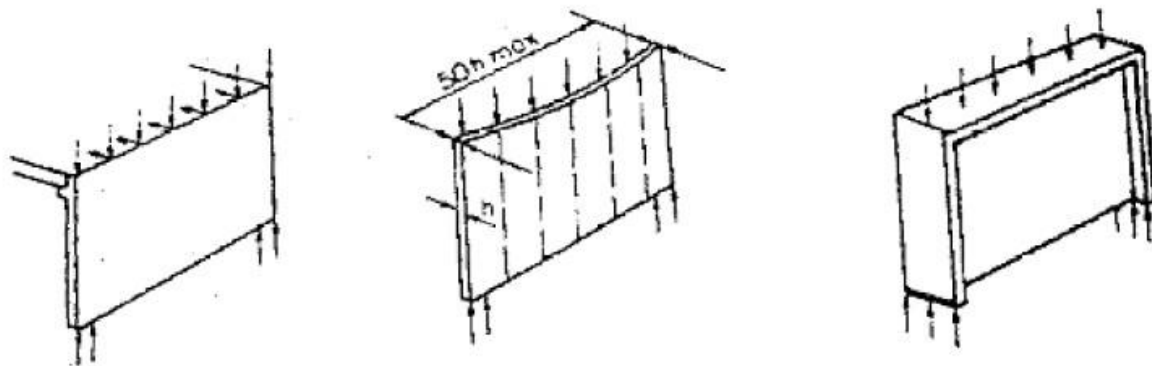
شکل ۲-۹- ترکهای قطری موازی تشکیل نوارهایی می‌دهند و با خرد شدن بتن بین ترک‌ها و شکست نوار بتنی تیر گسیخته می‌گردد [۴].



شکل ۲-۱۰- ترک قطری به منطقه فشاری نفوذ کرده و تحت تاثیر این ترک ، بتن خرد می‌گردد [۴].

### ۲-۳-۳- گسیختگی کمانشی

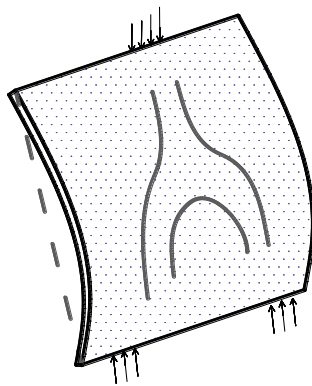
اکثر دیوارها و تیرها از طریق اعضای نگهداری شده‌ی کف یا بام دارای تکیه‌گاه جانبی هستند، به گونه‌ای که کمانش جانبی بال فشاری به ندرت مشکل ساز می‌باشد. شکل ۳-۱۱ تکیه‌گاه‌های جانبی برای اعضای عمیق خمشی را نشان می‌دهد.



الف: مهاربندی جانبی بال‌ها. ب: حداقل فاصله‌ی بین مهاربندی جانبی. ج: مهار جانبی با سقف یا طبقه جانبی.

شکل ۲-۱۱- تکیه‌گاه جانبی برای اعضای عمیق خمشی.

یکی از انواع شکست‌ها در تیرهای عمیق شکست کمانشی است که به ضریب لاغری، خروج از مرکزیت و شرایط مرزی تیر بستگی دارد. این نوع شکست کاملاً ناگهانی و بدون اخطار قبلی است، زیرا تیرهای عمیق معمولاً به نحوی در تکیه‌گاه‌ها گیردار شده‌اند و از چرخش و حرکت‌های جانبی جلوگیری شده‌است. کمانش عمودی در شکل ۲-۱۲ نشان داده شده است. اگر نسبت ارتفاع به ضخامت عضو محدود به ۲۵ گردد، کمانش مشکل ساز نخواهد بود.

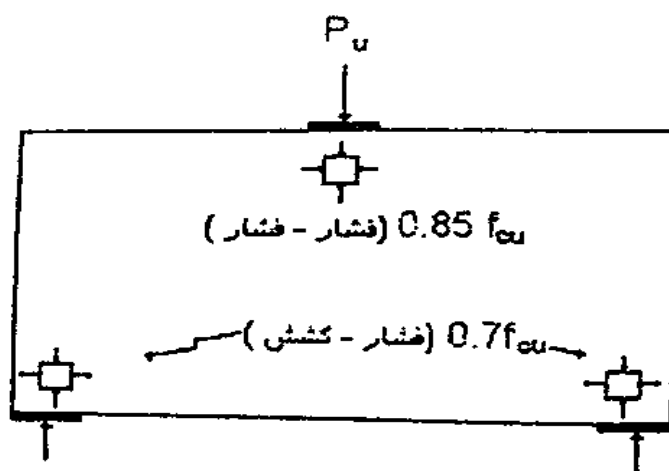


شکل ۲-۱۲- کمانش جانبی در تیر عمیق [۲].

## ۲-۳-۴- گسیختگی موضعی

بتن به طور مستقیم در بالای تکیه‌گاه تحت تأثیر تنش فشاری و کششی دو محوری و در

زیر بار متمرکز تحت تأثیر تنش‌های دو محوری فشاری است (شکل ۲-۱۳).

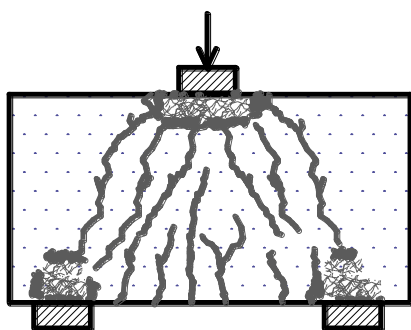


شکل ۲-۱۳- تنش‌های مستقیم دو محوره در نقاط تکیه‌گاهی و بارگذاری، (Subedi (1988).

این نوع گسیختگی در تیرهایی مشاهده می‌شود که در زیر نقطه‌ی بارگذاری و یا روی تکیه‌گاه‌های آنها به اندازه‌ی کافی میلگرد به کار نرفته است و یا مقدار میلگرد خمشی و یا فشاری زیادی استفاده شده و تیر دارای سختی زیادی می‌باشد (شکل ۲-۱۴). برای جلوگیری از گسیختگی موضعی آیین‌نامه‌های مختلف مقادیر حدی بر حسب مقاومت بتن مشخص کرده‌اند.

مقاومت لهیدگی به مقدار تنش لهیدگی بستگی دارد. طبق پیشنهاد CIRIA، تنش لهیدگی نباید از  $0.14f_{cu}$  تجاوز نماید، که  $f_{cu}$  مقاومت فشاری نمونه مکعبی است. این آیین‌نامه اجازه می‌دهد برای جزئیات مناسب، تنش مجاز زیر نقطه بارگذاری به  $0.18f_{cu}$  و روی تکیه‌گاه‌ها به  $0.16f_{cu}$  برسد.





شکل ۲-۱۴- ترک موضعی در زیر نقطه‌ی بارگذاری و بالای تکیه‌گاه [۱۳].

## ۲-۴- تاریخچه مطالعه بر روی تیرهای عمیق بتن مسلح بدون بازشو

تیرهای عمیق بتن مسلح یکی از موضوعات قابل توجه در مهندسی سازه می‌باشد. در حدود ۷۰ سال است که محققین بر روی تیرهای عمیق دو سر ساده کارهای عددی و آزمایشگاهی انجام می‌دهند. هم چنین چندین گزارش در مورد رفتار تیرهای عمیق با دهانه‌ی پیوسته منتشر شده است و در مورد تیرهای عمیق دو سر گیردار فقط گزارشهای عربزاده در دسترس می‌باشد [۱].

به طور کلی تحقیق بر روی تیرهای عمیق از سال ۱۹۳۰ میلادی شروع شده است و تا کنون هم ادامه دارد و از جنبه‌های مختلف این تیرها بررسی شده است. کونگ و رابینس<sup>۱</sup> طی گزارشی تاثیر فولادهای قائم بر روی تیرهای عمیق دو سر ساده را مورد تشریح قرار دادند [۱۴]. کونگ و شارپ<sup>۲</sup> در سال ۱۹۷۳ گزارشی در مورد مقاومت و مودهای شکست در تیرهای عمیق ارائه دادند، البته فرمول‌های پیشنهادی برای پیش‌بینی بار نهایی در سال ۱۹۷۸ توسط کونگ مورد تصحیح قرار گرفتند. در سال ۱۹۷۳ کونگ و رابینس روش اجزای محدود را برای پیش-

۱-Robins

۲-Sharp

بینی بارهای نهایی و الگوهای ترک در تیرهای عمیق به کار بردند. تانر<sup>۱</sup> طی گزارشی اعلام کرد که روش اجزای محدود نتایج خوبی برای تیرهای عمیق لبه دار ارائه می‌دهد [۱۵]. گارسیا<sup>۲</sup> در سال ۱۹۸۲ در زمره اولین کسانی بود که آزمایشات کمانش را روی تعداد قابل توجهی از تیرهای لاغر عمیق بتنی انجام داد.

آنانتانارایانا<sup>۳</sup> و راماکریشان<sup>۴</sup> در سال ۱۹۶۸ آزمایشاتی را روی تیرهای بتن مسلح با دهانه ساده و تحت سه حالت بارگذاری انجام دادند: دو بار متقارن متمرکز، یک بار متمرکز مرکزی و بار گسترده یکنواخت. تمامی تیرها دارای دهانه ثابت ۶۹۰ میلی‌متر و نسبت دهانه به عمق ۰/۹۴ تا ۲/۰۴ بودند. میلگرد کششی به وسیله یک قلاب ۹۰ درجه به طول ۲۳۰ میلی‌متر در انتها محکم شده و تقویت اضافی در زیر نقاط بارگذاری جهت جلوگیری از لهیدگی موضعی فراهم شد. اکثر تیرها تحت برش گسیخته شدند که به وسیله یک گسیختگی ناگهانی در امتداد خط واصل تکیه‌گاه و نقطه بارگذاری صورت گرفت (در تیرها بار متمرکز)؛ در برخی از تیرها شکست رخ داد (به همراه فشرده شدن بتن منطقه فشاری). و این طور استنتاج شد که در تیرهای عمیق بتن مسلح، بار بوسیله‌ی یک فشار مستقیم به تکیه‌گاه منتقل می‌شود و شکست چنین تیرهایی وابسته به کشش قطری است و بر این اساس پیشنهاداتی برای مشخص نمودن مقاومت برشی نهایی داده شد [۵].

کونگ در سال‌های ۱۹۷۸ تا ۱۹۹۱ آزمایشات زیادی را روی تیرهای عمیق بتن مسلح با دهانه ساده و ابعاد بزرگ به وزن ۴ تن انجام داده است. بعد از سال ۱۹۶۰ آزمایشات مختلفی بر

---

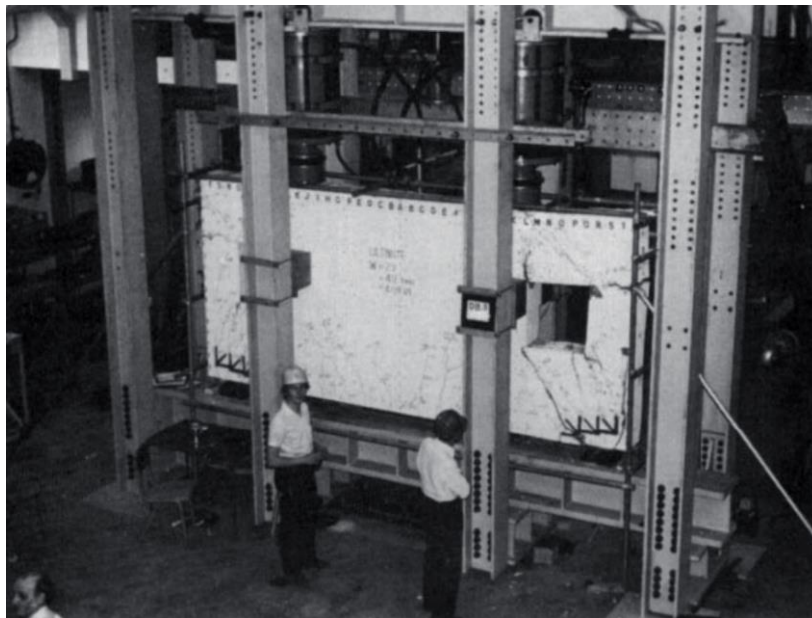
۳-Taner

۴-Garcia

۵-Ananthanarayana

۶-Ramakrishan

روی تیرهای بتنی عمیق توسط کونگ صورت گرفته است که هنوز هم در دانشگاه نیوکاسل ادامه دارد؛ این آزمایشات بر روی ۴۹۰ تیر عمیق که شامل نمونه‌های بزرگ ۴/۵ تنی (شکل ۲-۱۵) نیز می‌باشد صورت می‌گیرد [۱۶].



شکل ۲-۱۵ آزمایش بر روی تیر عمیق دو سر ساده با ابعاد بزرگ [۱۶].

اسمیت<sup>۱</sup> و ونت‌سیتیسیس<sup>۲</sup> در سال ۱۹۸۲ آزمایشاتی را روی تیر عمیق بتن مسلح انجام دادند. هدف از انجام این آزمایش‌ها مشاهده‌ی اثر تقویت جان تیر، نسبت دهانه‌ی برشی به عمق و دهانه به عمق بر روی رفتار تیر عمیق بود. تمامی تیرها تحت برش گسیخته شدند و بار ترک قطری به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از بار نهایی بود. تقویت جان تیر تأثیری بر روی شکل ترک-های برشی نداشت و فقط بر مقاومت برشی نهایی تأثیر گذار بود و تیرها با جان تقویت شده نسبت به تیرهای بدون تقویت جان از آسیب پذیری کمتری در شکست و ترک‌های کوچکتري،

---

۱-Smith

۲-Vantsiotis

برخوردار بودند و همچنین مشخص شد با افزایش مقاومت بتن مقاومت برشی تیر عمیق افزایش می‌یابد و این اثر بیشتر در تیرهای با نسبت دهانه برشی به عمق پایین دیده می‌شود. مقاومت برشی بدست آمده از آزمایش با مقادیر بدست آمده از آیین نامه ACI-318 مقایسه گردید و مشخص شد که نسبت مقادیر محاسبه شده به ظرفیت برشی اندازه‌گیری شده از ۰/۵ تا ۰/۹۷ برای تیرهای با نسبت دهانه برشی به عمق ۰/۷۷ تا ۱/۳۴ متغیر بوده است و میانگین آن ۰/۶۵ بدست آمد.

کیوسنس<sup>۱</sup>، بوث<sup>۲</sup> و بیسر<sup>۳</sup> در سال ۱۹۸۵ و ۱۹۸۶ یک سری آزمایش بر روی تیرهای عمیق بتن مسلح یک دهانه انجام دادند. آزمایشات شامل ۱۷ تیر دهانه ساده تحت بار متمرکز در مابین تکیه‌گاه بود. دهانه‌ی تیرها ۱/۲۶ و عمق ۱۰۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد [۱۷، ۱۸]. در سال ۱۹۸۴ آزمایشاتی توسط هارا<sup>۴</sup> روی تیرهای عمیق با دهانه‌ی ساده صورت داده شد. تیرها دارای دهانه‌ی ۱۰۰۰ میلی‌متر، عمق ۵۵۰ میلی‌متر و پهنا ۲۰۰ میلی‌متر بوده‌اند. نسبت دهانه‌ی برشی به عمق از ۱/۰ تا ۰/۹ و مقدار تقویت کششی از ۰/۵ تا ۱/۵ درصد سطح مقطع بتن متغیر بوده و تیرها تحت دو بار نقطه‌ای متمرکز قرار گرفتند. سه حالت گسیختگی مشاهده گردید: لهیدگی، برشی، برشی - خمشی.

گسیختگی لهیدگی در تیرهای با نسبت دهانه‌ی برشی به عمق کوچک رخ داد و شکست برشی به وسیله‌ی ترک قطری و یا فشردگی و پوسته شدن بتن بین دو ترک مورب (موازی) توصیف شد. شکست برشی - خمشی در تیرها با نسبت بالای دهانه‌ی برشی به عمق (۰/۹)

---

۳-cusens

۴-booth

۵-beaser

۶-Hara

صورت گرفت. صرفنظر از مقدار تقویت کششی اصلی و یا نسبت دهانه‌ی برشی به عمق، تیرهای با طول باربری کم، مقاومت برشی نهایی ثابتی داشته‌اند (شکست لهیدگی) و در مقابل در تیرهای با طول باربری بزرگتر با افزایش نسبت دهانه‌ی برشی به عمق مقاومت برشی نهایی کاهش می‌یابد و نتیجه گرفته شد، بار نهایی گسیختگی در تیرهای با طول باربر (تکیه‌گاه و زیر بار متمرکز) بزرگتر به طور قابل ملاحظه‌ای از تیرهای با طول باربری کوچکتر، بیشتر است.

یک سری از آزمایشها در مقیاس بزرگ روی تیرهای عمیق بتن مسلح در طول دو دهه گذشته در دانشگاه داندی صورت گرفته است. سویدی<sup>۱</sup> در سال ۱۹۸۶ نتایج آزمایشاتی را روی ۱۳ تیر تحت دو بار متقارن متمرکز از بالا ارائه داده است تمامی تیرها به جز یکی پهنای ۱۰۰ میلی‌متر داشته‌اند و تیرها به سه گروه تقسیم شدند:

سری اول جفت تیر با هندسه و تقویت جان مشابه و متقارن در تقویت کششی و فشاری بودند عمق تیرها ۵۰۰-۹۰۰ میلی‌متر، نسبت دهانه به عمق ۳ به ۱ در نظر گرفته شد. سری دوم به مانند سری اول با سیستم تقویتی اضافی در نقاط باربر برای جلوگیری از لهیدگی و سری آخر تیر یک دهانه یک متر با پهنای ۵۰ میلی‌متر و نسبت دهانه به عمق ۲، هر دو حالت گسیختگی برشی خمشی گزارش شده است و شکست برشی به دلیل شکاف ترک در طول خط واصل بار و تکیه‌گاه بوده است. یکی از تیرها دچار لهیدگی در زیر بار متمرکز شد. آزمایش‌های بیشتری توسط سویدی در سال ۱۹۸۸ انجام شد. تیرها شبیه نمونه‌های آزمایش‌های ۱۹۸۶ سویدی بود و مقادیر و ترتیب تقویت جان متفاوت در نظر گرفته شد. برای هر نسبت دهانه به عمق مقدار میلگردهای اصلی از ۱/۱۶ تا ۱/۴۸ درصد سطح مقطع کل تغییر میکرد. در همه تیرها

---

۱-subedi

میلگردهای فشاری ثابت و تقویت کششی اصلی در انتهای تیر به صفحات فولادی جوش داده شدند. مطابق نتایج گزارش شده تیرها در خمش و برش و لهیدگی دچار شکست شدند(یا ترکیبی از آنها) [۱۹].

عربزاده در مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی روی ۱۸ نمونه تیر دو سر ساده تحقیقاتی را انجام داد. بارگذاری این تیرها به صورت یک بار متمرکز و منفرد است که در وسط دهانه تیر وارد می‌گردد. دهانه تیرها ۸۰۰ و ۱۶۸۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. به این ترتیب نسبت دهانه به عمق ۲، ۲/۸ و ۲/۲۴ بوده و ضریب لاغری این تیرها ۸ و ۱۰ بوده است [۱۳،۲۰].

ون یائو و شاین جیان در سال ۲۰۰۱ گزارشی در مورد تعیین مقاومت برشی تیرهای عمیق ارائه دادند، که در این گزارش ۱۲۳ تیر عمیق دوسر ساده مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در سال ۲۰۰۲ سان وشین و جان کن مقاله‌ای تحت عنوان مقاومت برشی تیرهای عمیق بتنی با بتن مقاومت بالا ارائه دادند که در این مقاله ۵۳ تیر عمیق دو سر ساده مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته‌اند. عربزاده نیز پژوهشهایی را طی سالهای ۱۹۸۸ تا ۲۰۰۸ بر روی انواع تیرهای عمیق انجام داده است و طی گزارش‌هایی نتایج آزمایشگاهی مربوط به ۲۲ تیر عمیق دو سر گیردار ، ۱۸ تیر دو سر ساده و ۱۳ تیر پیوسته را منتشر کرده است. عربزاده و غلامی نیز اثر میلگردهای اصلی را بر روی رفتار و مقاومت نهایی تیرهای عمیق بتن مسلح مورد بررسی قرار دادند [۲۱].

کونگ و همکارانش ۲۴ نمونه تیر عمیق با بتن سبک را جهت بررسی نحوه‌ی تأثیر طول مهاری انتهایی آرماتورهای کششی روی رفتار تیرها مورد مطالعه قرار دادند. این تحقیق اولین تلاش جهت اعتبار بخشی به تأثیر مفید فشارهای عمودی در مقاومت چسبندگی تیرهای عمیق است.

در تیرهای عمیق بار اعمالی با عملکرد بست و بند<sup>۱</sup> به تکیه‌گاه‌ها انتقال می‌یابد. از این رو میلگردهای طولی به عنوان عضو کششی عمل نموده و می‌بایست طول مهاری کافی برای آنها تأمین گردد. کم کردن این طول مهاری به خصوص هنگامی که فضای محدودی داریم بسیار مهم است. علاوه بر این پایه های فشاری و عکس العمل های تکیه‌گاهی با هم تولید یک نیروی فشاری عرضی یا عمودی نموده که ممکن است مقاومت چسبندگی و مهاری میلگرد را افزایش دهد.

کونگ در آزمایشاتش طول مهاری آرماتورهای کششی را کاهش داد و رفتار نهایی تیرها را با آیین نامه‌ی ACI-318-92 و سایر روشهای پیشنهادی طراحی مقایسه کرد. وی مشاهده کرد که:

۱. با کاهش طول مهاری از ۲۵ تا  $10d_b$  تفاوت فاحشی در بار نهایی، عرض ترک‌ها و تغییر مکان تیر مشاهده نمی‌گردد.

۲. تأثیر آرماتورهای مایل جان در رفتار تیر مؤثرتر از آرماتورهای قائم است.

۳. با در نظر گرفتن فشارهای عمودی، طول مهاری برابر با  $17/5d_b$  که برابر یک قلاب استاندارد ACI-318-92 می‌باشد و بدون ارضای شرایط  $\text{Min}\{12\text{in or }305\text{mm}\}$  منطقی بوده و مهار کافی را تأمین می‌نماید [۲۲].

در سال‌های ۱۹۹۲ تا ۱۹۹۷ آزمایشاتی توسط عربزاده روی تیرهای عمیق بتن مسلح تحت شرایط متفاوت تکیه‌گاهی صورت گرفت. تیرها تحت بار متمرکز مرکزی از بالا با تکیه‌گاه های ساده و پیوسته و گیردار قرار گرفتند. مشخصات هندسی و میلگرد مصرفی برای هر سه

---

۱-Strut-and-Tie

سری آزمایش مشابه بوده است.

برای هر سری ۴ گروه در نظر گرفته شد که دو گروه اول دارای دهانه‌ی ۸۰۰ میلی‌متر و عمق ۴۰۰ میلی‌متر (نسبت دهانه به عمق ۲) و عرض ۵۰ میلی‌متر بودند. گروه سوم دارای دهانه-ی ۱۶۸۰ میلی‌متر، عمق ۷۵۰ میلی‌متر و عرض ۷۵ میلی‌متر (نسبت دهانه به عمق ۲/۲۴) بودند. میلگرد فشاری ۱۵/۰ تا ۱۷/۰ درصد سطح مقطع کل بتن و میلگرد کششی ۱۵/۰ تا ۱۴/۷ درصد سطح مقطع کل بتن و تقویت‌های افقی و قائم جان برای هر گروه متفاوت بوده است. چهار حالت گسیختگی خمشی، برشی خمشی، برشی و موضعی مشاهده گردید و نتیجه گرفته شد که رابطه‌ی مستقیمی بین مقاومت نهایی و شیوه‌ی گسیختگی و عوامل زیر وجود دارد: مقدار میلگرد مصرف شده، نسبت دهانه به ارتفاع، مقاومت بتن، محل بارگذاری و نوع تکیه گاه‌ها.

مشخص شد که در گسیختگی خمشی و خمشی برشی تیرهای عمیق دو سرگیردار صفحه‌ی شکست در کنار تکیه‌گاه و در امتداد یکی از ترک‌های قطری اصلی است و در تیرهای دو سر ساده صفحه‌ی شکست در وسط دهانه واقع می‌شود. همچنین ترک‌های خمشی و قطری در تیرهای عمیق دو سر ساده در بارهای پایین و در تیرهای عمیق پیوسته و دو سر گیردار در بارهای بالاتر به وجود می‌آیند، ولی گسترش ترک‌ها مشابه است. همچنین نتیجه گرفته شد در تیرهای عمیق دو سر ساده مقاومت نهایی متأثر از میلگردهای پایین است و اگر حداقل میلگردهای خمشی رعایت گردد، میلگردهای برشی تأثیر بسزایی در مقاومت نهایی خواهد داشت. همچنین تغییر در حالت گسیختگی در تیرهای عمیق دو سر گیردار اثر قابل توجهی بر روی مقاومت نهایی ندارد و این مسئله در مورد تیرهای عمیق دو سر ساده و پیوسته کاملاً بر عکس بوده و حالت گسیختگی تأثیر بسزایی بر مقاومت نهایی ندارد. بار ترک خوردگی عموماً



بسیار کمتر از بار نهایی است و در تیرهای عمیق پیوسته ترک قطری اصلی در طرفین تکیه‌گاه میانی اتفاق می‌افتد و مسیر آن از تکیه‌گاه میانی به سمت نقاط بارگذاری است. مطابق با نتایج آزمایشگاهی روشی برای پیشبینی مقاومت نهایی (روش تعادل نیرو) ارائه گردید [۱].

اِگویلر<sup>۱</sup> و همکاران با تست بر روی ۴ نمونه تیر عمیق بتن‌آرمه به بررسی رفتار آنها و مقایسه نتایج با فرایندهای طراحی برشی موجود در آیین‌نامه‌ی ACI-318-99 و پیوست A آیین‌نامه‌ی ACI-318-02 پرداختند. نتایج نشان داد که علیرغم مودهای خرابی متفاوت، بارهای خرابی و جابجایی نهایی در هر ۴ نمونه مشابه‌اند و هر دو فرآیند طراحی ACI به پیش‌بینی محافظه‌کارانه‌ای مقاومت برشی تیرهای عمیق تک دهانه منجر می‌شوند. همچنین مقررات مربوط به سهم‌بندی آرماتور قائم و افقی توزیع شده در جان مطابق بخش 11.8.8 آیین‌نامه ACI-318-99 رفتار کلی نمونه‌های تستی را به خوبی منعکس نمی‌کند و روش STM موجود در پیوست A آیین‌نامه‌ی ACI-318-02 معرفی بهتری از مکانیسم ظرفیت باربری در خرابی در اعضای خمشی عمیق را ارائه داده و منجر به کاهش مقدار آرماتور قائم و افقی توزیع شده می‌شود [۲۳].

فِبرس<sup>۲</sup> بر مبنای تست‌هایی که بر روی ۱۲ تیر عمیق بتن‌آرمه انجام دادند به بررسی کفایت ضرایب مقاومت اعضای فشاری بتنی ارائه شده در پیوست A آیین‌نامه ACI-318-02 پرداختند. مهمترین متغیرهای طراحی در نظر گرفته شده عبارتند از: زاویه بین محورهای بست و بند اولیه، مقدار آرماتور گذرنده از عضو فشاری و مقاومت بتن بر مبنای نتایج بدست آمده از آزمایش دیده شد که:

---

<sup>۱</sup>- Aguiler

<sup>۲</sup>-Febres

۱- ضرایب مقاومت عضو فشاری ارائه شده در پیوست A آیین‌نامه ACI-318-02 برای استفاده در اعضای فشاری بطری شکل با بتن مقاومت معمولی بدون هیچ آرماتور گذرنده ( $\beta_s = 0.60$ ) یا حداقل آرماتور عرضی گذرنده مشخص شده در آیین‌نامه ACI بخش A.3.3.1 ( $\beta_s = 0.75$ ) کافی است.

۲- مقررات مورد نیاز برای تعیین مینیمم آرماتور عرضی در اعضای بتنی با مقاومت معمولی ارائه شده در پیوست A آیین‌نامه ACI-318-02 بایستی دوباره ارزیابی گردد. وقتی که مقررات موجود در بخش‌های A.3.3 و A.3.3.1 به تیرهای تست شده اعمال شدند، تفاوت اساسی در مقدار آرماتور مورد نیاز بدست می‌آید (اولی اساساً منجر به نسبت‌هایی بزرگتر آرماتور می‌شود).

نتایج تست ۴ نمونه تیر عمیق با بتن مقاومت بالا پیشنهاد می‌کند هنگامی که از ضریب مقاومت  $\beta_s = 0.60$  استفاده می‌شود، نسبت آرماتور موثر ۰/۱ به عنوان یک مینیمم (محاسبه شده طبق آیین‌نامه‌ی ACI-318-02 بخش A.3.3.1) بکار رود. اما برای اینکه بتوان در این باره پیشنهاد قطعی داد به داده تستی اضافی نیاز است [۲۴].

عربزاده و همکاران یک روش جدید بر مبنای مدل بست و بند (STM) برای تعیین ظرفیت برشی تیرهای عمیق بتن مسلح دوسر ساده و ضریب ایمنی برای بتن با در نظر گرفتن اثر آرماتورهای جان پیشنهاد نمودند. در این راستا فرض شد که کل نیروی برشی تحمل شده توسط تیر عمیق RC توسط دو مقاومت مستقل از هم ایجاد می‌شود. این مقاومت‌ها، کنش عضو فشاری بتنی قطری به علت مکانیسم بست و بند و نیروی مقاوم هم‌ارز ایجاد شده توسط آرماتورهای جان. نتایج نشان داد که روش پیشنهادی قادر به پیش‌بینی مقاومت برشی انواع مختلف تیرهای عمیق با دقت قابل قبول می‌باشد [۲۵].

ژنگ<sup>۱</sup> و تن<sup>۲</sup> آزمایش‌هایی بر روی تیرهای عمیق با یک دهانه انجام دادند. هدف بررسی اثر بارگذاری نامتقارن و نامساوی در مقاومت و رفتار تیرهای عمیق دو سر ساده بود برای این منظور ۱۴ نمونه آزمایشگاهی ساخته و در انتها یک روش STM برای محاسبه بار نهایی پیشنهاد شد. نتایج به شرح زیر است:

۱- افزایش نسبت  $\frac{P_1}{P_2}$  تأثیری در ظرفیت برشی ندارد چون تغییر آشکاری در زاویه دستک‌های فشاری در داخل دهانه‌ی شکست بوجود نمی‌آید.

۲- ظرفیت باربری با افزایش  $\frac{P_1}{P_2}$  کاهش می‌یابد.

۳- در دهانه‌های بزرگتر زاویه دستک‌های فشاری کمتر از دهانه‌ی کوچک بوده و باعث مقاومت برشی کمتر می‌شود.

۴- با افزایش  $\frac{c}{a}$  مقاومت برشی به دلیل کاهش شیب دستک‌های فشاری کاهش می‌یابد [۲۶].

محمد حسنی<sup>۳</sup> و همکاران آزمایشاتی را بر روی تیرهای عمیق با بتن خود متراکم با مقاومت بالا انجام داد که برای این منظور ۶ نمونه آزمایشگاهی ساخت و مورد آزمایش قرار داد. نتایج نشان می‌داد که در تیرهای عمیق چندین تار خنثی می‌تواند وجود داشته باشد با افزایش بار تعداد تارهای خنثی کاهش می‌یابد و در بار گسیختگی تعداد تار خنثی به یک می‌رسد. پیدایش ترک‌ها به درصد میلگرد طولی بستگی ندارد و بیشتر تحت تأثیر مقاومت بتن است. با افزایش درصد میلگرد طولی، گسیختگی با خرد شدن بتن در نواحی گرهی رخ می‌دهد [۲۷].

---

۱- Zang

۲- Tan

۳- Mohammadhassani

## ۲-۵- روش‌های طراحی تیرهای عمیق بدون بازشو

### ۲-۵-۱ مقدمه

به طور کلی برای طراحی تیرهای عمیق، بیشتر از روش تحلیل برشی استفاده می‌شود؛ تیرهای عمیق به دلیل هندسه‌ی خاصی که دارند، بیشتر دارای رفتاری نزدیک به عضو دو بعدی هستند و تنش‌ها در آنها به صورت دو بعدی بررسی می‌شوند، در این بخش به بررسی روش‌های ارائه شده در آیین نامه‌ی بتن ایران و آیین نامه‌ی ACI-318-08 برای طراحی خمشی و برشی این تیرها و معرفی روش مدل‌سازی بست و بند که در طراحی تیرهای عمیق نیز از آن استفاده می‌کنند می‌پردازیم.

### ۲-۵-۲ آیین نامه‌ی بتن ایران (آبا)

در این قسمت به ضوابط طراحی تیرهای عمیق در خمش و برش در آیین نامه‌ی بتن ایران پرداخته می‌شود.

#### ۲-۵-۲-۱ ضوابط خمشی

قطعات خمشی با نسبت ارتفاع مقطع به دهانه‌ی آزاد بزرگتر از  $0/4$  در دهانه‌های یکسره یا بزرگتر از  $0/8$  در دهانه‌های ساده، باید به عنوان قطعات خمشی با ارتفاع زیاد در نظر گرفته شوند [۲، ۲۸].

در اعضای عمیق با دهانه‌ی ساده، مهار آرماتور کششی نیاز به ضوابط خاص دارد، زیرا با توجه به اینکه مقادیر لنگرها از صفر در بر تکیه‌گاه تا مقدار نهایی خود در وسط دهانه به سرعت افزایش می‌یابد و ممکن است آرماتور برای حصول به مقاومت خمشی لازم در نزدیکی تکیه‌گاه دارای طول مهاری کافی نباشند. همچنین در این تیرها بر خلاف تیرهای معمولی، مقدار تنش در طول آرماتورهای کششی یکسان می‌باشد. میلگردهای کششی را می‌توان با طول مهاری کافی

(در صورت وجود)، قلاب‌های استاندارد یا با وسایل خاص مهار کرد [۲۹].

در این تیرها همچنین با توجه به زیاد بودن ارتفاع تیر، کمانش جانبی نیز باید مورد توجه قرار گیرد. منظور نمودن کمانش جانبی در این تیرها مشکل تر از توزیع غیر خطی کرنش می-باشد [۲، ۲۸].

خوشبختانه اکثر این تیرها از طریق اعضای نگهداری شده کف یا بام دارای تکیه‌گاه جانبی می‌باشند. در طراحی خمشی تیرهای عمیق، با توجه به غیرخطی بودن کرنش نمی‌توان آنها را به روش دستی تحلیل کرد، بلکه باید از روش تحلیل غیرخطی المان محدود استفاده نمود. با توجه به پیچیده بودن این روش سعی می‌شود ابعاد تیر طوری در نظر گرفته شود تا این تیرها از لحاظ خمش، عمیق نباشند [۳۰].

اگر نسبت ابعاد تیرهای عمیق کوچکتر از مقادیر گفته‌شده در ضوابط خمشی باشد. طراحی خمشی آنها همانند تیرهای معمولی صورت می‌گیرد، در این تیرها در صورت کوچک بودن عرض مقطع، آرماتورهای کششی را می‌توان در چند لایه به کار برد.

#### ۲-۲-۵-۲- ضوابط برشی

ضوابط این قسمت باید در مورد اعضای خمشی دارای شرایط زیر رعایت شود [۲، ۲۸].

۱- نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مؤثر،  $\frac{L_n}{d}$ ، در آنها کمتر از پنج باشد.

۲- بار روی تیر در وجه فشاری، مقابل وجهی که روی تکیه‌گاه می‌نشیند، وارد آید به طوری که امکان به وجود آمدن دستک‌های فشاری از سمت بار به سمت تکیه‌گاه‌ها موجود باشد.

حالت حدی مقاوت در برش:

در تیر، کنترل حالت حدی مقاوت در برش باید بر اساس رابطه‌ی ۲-۲ صورت گیرد

[۲۸].

$$V_u \leq V_r \quad 2-2$$

در رابطه‌ی ۲-۲،  $V_u$  نیروی برشی نهایی در مقطع مورد نظر می‌باشد که از طراحی سازه، زیر اثر بار نهایی به دست می‌آید و  $V_r$  نیروی برشی مقاوم نهایی مقطع می‌باشد که بر اساس رابطه‌ی ۳-۲ محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s \quad 3-2$$

در این رابطه  $V_c$  نیروی برشی مقاوم نهایی بتن و  $V_s$  نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها می‌باشند. در تیر، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت تنها در مقطع بحرانی صورت می‌گیرد و آرماتور برشی در سراسر طول دهانه‌ی تیر ادامه می‌یابد [۲۸].

مقطع بحرانی در این تیرها مقطعی است که فاصله‌ی آن از بر داخلی تکیه‌گاه، در تیرهای زیر اثر بار یکنواخت برابر با  $0.1L_n$  و در تیرهای زیر بار متمرکز برابر با  $0.5\alpha$  باشد ( $\alpha$  فاصله بار متمرکز تا تکیه‌گاه). این فاصله در هیچ حالت نباید بیشتر از  $d$  در نظر گرفته شود، که  $d$  ارتفاع مؤثر مقطع است [۲۸].

که مقدار  $V_c$  را می‌توان از رابطه‌ی ۴-۲ :

$$V_c = v_c b_w d \quad 4-2$$

یا با جزئیات بیشتر از رابطه‌ی ۵-۲ :

$$V_c = \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left( 0.95 v_c + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad 5-2$$

محاسبه کرد. در این رابطه مقدار عبارت  $\left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right)$  نباید از  $2/5$  و همچنین مقدار  $V_c$  نباید از  $3v_c b_w d$  بیشتر در نظر گرفته شود.  $M_u$  و  $V_u$  به ترتیب مقدار لنگر خمشی نهایی و نیروی برشی نهایی هستند که به طور همزمان در مقطع بحرانی اثر می‌کنند.

نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها،  $V_s$  با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \left[ \frac{A_v}{12s} \left( 1 + \frac{L_n}{d} \right) + \frac{A_{vh}}{12s_2} \left( 11 - \frac{L_n}{d} \right) \right] \phi_s f_y d \quad ۶-۲$$

در رابطه (۶-۲)،  $A_v$  سطح مقطع آرماتورهای برشی عمود بر آرماتورهای خمشی طولی در فاصله  $s$  (فاصله‌ی میلگردهای برشی قائم) و  $A_{vh}$  سطح مقطع آرماتورهای برشی موازی با آرماتورهای خمشی طولی در فاصله  $s_2$  (فاصله‌ی میلگردهای برشی افقی) می‌باشد.

همچنین مقاومت برشی نهایی مقطع  $V_r$ ، نباید از مقادیر زیر بیشتر اختیار شود [۲۸]:

در صورتی که  $\frac{L_n}{d} \leq 2$  باشد:

$$V_r \leq 4v_c b_w d \quad ۷-۲$$

در صورتی که  $2 \leq \frac{L_n}{d} \leq 5$  باشد:

$$V_r \leq \frac{1}{5} v_c \left( 10 + \frac{L_n}{d} \right) b_w d \quad ۸-۲$$

آیین نامه‌ی آبا مقدار حداقل سطح مقطع میلگرد برشی را نیز به شرح زیر تعیین می‌کند [۲۸].

سطح مقطع آرماتورهای برشی  $A_v$ ، نباید کمتر از  $0.0015b_w s$  اختیار شود و همچنین فاصله‌ی این آرماتورها نباید بیشتر از مقادیر  $\frac{d}{5}$  و  $۳۵۰$  میلی‌متر باشد.

سطح مقطع آرماتور برشی  $A_{vh}$  نباید کمتر از  $0.002b_w s_2$  اختیار شود و همچنین فاصله‌ی میلگردهای این آرماتور نباید بیشتر از مقادیر  $\frac{d}{3}$  و  $۳۵۰$  میلی‌متر باشد.

## ۲-۵-۳- آیین نامه‌ی ACI-318-08

آیین نامه‌ی ACI-318-08 دو روش را برای طراحی تیرهای عمیق بدون بازشو پیشنهاد می‌کند [۲]. روش اول استفاده از روش مدل‌سازی بست و بند است که در ضمیمه‌ی A آیین نامه به آن اشاره می‌کند و روش دوم که اکثر طراحان از آن استفاده می‌کنند روشی است که با

در نظر گرفتن توزیع غیر خطی کرنش به طراحی تیر عمیق می‌پردازد در این روش دوم تنش برشی اسمی نباید از مقدار زیر تجاوز کند:

$$V_n \leq 0.8\sqrt{f'_c} b_w d \quad ۸-۲$$

مساحت فولاد برشی قائم ( $A_v$ ) نباید کمتر از  $0.0025b_w s_1$  باشد و  $s_1$  نباید بیشتر از کمترین دو مقدار  $\frac{d}{5}$  و ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر شود. که  $s_1$  حداکثر فاصله بین خاموت‌ها و  $b_w$  عرض مقطع است.

مساحت فولاد افقی جان ( $A_{vh}$ ) نباید کمتر از  $0.0015b_w s_2$  باشد. که  $s_2$  نباید بیشتر از کمترین دو مقدار  $\frac{d}{5}$  و ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر شود.

در تمام مقاطع یک عضو تحت خمش که فولادهای خمشی مورد نیاز است، مقدار  $A_s$  نباید از دو مقدار زیر کمتر باشد:

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad ۹-۲$$

و

$$\frac{1.4b_w d}{f_y} \quad ۱۰-۲$$

برای جزئیات بیشتر به بخش ۷-۱۱ و ۵-۱۰ آیین نامه ACI-318-08 مراجعه شود.

## ۲-۶- روش مدل‌سازی بست و بند (STM)

روش بست و بند که تعمیم یافته‌ی روش تشابه خرپایی<sup>۱</sup> است به عنوان یک روش برای

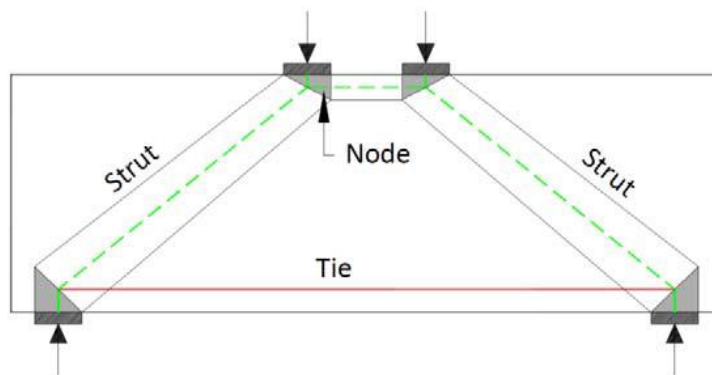
---

۱- Truss Analogy



تحلیل و طراحی خطی و غیر خطی سازه‌ها به کار می‌رود. این روش بر اساس این فرض که تمام تنش‌های موجود در سازه از طریق یک مسیر منطقی و صحیح از یک نقطه به نقطه‌ی دیگر انتقال می‌یابد به وجود آمده است. و شامل سه جزء دستک‌های فشاری<sup>۱</sup>، کش‌های کششی<sup>۲</sup> و گره‌ها<sup>۳</sup> می‌باشد [۲].

در شکل ۱۶-۲ یک مدل ساده‌ی STM نشان داده شده است. دستک‌ها برای مدلسازی مناطق با تنش‌های فشاری تک محوری و کش‌ها برای مدلسازی فولاد کششی استفاده می‌شوند. گره‌ها در محل تلاقی اجزای خرپا شکل می‌گیرند و نشان دهنده‌ی مناطقی با تنش‌های چند محوری هستند.



شکل ۱۶-۲-مدل ساده‌ی بست و بند [۲].

در این روش سه تعریف مهم دیگر به صورت زیر بیان می‌شوند:

- ۱- منطقه‌ی B : مناطق با توزیع کرنش خطی در ارتفاع که فرض مسطح ماندن صفحات در این مناطق صادق است و کرنش‌های برشی قابل صرف نظر کردن هستند.

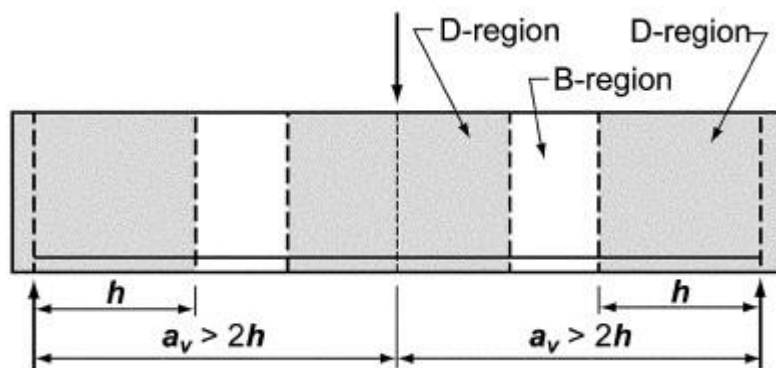
---

۲- Struts  
 ۳- Ties  
 ۴- Nodes

۲- ناپیوستگی : تغییر ناگهانی در هندسه یا بار گذاری.

۳- منطقه‌ی D : مناطقی که در آنها توزیع کرنش در ارتفاع غیر خطی است و به اندازه‌ی ارتفاع تیر از محل ناپیوستگی‌ها این شرایط برقرار است.

شکل ۱۷-۲ مناطق B و D در یک تیر را نشان می‌دهد که  $h$  ارتفاع تیر است.



شکل ۱۷-۲- مناطق B و D در تیر [۲].

مراحل طراحی یک عضو بتنی با استفاده از روش بست و بند به شرح زیر است [۲] :

- ۱- مشخص کردن مناطق D در عضو.
- ۲- محاسبه‌ی برآیند نیروها در مرزهای مناطق D.
- ۳- ترسیم خرپا برای انتقال نیروها از مرز ناحیه‌ی D به طوری که راستای محورهای فشاری و کششی در حد امکان در راستای تنش‌های فشاری و کششی موجود در عضو باشد.
- ۴- محاسبه‌ی نیروهای موجود در اعضای خرپا ( دستک‌ها، کش‌ها و گره‌ها).
- ۵- تعیین عرض مؤثر برای مناطق فشاری (دستک‌ها) و گره‌ها با توجه به نیروهای بدست آمده در مرحله‌ی قبلی و مقاومت بتن.
- ۶- تعیین آرماتور برای مناطق کششی با در نظر گرفتن مقاومت فولاد و ایجاد مهار کافی برای

آرماتور.

از آن جایی که روش بست و بند یک روش تحلیل حدی است در نتیجه اعضایی که با این روش طراحی می‌شوند باید در حالت بهره برداری بررسی شوند که برای آن می‌توان از تحلیل الاستیک استفاده کرد. همچنین برای یک عضو یک مدل یکتا وجود ندارد و مدلی بهترین است که راستای اعضای فشاری و کششی خرپای ساخته شده، منطبق بر مسیر تنش‌های فشاری و کششی ایجاد شده در عضو باشد و همچنین سازه در حالت بهره برداری عملکرد مناسبی داشته باشد.

در ساخت هندسه‌ی خرپا باید دقت کرد که زاویه‌ی بین اعضای فشاری و کششی به هیچ وجه از ۲۵ درجه کمتر نشود و اعضای کششی می‌توانند از روی اعضای فشاری عبور کنند بدون آن که گرهی تشکیل شود ولی در محل برخورد دو عضو فشاری حتماً باید گره وجود داشته باشد.

## ۲-۶-۱- ضوابط آیین نامه‌ی ACI-318-08 برای روش STM

در این آیین نامه کنترل اعضای فشاری و کششی و گره بر اساس رابطه‌ی ۲-۱۱ است:

$$\phi F_n \leq F_u \quad 2-11$$

که  $F_u$  نیروی عضو کششی یا فشاری یا نیرویی که بر یک وجه گره وارد می‌شود.

$F_n$  مقاومت اسمی عضو کششی یا فشاری و یا گره می‌باشد و  $\phi$  ضریب کاهش مقاومت

می‌باشد.

## ۲-۶-۱-۱- مقاومت عضو فشاری

مقاومت اسمی فشاری یک عضو فشاری بدون آرماتورگذاری طولی  $F_{ns}$  از کوچکترین مقدار

رابطه‌ی ۱۲-۲ برای دو انتهای عضو فشاری به دست می‌آید:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad 12-2$$

$A_{cs}$  مساحت مقطع عضو فشاری در یکی از دو انتهای آن است و  $f_{ce}$  مقدار مقاومت مؤثر فشاری بتن برابر رابطه‌ی ۱۳-۲ است:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad 13-2$$

مقدار  $\beta_s$  با توجه به شکل عضو فشاری از یکی از دو قسمت زیر بدست می‌آید:

۱- برای اعضای فشاری با سطح مقطع ثابت در طول عضو برابر یک است ( $\beta_s = 1$ ).

۲- برای اعضای فشاری که سطح مقطع در وسط عضو بیشتر است (بطری شکل<sup>۱</sup>) با آرماتور

گذاری مناسب برابر  $0.75$ ، ( $\beta_s = 0.75$ ) و بدون آرماتور گذاری مناسب برابر  $0.60$  است که

مقادیر  $\lambda$  با توجه به نوع بتن برابر است با:

• بتن معمولی ( $\lambda = 1$ )

• بتن سبک ( $\lambda = 0.85$ )

• بتن نیمه سبک ( $\lambda = 0.75$ )

۳- برای فشار در یک عضو کششی و یا بالهای کششی یک عضو برابر  $0.40$  است ( $\beta_s = 0.40$ ).

برای  $f'_c$  های کمتر از ۴۲ مگاپاسکال رابطه‌ی ۱۴-۲ باید برقرار باشد:

$$\frac{A_v}{b_s s_1} \sin \alpha_1 + \frac{A_{vh}}{b_s s_2} \sin \alpha_2 \geq 0.003 \quad 14-2$$

در این رابطه  $b_s$  عرض تیر،  $A_v$  و  $A_{vh}$  به ترتیب مقدار آرماتورهای برشی قائم و افقی می

---

۱- Bottle-Shaped

باشند.  $s_1$  و  $s_2$  فاصله آرماتورهای برشی قائم و افقی و  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  نیز مقدار زاویه عضو فشاری با آرماتورهای برشی قائم و افقی می‌باشد.

با استفاده از مدارک آزمایش شده می‌توان مقاومت مؤثر فشاری بیشتری را برای عضو فشاری در نظر گرفت که بر اثر محصور شدگی توسط بتن می‌باشد.

برای افزایش مقاومت عضو فشاری می‌توان از آرماتور فشاری نیز استفاده کرد؛ که این آرماتور را باید مهار کرد. در این صورت مقاومت اسمی عضو فشاری که در جهت طولی خود آرماتورگذاری شده است برابر است با:

$$F_{ns} = f_{cu}A_c + A'_s f'_s \quad 15-2$$

#### ۲-۶-۱-۲- مقاومت عضو کششی

مقاومت اسمی یک عضو کششی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} (f_{se} + \Delta f_p) \quad 16-2$$

در رابطه‌ی ۱۶-۲،  $(f_{se} + \Delta f_p)$  نباید از  $f_{py}$  بیشتر باشد و همچنین مقدار  $A_{tp}$  برای اعضای غیر پیش تنیده برابر صفر می‌باشد. در رابطه‌ی قبل اجازه داده می‌شود مقدار  $\Delta f_p$  برای میلگردهای پیش تنیده‌ی پیوسته برابر  $4/2$  مگاپاسکال و برای میلگردهای پیش تنیده ناپیوسته برابر  $0/7$  مگاپاسکال در نظر گرفته شود. محور آرماتورگذاری در یک عضو کششی باید با محور عضو کششی در یک مدل خرپایی یکی باشد. آرماتورهای کششی باید با وسایل مکانیکی، مهارهای پس تنیده و یا قلابهای استاندارد مهار شوند. مناطق گرهی باید طوری در نظر گرفته شوند که نیروهای کششی در دو طرف خود را منتقل نمایند.

## ۲-۶-۱-۳ مقاومت مناطق گرهی

مقاومت اسمی فشاری در یک ناحیه‌ی گرهی،  $F_{nn}$  برابر است با:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad ۱۷-۲$$

$f_{ce}$  مقاومت فشاری مؤثر بتن در ناحیه‌ی گرهی و  $A_{nz}$  کمترین دو مقدار زیر می‌باشد:

۱- مساحت سطحی از وجوه گره که نیروی  $F_u$  به صورت عمود بر آن اعمال می‌شود.

۲- مساحت سطحی در داخل گره که بر نیروی اعمالی عمود است.

در هیچ حالتی به جز حالتی که بر اساس آزمایشها و نتایج مستدل افزایش مقاومت فشاری بتن اثبات شده باشد، نباید تنش مؤثر فشاری که بر اساس نیروهای خرابایی محاسبه شده است، از مقدار زیر بالاتر رود:

$$F_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c \quad ۱۸-۲$$

مقدار  $\beta_n$  برابر مقادیر زیر است:

- در حالتی که گره تحت سه نیروی فشاری باشد  $\beta_n = 1$
  - در حالتی که گره تحت دو نیروی فشاری و یک نیروی کششی باشد  $\beta_n = 0.180$
  - در حالتی که گره تحت دو یا سه نیروی کششی باشد  $\beta_n = 0.160$
- برای جزئیات بیشتر به پیوست A آیین نامه‌ی ACI-318-08 مراجعه کنید [۲].

## ۲-۷- روشهای تحلیل و طراحی تیرها عمیق دارای بازشو

### ۲-۷-۱ مقدمه

معمولاً برای اجرای سرویس‌های اساسی مثل کانال‌های هوا، دسترسی به کابل‌های شبکه-های الکتریکی و کامپیوتری و تاسیسات مکانیکی، در جان تیرهای عمیق بتن مسلح باز شوهایی

را اجرا می‌کنند. این بازشوها مسیر انتقال نیروهای فشاری از محل اعمال بار به تکیه‌گاه را قطع کرده، باعث به هم‌ریختگی آن و موجب کاهش شدیدی در مقاومت نهایی تیرهای عمیق می‌گردد [۳۱].

مهمترین فاکتورهایی که رفتار و عملکرد تیرهای عمیق دارای بازشو را تحت تاثیر قرار می‌دهد عبارتند از [۳۱]:

✓ نسبت دهانه به عمق

✓ مشخصات هندسی مقطع (مقطع مستطیلی، T شکل و ...)

✓ مقدار و محل آرماتور اصلی

✓ مشخصات بتن و فولاد

✓ نسبت دهانه‌ی برشی به عمق

✓ نوع و محل بارگذاری

✓ اندازه، شکل و موقعیت بازشو

برای طراحی تیرهای عمیق دارای بازشو آیین نامه‌ها روش STM که در بخش ۲-۶ توضیح داده شده است را پیشنهاد می‌کنند و آیین نامه‌ی ACI-318-08 نیز به طور صریح به این گونه تیرها اشاره نمی‌کند.

محققین مختلفی به بررسی روش STM برای تیرهای عمیق دارای بازشو پرداختند و بعضی از آن‌ها نیز روابطی را برای تحلیل و طراحی تیرهای عمیق دارای بازشو ارائه دادند که در ادامه به آن اشاره می‌شود.

## ۲-۷-۲ مطالعات بر روی تیرهای عمیق دارای بازشو

کونگ و شارپ، ۲۴ نمونه تیر عمیق بتن سبک دارای بازشو را مورد بررسی قرار دادند [۳۲]. نتایج این بررسی نشان داد که آرماتورهای جان تأثیری در مود گسیختگی تیرها ندارد و مود گسیختگی این تیرها وابسته به موقعیت و اندازه‌ی بازشو است، اگر این بازشو مسیر باربری<sup>۱</sup> (خط واصل بین محل بارگذاری و تکیه‌گاه) را قطع کند بر روی ظرفیت باربری نهایی تیر نیز تأثیر گذاشته و باعث کاهش ظرفیت باربری تیر می‌شود و اگر این مسیر توسط بازشو قطع نشود می‌توان آن را مانند تیر عمیق بدون بازشو در نظر گرفت و روابطی را برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری نهایی تیرهای عمیق دارای بازشی ارائه دادند.

حالت اول زمانی که بازشو مسیر بارگذاری را قطع نکند که در این صورت تیر را می‌توان مانند تیر بدون بازشو در نظر گرفت و ظرفیت نهایی تیر از رابطه‌ی ۲-۱۸ بدست می‌آید.

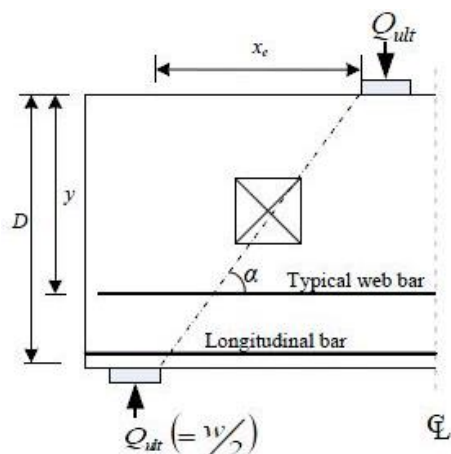
$$Q_{ult} = C_1 \left[ 1 - 0.35 \frac{X_e}{D} \right] f_t b D + C_2 \sum A \frac{y}{D} \sin 2\alpha \quad ۱۹-۲$$

که پارامترهای معادله‌ی (۲-۱۹) در شکل (۲-۱۸) نشان داده شده است، در معادله‌ی بالا  $b$  ضخامت تیر،  $A$  مساحت میلگرد،  $C_1$  برابر با ۱.۳۵ و  $C_2$  برابر با ۳۰۰ نیوتون بر میلی‌متر مربع است.

---

۱- Load Path

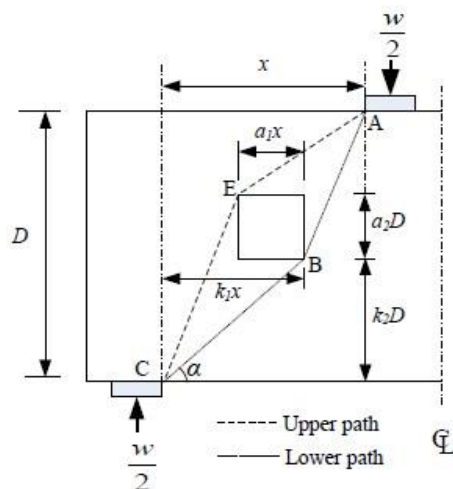




شکل ۲-۱۸- پارامترهای رابطه‌ی ۲-۱۹ [۳۸].

حالت دوم زمانی است که بازشو مسیر بارگذاری را قطع کند در این حالت فرض می‌شود که کل بار از طریق مسیر پایینی<sup>۱</sup> بازشو (ABC) به تکیه‌گاه منتقل می‌شود (شکل ۲-۱۹)، و رابطه‌ی ۲-۱۹ به صورت رابطه‌ی ۲-۲۰ اصلاح می‌شود.

$$Q_{ult} = C_1 \left[ 1 - 0.35 \frac{K_1 X_e}{K_2 D} \right] f_t b K_2 D + C_2 \sum A \frac{y}{D} \sin 2\alpha \quad 2-20$$



شکل ۲-۱۹- پارامترهای معادله‌ی ۲-۲۰ [۳۸].

۱-Lower Path

اگرچه نتایج ارائه شده یک گام روبه جلو برای تحلیل تیرهای عمیق دارای بازشو به شمار می‌آید اما توجه به این نکته نیز ضروری است که آزمایشات انجام شده محدود به نسبت دهانه‌ی برشی به عمق ۰/۴ و ۰/۲۵ بوده و نوع بتن به کار رفته در آزمایشات بتن سبک است.

کونگ و شارپ (۱۹۷۷) برای اعتبار سنجی روابطی که در سال ۱۹۷۳ ارائه دادند و بدست آوردن اطلاعات بیشتر در مورد تیرهای عمیق دارای بازشو آزمایشاتی را بر روی ۳۲ نمونه تیر عمیق دارای بازشو با الگوهای مختلف آرماتور جان و نسبت‌های مختلف دهانه‌ی برشی به عمق انجام دادند. نتایج نشان داد که ظرفیت نهایی تیرهای عمیق دارای بازشو می‌تواند با این فرض محاسبه شود که قسمت عمده‌ی بار اعمالی از طریق مسیر پایینی بازشو و مقداری نیز از طریق مسیر بالایی<sup>۱</sup> بازشو به تکیه‌گاه منتقل می‌شود که این فرض با فرض ارائه شده در سال ۱۹۷۳ اندکی متفاوت است و رابطه‌ی ۲-۲۰ به صورت رابطه‌ی ۲-۲۱ اصلاح شد:

$$Q_{ult} = C_1 \left[ 1 - 0.35 \frac{K_1 X_e}{K_2 D} \right] f_t b K_2 D + \sum \lambda C_2 A \frac{y}{D} \sin^2 \alpha \quad 21-2$$

که  $y$  برابر عمقی است که میلگرد مورد نظر ترک قطری بحرانی را قطع کند و  $\lambda$  ضریب تجربی برابر ۱/۵ برای میلگردهای جان و برابر ۱ برای میلگردهای اصلی است. ترم اول رابطه‌ی بالا توصیف کننده‌ی ظرفیت باربری مسیر پایینی و ترم دوم بیان‌گر سهم میلگردها در مقاومت برشی تیر است. در نتیجه رابطه‌ی (۲-۲۱) زمانی که بازشو به تکیه‌گاه نزدیک‌تر باشد به دلیل ضعیف شدن مسیر پایینی بازشو محافظه‌کارانه است.

در انتهای آزمایش نسبت ظرفیت برشی نهایی بدست آمده از آزمایش را با ظرفیت برشی نهایی بدست آمده از رابطه‌ی (۲-۲۱) محاسبه کردند که به این نسبت به طور متوسط ۰/۸

---

۱- Upper Path

بدست آمد که بیان گر محافظه کارانه بودن این معادله برای تیرهای عمیق دارای بازشو است. کونگ و همکاران (۱۹۷۸)، ۱۷ نمونه تیر عمیق دارای بازشو را برای بررسی بیشتر روابط ارائه شده ( رابطه ی ۲-۲۱) آزمایش کردند که نتایج بدست آمده تأییدی بر مشاهدات قبلی بود. ماکسول<sup>۱</sup> و برین<sup>۲</sup> (۲۰۰۰) آزمایشاتی را بر روی ۴ تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشوی بزرگ و بارگذاری غیر متقارن انجام دادند و در آن روش STM برای طراحی تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو مورد بررسی قرار گرفت و نتایج نشان داد که روش STM با دقت خوبی مقاومت برشی این تیرها را پیش بینی می کند و با در نظر گرفتن موقعیت بازشو بکار رفته روش STM منجر به راه حل طراحی معتبر، قابل اعتماد و محافظه کارانه برای تیرهای بررسی شده می شود.

تن و همکاران (۲۰۰۳b)، روشی را برای پیش بینی ظرفیت نهایی برشی تیرهای عمیق دارای بازشو ارائه دادند که البته این روش قادر به پیش بینی مود شکست نمی باشد. گوان<sup>۳</sup> b,a (۲۰۰۵)، به بررسی بهینه سازی روش STM برای تیرهای عمیق بدون بازشو و با بازشو پرداخت. یانگ<sup>۴</sup> و همکاران (۲۰۰۶)، ۲۲ نمونه تیر عمیق بتن مسلح با بازشو و بدون بازشو را تحت ۲ نقطه ی بارگذاری مورد آزمایش قرار دادند، متغیرهای آزمایش شامل مقاومت بتن، طول و عرض بازشو و نسبت دهانه ی برشی به عمق بود. طبق نتایج بدست آمده روابط ارائه شده توسط تن و همکاران (۲۰۰۳) و کونگ و شارپ (۱۹۷۷) مناسب برای پیش بینی ظرفیت نهایی برشی تیر عمیق دارای بازشو با بتن مقاوت بالا است و همچنین با توجه به نتایج نشان دادند که با

---

۱- Maxwell

۲- Breen

۳- Guan

۴- Yang

افزایش مقاومت بتن رابط‌های کونگ و شارپ (۱۹۷۷) نسبت به رابط‌های ارائه شده توسط تن و همکاران (۲۰۰۳) محافظه کارانه‌تر است.

کمپونه<sup>۱</sup> و مینافو<sup>۲</sup> (۲۰۱۲)، به بررسی تأثیر بازشوی دایره‌ای در تیرهای عمیق بتن مسلح با نسبت دهانه‌ی برشی به عمق پایین تحت ۲ نقطه‌ی بارگذاری پرداختند و از آزمایشاتی که بر روی این تیرها انجام دادند و این نتایج را استخراج کردند:

۱- مود شکست و بار ترک خوردگی عمدتاً وابسته به حضور و موقعیت بازشو است.

۲- اگر بازشو در وسط دهانه‌ی تیر واقع شود (خارج از دهانه‌ی برشی تیر) تأثیری در پاسخ تیر ندارد.

۳- اگر بازشو در دهانه‌ی برشی واقع شود باعث کاهش در ظرفیت برشی تیر در حدود ۱۸ الی ۳۰ درصد می‌شود.

۴- اگر بازشو در دهانه‌ی برشی تیر واقع شود خاموت‌های قائم جان تیر تأثیری در ظرفیت برشی تیر ندارد و فقط حضور خاموت‌های افقی باعث افزایش ظرفیت برشی تیر در حدود ۲۰ درصد می‌شود.

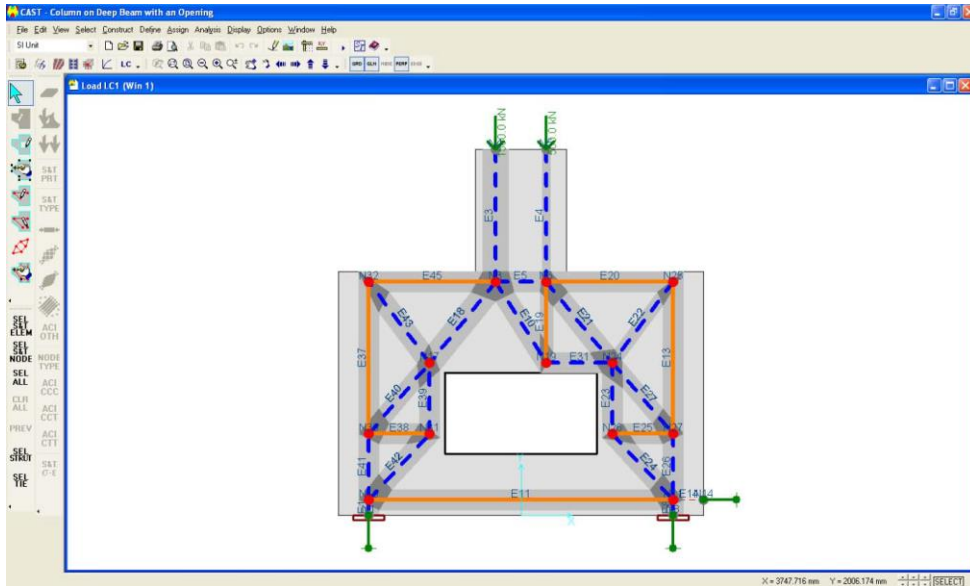
در سال ۲۰۰۸ نیز کارهای زیادی در اروپا بر روی روش STM بر مبنای کامپیوتر انجام شد که می‌توان انستیتو تکنولوژی فدرال سوئیس و دانشگاه اشتوتگارت را نام برد. همچنین در آمریکای شمالی یک سری نرم‌افزار کامپیوتری در دانشگاه‌های کرنل، پوردیو، ایلینویز ساخته شد [۳۳]. از میان این نرم‌افزارها می‌توان نرم‌افزار CAST که در دانشگاه ایلینویز ساخته شده است را نام برد. در شکل‌های ۲-۲۰ و ۲-۲۱ دو نمونه مدل ساخته شده در این نرم‌افزار نشان داده شده

---

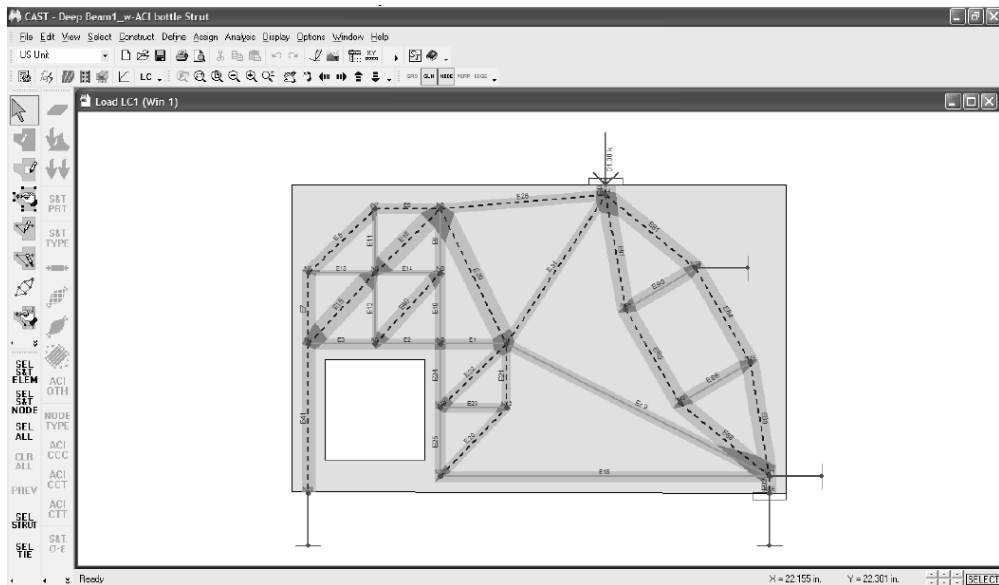
۱- Campione

۲- Minafo

است. در این اشکال خط چین‌ها اعضای فشاری و خطوط پر اعضای کششی هستند.



شکل ۲-۲۱- مدل تیر عمیق با بازشو در نرم‌افزار CAST.



شکل ۲-۲۲- مدل تیر عمیق با بازشو در نرم‌افزار CAST.

## فصل سوم:

# مقاوم‌سازی تیرهای عمیق

## ۳-۱ مقدمه

سازه‌ها با مشخصات خاص برای اهداف و کاربری‌های خاص طراحی و ساخته می‌شوند. در زمان بهره‌برداری از یک سازه، اگر مشخصات سازه بنا به هر دلیلی تغییر کند و یا هدف اولیه طراحی تغییر کند، سازه نیاز به ترمیم و مقاوم‌سازی خواهد داشت. اما اینکه چگونه و با چه سیستم و چه هزینه‌ای یک سازه ترمیم می‌شود، بسته به عوامل مختلفی از جمله اهمیت سازه و کاربری آن و نیز وضعیت موجود سازه، تعیین می‌شود. البته در بیشتر موارد وضعیت موجود سازه و نهایتاً مسائل اقتصادی تعیین کننده انجام عملیات مقاوم‌سازی و تعمیر است. اما گاهی اوقات مقاوم‌سازی تنها گزینه موجود محسوب می‌شود. مانند زمانی که شریان‌های حیاتی در معرض خطر تخریب قرار گیرد. در این شرایط مسائل اقتصادی کمتر تعیین کننده سیستم مقاوم‌سازی می‌باشد.

## ۳-۲- دلایل مقاوم سازی

بنا به دلایل مختلفی ممکن است سازه نیاز به مقاوم‌سازی، بهسازی و ترمیم داشته باشد که به چند مورد رایج اشاره می‌شود [۳۴].

۱. تغییر کاربری سازه: در موارد متعددی ممکن است کاربری یک سازه تغییر نماید. به عنوان مثال زمانی که یک ساختمان مسکونی تبدیل به یک کتابخانه شود، بار زنده افزایش چشمگیری خواهد داشت که علاوه بر افزایش نیاز مقاومت در اعضای باربر ثقلی، پاسخ سازه در برابر زلزله نیز تغییر خواهد کرد و بر نیاز مقاومت و نیاز شکل‌پذیری سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی نیز تاثیر خواهد گذاشت، که باید با مقاوم‌سازی، ظرفیت مورد نیاز را در سازه تامین کرد.

۲. خطا در طراحی سازه: شامل عدم انجام مطالعات دقیق و مورد نیاز بر روی خاک منطقه و نیز عدم انجام دقیق مطالعات لرزه‌ای ویژه ساختگاه برای سازه‌های خاص. همچنین ممکن است در مواردی خطای طراحی شامل تهیه مدارک و نقشه‌های اجرایی نیز باشد.

۳. خطاهای هنگام ساخت و اجرا: این مورد متأسفانه در کشور ما حتی در پروژه‌های مهم و بزرگ هم دیده می‌شود و دلیل آن از یک سو عدم مهارت نیروهای اجرایی از جمله جوشکار، آرماتوربند و دیگر عوامل، و از سوی دیگر عدم حضور سیستم نظارت و کمبود سیستم‌های نظارت استاندارد می‌باشد.

۴. تغییر در ویرایش آیین‌نامه طراحی: گاهی اوقات با تغییر اساسی در یک آیین‌نامه، بر طبق ضوابط جدید، برخی سازه‌ها استانداردهای لازم را کسب نمی‌نمایند و در مواردی باید اینگونه سازه‌ها مقاوم شود. به عنوان مثال می‌توان به تغییرات آیین‌نامه ۲۸۰۰ در ویرایش سوم نسبت به ویرایش اول و دوم اشاره نمود.

۵. آسیب دیدگی سازه: یک سازه در طول عمر سرویس دهی خود ممکن است در معرض آتش‌سوزی، انفجار، سیل، طوفان و یا زلزله و عوامل دیگر قرار گیرد که موجب کاهش ظرفیت باربری سازه خواهد شد. آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها در برابر زلزله برای بسیاری از ساختمانها سطح عملکرد "ایمنی جانی" را در نظر می‌گیرند. این یعنی در هنگام زلزله، سازه وارد محدوده غیرخطی شده و تغییر شکلهای غیرارتجاعی خواهد داشت و باتوجه به تعریف سطح عملکرد "قابلیت استفاده بی وقفه" از طرف آیین‌نامه‌ها برای برخی سازه‌ها اینطور استنباط می‌شود که آیین‌نامه‌ها تلویحاً مقاوم‌سازی و تعمیر طیف گسترده‌ای از سازه‌ها بعد از زلزله نسبتاً شدید را یک گزینه مناسب و اقتصادی می‌دانند.

۶. خوردگی فولاد و تخریب شیمیایی بتن: خوردگی قطعات فولادی در سازه‌های مجاور آب



از قبیل خوردگی ناشی از کربناسیون، نفوذ کلر به داخل بتن و همچنین تهاجم سولفات‌ها و اسیدها، یک مساله‌ی بسیار اساسی تلقی می‌شود. در محیط‌های دریایی و مرطوب وقتی که یک سازه‌ی بتن مسلح معمولی به صورت درازمدت در معرض عناصر خوردنده نظیر نمک‌ها، اسید و کلر قرار گیرد میلگردها به دلیل آسیب دیدگی و خوردگی، قسمتی از ظرفیت خود را از دست خواهند داد. همچنین افزایش حجم فولادها در اثر زنگ‌زدگی به خردشدن پوسته‌ی بیرونی بتن و نهایتاً ریختن آن منتهی می‌شود.

۷. حفظ و مرمت آثار باستانی: با توجه به تمدن چند هزار ساله ایران زمین، بناهای به جا مانده از اعصار گوناگون در کشورمان وجود دارد که ارزش جهانی دارد و حفظ این آثار بسیار مهم است. این بناها عموماً از نوع سازه بنایی بوده و نیاز به مقاوم‌سازی و ترمیم دارد.

### ۳-۳- روش‌های مقاوم‌سازی و ترمیم سازه‌ها

اولین گام در مقاوم‌سازی سازه‌ها ارزیابی وضعیت سازه موجود و مشخص کردن میزان خرابی است. سطح مقاوم‌سازی به میزان خرابی و دلایل اقتصادی وابسته است که به دو سطح کلی (عملکرد لرزه‌ای کلی سازه، اعضای سازه‌ای) قابل تقسیم بندی است [۳۴].

در سطح بهسازی لرزه‌ای در سیستم سازه‌ای که شامل تغییر در مقاومت، سختی، جذب انرژی و شکل‌پذیری سازه می‌باشد، روشهای مختلفی وجود دارد که رایج‌ترین آن عبارتست از:

- افزودن دیوار برشی
- افزودن میان‌قاب با مصالح بنایی
- افزودن مهاربند
- افزودن قاب فولادی درون قاب بتنی

- افزودن دیوارهای فولادی
  - بتن پاششی بر روی دیوارهای میان‌قابی
  - استفاده از سیستم‌های جذب انرژی مانند میراگرها
  - استفاده از جداگرهای لرزه‌ای در تراز پی ساختمان
- مقاوم‌سازی در سطح اعضای سازه‌ای (ترمیم و تقویت عضو) شامل افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری موضعی یک عضو خاص می‌باشد. روش‌های رایج ترمیم عبارتند از:

- استفاده از ورق‌های فولادی یا غلاف فولادی
- افزایش سطح مقطع با اضافه کردن آرماتور و بتن‌ریزی (ژاکت‌های بتن آرمه)
- تزریق اپوکسی
- استفاده از چسب و رزین برای تزریق یا اتصال ورق‌های فولادی
- جایگزینی بتن جدید بجای بتن خرد شده به طوری که ابتدا محلی که بتن آن خرد شده است را خالی نموده و سپس از بتن مخصوص که دارای مقاومت کافی و روانی مناسبی باشد، پر می‌کنیم

- استفاده از پلیمر کامپوزیت‌های مسلح شده با الیاف (FRP)
- سیستم تعمیر و مقاوم‌سازی با توجه به عوامل مختلفی انتخاب می‌شود. در برخی موارد مدت زمان انجام پروژه می‌تواند عامل تعیین‌کننده باشد و گاهی مسائل اقتصادی، در برخی موارد، ظرفیت بالای مورد نیاز در مقاوم‌سازی مورد انتظار است؛ در شرایط محیطی مخرب باید از مصالحی استفاده شود که دوام بالا و مقاومت خوبی در برابر خوردگی داشته باشد.

### ۳-۱- مقاوم‌سازی سازه‌ها با استفاده از FRP

مقاوم‌سازی سازه‌ها با FRP به منظور بهسازی سازه‌های بتنی اولین بار در دهه ۱۹۸۰ در

اروپا و ژاپن به عنوان جایگزین صفحات فولادی توسعه یافت. این مواد را می‌توان جهت ترمیم یا تقویت انواع سازه‌های بتنی با نصب بر روی سطح عضو (دال، تیر، ستون، دیوار و...) و در ساختمانهای مسکونی، اداری و تجاری، ساختمانهای صنعتی، تونل‌ها، سدها، اسکله‌ها، سکوه‌های دریایی، برج‌های خنک‌کننده، دودکش‌ها، سازه‌های بنایی و بخصوص در پل‌ها به کار برد. در ادامه به طور مختصر به معرفی پلیمر کامپوزیت‌های الیافی (FRP) و سپس به روش‌های ترمیم و تقویت تیرهای بتنی با این مواد پرداخته می‌شود.

پلیمر کامپوزیت الیافی (FRP) ماده‌ای مرکب است متشکل از دو بخش اصلی الیاف با مقاومت بالا و ماتریس، که الیاف تقویتی توسط ماتریس پلیمری احاطه شده است. الیاف تامین کننده مقاومت و سختی کامپوزیت است و ماتریس با شکل دادن به مجموعه الیاف، وظیفه انتقال تنش و کرنش بین الیاف و محافظت از الیاف در برابر عوامل محیطی را بر عهده دارد. بین دو فاز پیوسته (ماتریس) و ناپیوسته (الیاف)، یک لایه مرزی نیز وجود دارد. الیاف می‌تواند در یک جهت و یا در دو جهت با هر زاویه دلخواهی نسبت به هم قرار گیرد [۳۵].

عوامل مؤثر در تعیین مشخصات FRP عبارتند از [۳۵]:

- جنس الیاف
- آرایش الیاف
- درصد حجمی الیاف (معمولاً بین ۳۰ تا ۷۵ درصد)
- خواص ماتریس پلیمری
- چسبندگی و پیوند الیاف و ماتریس

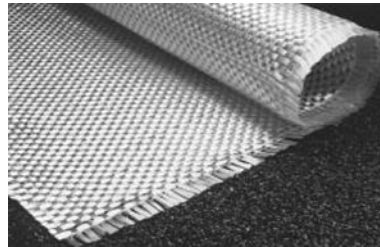
### ۳-۲-۳- انواع سیستم‌های FRP

پلیمر کامپوزیت‌های الیافی می‌توانند به شکل‌های مختلفی موجود باشند. انواع متداول آن

به شکل زیر می‌باشد [۴۰].

### ۳-۲-۱- ورقه‌های کامپوزیتی

ورقه‌های با ضخامت چند میلیمتر هستند که با چسب مستحکم و مناسب به سطح بتن چسبانده می‌شوند. از ورقه‌های FRP جهت تعمیر و تقویت سازه‌های آسیب دیده استفاده می‌شود. این ورقه‌ها می‌تواند به شکل پارچه‌ای و یا صفحه‌ای باشد که ورقه‌های پارچه‌ای انعطاف‌پذیر است و حساسیت کمتری در حمل و نقل از خود نشان می‌دهد. برخلاف ورقه‌های پارچه‌ای، انواع صفحه‌ای آن سخت است و در حمل و نقل نیز حساسیت بیشتری از خود نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱- ورقه‌های FRP (الیاف بافته شده) [۳۴].

### ۳-۲-۲- میلگردهای FRP

در مواردی که مهمترین مشکل، خوردگی یا مشکلات الکترومغناطیسی باشد، از میلگردهای FRP استفاده می‌شود. تفاوت اصلی رفتاری این میلگردها با آرماتورهای فولادی اینست که رفتار آرماتورهای فولادی همسانگرد می‌باشد در حالیکه میلگردهای کامپوزیتی رفتار ناهمسانگرد از خود نشان می‌دهد. این رفتار ناهمسانگرد بر مقاومت برشی و چسبندگی میلگردهای کامپوزیتی به بتن تأثیرگذار است. به علاوه، FRP رفتار خطی ارتجاعی تا لحظه شکست از خود بروز می‌دهد.



شکل ۳-۲-۳- میلگردها FRP [۳۴].

### ۳-۲-۳-۳- کابل‌ها و تاندون‌های پیش‌تنیدگی

همانند میله‌های FRP ولی به صورت انعطاف‌پذیر هستند که در سازه‌های کابلی و بتن پیش‌تنیده در محیط‌های دریایی و خورنده کاربرد دارند.

هدف این تحقیق استفاده از ورقه‌های FRP می‌باشد و در ادامه مطلب، منظور از FRP همان ورقه‌های کامپوزیت می‌باشد.

### ۳-۳-۳- جنس الیاف

الیاف رایج مورد استفاده در FRP بر حسب جنس سه نوع هستند: الیاف شیشه، الیاف کربن و الیاف آرامید؛ در ادامه به معرفی انواع الیاف خواهیم پرداخت [۳۴].

اگر در ساخت FRP از الیاف کربن استفاده شود به محصول حاصل CFRP گویند. همچنین اگر از الیاف آرامید یا شیشه استفاده شود، به کامپوزیت حاصل به ترتیب AFRP و GFRP گویند.

### ۳-۳-۳-۱- الیاف شیشه

الیاف شیشه رایج‌ترین و پرمصرف‌ترین نوع الیاف مورد استفاده در صنعت مواد کامپوزیت است. بر حسب نوع و ترکیب مواد بکار رفته در تهیه آنها، الیاف شیشه به انواع گوناگون

تقسیم‌بندی می‌شوند:

- E-Glass: مقاومت الکتریکی خوب این الیاف مشخصه اصلی آن است و از کاربردهای اصلی آن استفاده در آنتن ماهواره‌های فضایی است.
  - S-Glass: این نوع الیاف در بین الیاف شیشه، بیشترین مقاومت کششی را دارد و مورد استفاده آن در اعضای سازه‌ای است.
  - C-Glass: مقاومت زیاد در برابر خوردگی شیمیایی، این الیاف را در زمره الیاف پرمصرف در سازه‌های دریایی قرار داده است.
- مشخصه‌های کلی الیاف شیشه به صورت زیر است:
- مزایا: قیمت پایین، مقاومت کششی بالا، مقاومت در برابر خوردگی بالا، مقاومت الکتریکی و حرارتی مناسب.
  - معایب: مدول ارتجاعی کم، وزن مخصوص نسبتاً بالا، مقاومت خستگی پایین، حساسیت نسبت به سایش در حین حمل و نقل و مشکل بودن نصب و استفاده به دلیل سختی بالا.

### ۳-۳-۲- الیاف کربن

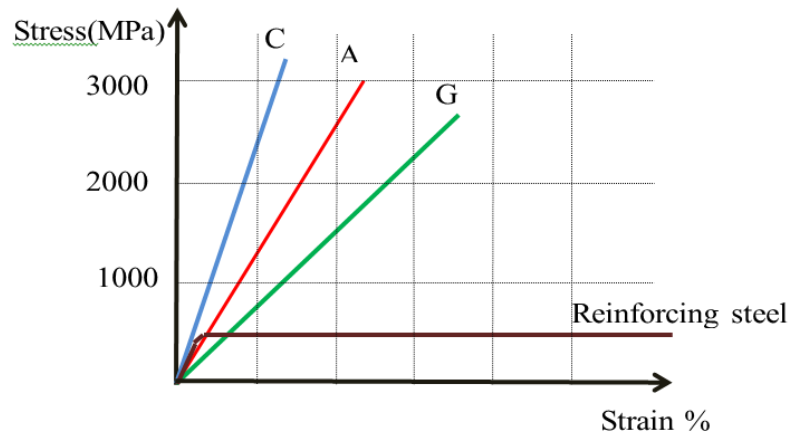
- این الیاف دارای بیشترین مدول ارتجاعی در بین انواع الیاف می‌باشد.
- مزایا: نسبت زیاد مقاومت کششی به وزن، نسبت زیاد مدول ارتجاعی به وزن، مقاومت خستگی بالا، ضریب انبساط حرارتی بسیار پایین و حتی در برخی موارد ضریب انبساط حرارتی منفی. این الیاف در دمای زیر ۴۰۰ درجه سانتیگراد غیر قابل خوردگی یا اکسیداسیون است.
  - معایب: مقاومت پایین در برابر بارهای ضربه‌ای و قیمت بالا، همچنین با توجه به اینکه هادی الکتریکی می‌باشد می‌تواند در هنگام ساخت برای دستگاهها مشکل‌ساز باشد.

### ۳-۳-۳-۳- الیاف آرامید

این الیاف با نام تجاری کولار و خصوصیتی چون نقطه ذوب بالا، پایداری حرارتی عالی، مقاومت در برابر شعله و غیرقابل حل بودن در بسیاری از حلالهای آلی شناخته شده‌اند.

- مزایا: وزن مشخصه کم (پایین‌ترین وزن مشخصه بین الیاف)، بیشترین نسبت مقاومت کششی به وزن در بین الیاف، عدم حساسیت و مقاوم در برابر ضربه‌های ناشی از حمل و نقل، مقاومت خوب در برابر زوال شیمیایی و حرارتی.
- معایب: مقاومت فشاری پایین، در معرض اشعه ماوراء بنفش افت مقاومت و سختی دارد، قیمت بسیار بالا و مشکلات قابل توجه در برش و ساخت.

الیاف FRP دارای مقاومت کششی بسیار بالایی بوده و رفتار تنش-کرنش این الیاف بصورت خطی می‌باشد. همانطور که در شکل ۳-۳ ملاحظه می‌شود الیاف تا لحظه گسیختگی رفتار خطی دارند.



شکل ۳-۳- منحنی رفتاری الیاف مسلح کننده‌ی کامپوزیت

## ۳-۴- مقاوم سازی تیرهای عمیق با FRP

### ۳-۴-۱ مقدمه

در تیرهای عمیق با توجه به این که مود گسیختگی قالب گسیختگی برشی است بیشتر مقاوم سازی برشی این نوع تیرها مورد توجه است، در مورد تیرهای عمیق بر خلاف تیرهای معمولی آزمایشات بسیار کمی در مورد مقاوم سازی با FRP صورت گرفته است و در مورد مقاوم سازی تیرهای عمیق دارای بازشو آزمایش انجام شده توسط ماداوی<sup>۱</sup> و شریف<sup>۲</sup> (۲۰۰۸) موجود می باشد.

### ۳-۴-۲- تاریخچه ی مطالعه بر روی تیرها عمیق مقاوم شده با FRP

ایسلام<sup>۳</sup> و همکاران، تحقیقاتی را در دانشگاه شیکاگو بر روی مقاومت برشی تیرهای عمیق بتن مسلح مقاوم سازی شده با FRP انجام دادند [۳۶].  
در این آزمایش ۶ تیر بتنی عمیق به طول ۲۰۰۰ میلی متر، عرض ۸۰۰ میلی متر و ضخامت ۱۲۰ میلی متر با آرماتورگذاری مطابق شکل ۳-۴ ساخته شد.

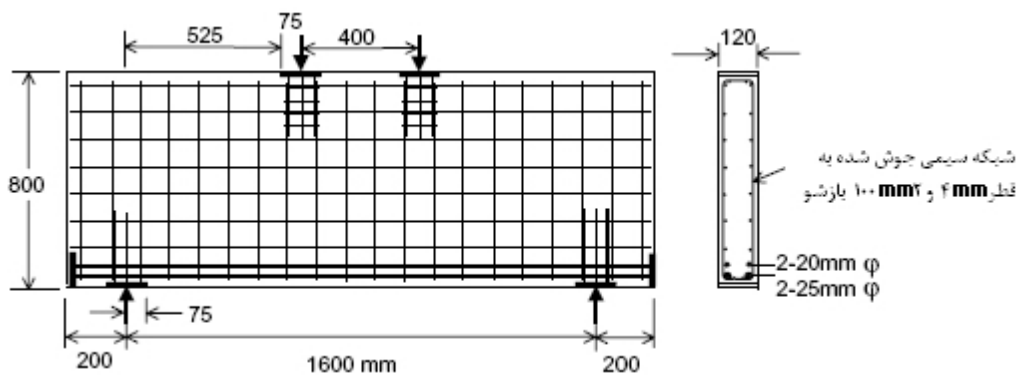
---

۱- Maaddawy

۲- Sherif

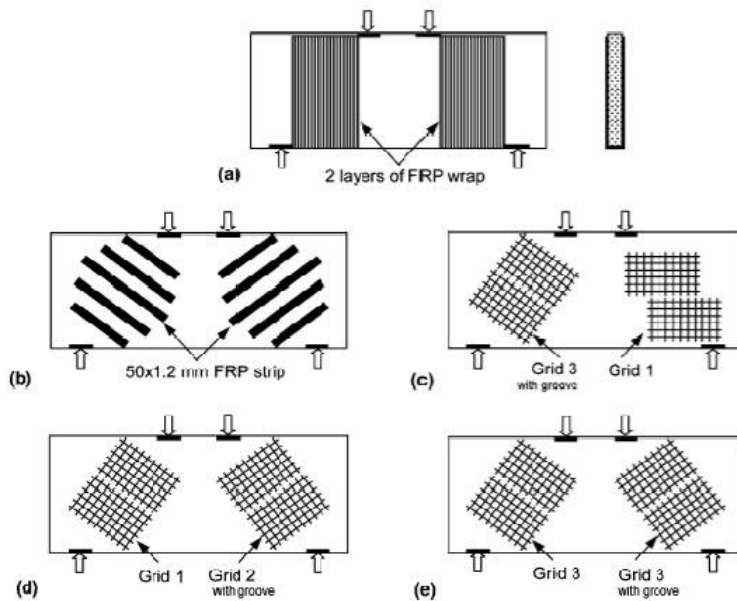
۳- Islam





شکل ۳-۴- ابعاد و جزئیات آرماتور گذاری تیر عمیق [۳۶].

یکی از تیرها به عنوان تیر شاهد بدون هیچ تقویتی در نظر گرفته شد و ۵ نمونه‌ی باقیمانده مطابق شکل ۳-۵ با استفاده از الیاف کربن تقویت شدند.



شکل ۳-۵- نحوه‌ی تقویت تیرهای عمیق [۳۶].

نتایج آزمایش نشان داد که مقاومت برشی تیرهای عمیق مقاوم شده با الیاف کربن تا ۴۰

درصد باعث افزایش مقاومت برشی تیرها شده است.

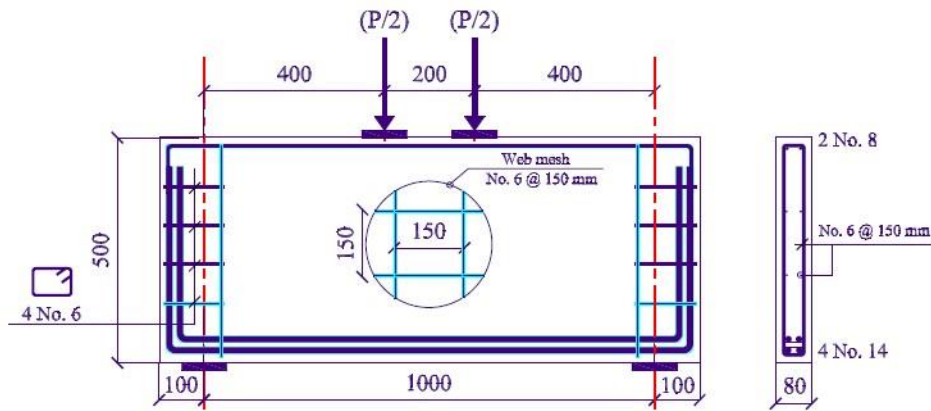
ژنگ ، هسو<sup>۱</sup> و مورن<sup>۲</sup> (۲۰۰۴)، برای ارزیابی تأثیر الیاف کربن بر روی مقاومت برشی تیرها عمیق بتن مسلح آزمایشاتی را بر روی ۱۶ نمونه تیر عمیق بتن مسلح بدون آرماتور برشی انجام دادند. تیرها را با توجه به نوع بارگذاری و نوع مقاوم سازی با الیاف، به چهار گروه تقسیم کردند و بعد از انجام آزمایش نتایج نشان داد که در مقاوم سازی برشی تیرهای عمیق با کاهش نسبت دهانه‌ی برشی به ارتفاع مؤثر مقطع مقاومت برشی تیرها افزایش می‌یابد و سهم الیاف کربن در مقاومت برشی با تغییر این نسبت بستگی به نوع مقاوم سازی دارد به طوری که در تیرها با الیاف قائم با کاهش نسبت دهانه‌ی برشی به عمق مؤثر سهم برشی الیاف نیز کاهش می‌یابد در صورتی که برای الیاف افقی و ۴۵ درجه با کاهش این نسبت سهم برشی افزایش می‌یابد.

ماداوی و شریف ۱۳ نمونه تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو را که تعدادی از آن‌ها با الیاف کربن مقاوم شده بود مورد آزمایش قرار دادند [۳۷]. شکل ۳-۶ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری این تیرها، شکل ۳-۷ اندازه و موقعیت بازشوها و شکل ۳-۸ نحوه‌ی مقاوم سازی با الیاف کربن را در این آزمایش نشان می‌دهد.

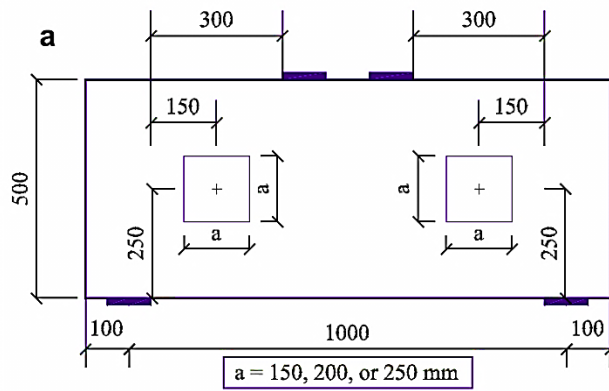
---

۱- Hsu

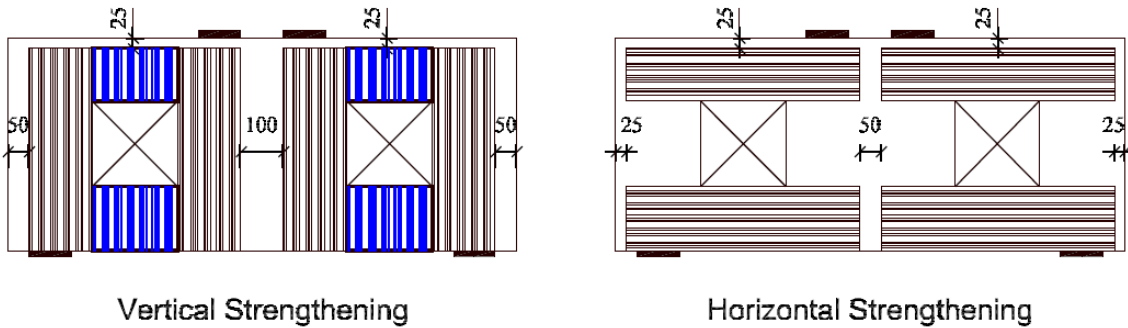
۲- Moren



شکل ۳-۶- ابعاد و جزئیات آزمایشات آزما تورگذاری [۳۷]



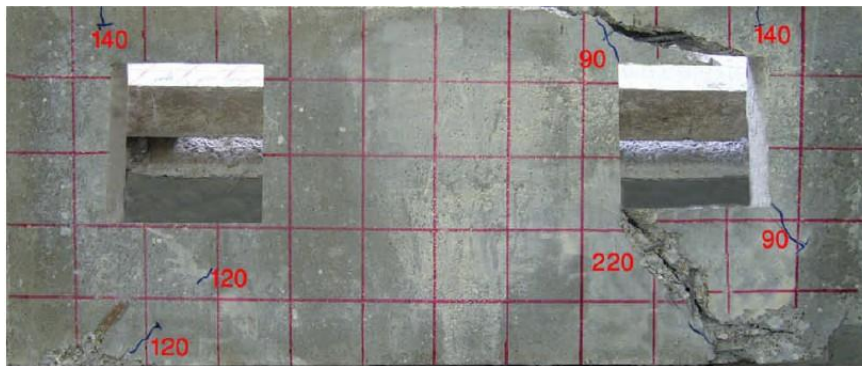
شکل ۳-۷- اندازه و موقعیت بازشو [۳۷]



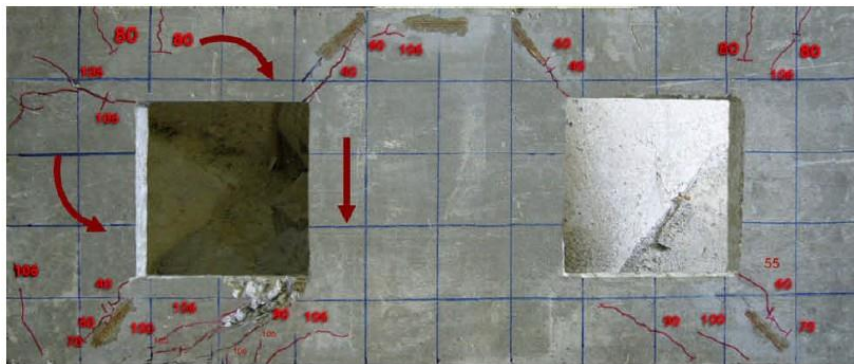
شکل ۳-۸- نحوه ی مقاوم سازی با الیاف کربن [۳۷]

آن‌ها برای تیرهای عمیق دارای بازشو مقاوم نشده دو نوع حالت گسیختگی مشاهده کردند

حالت اول مربوط به تیرهایی با اندازه‌ی بازشوی ۱۵۰ یا ۲۰۰ میلی‌متر بود که در آن تیرها با تشکیل دو ترک قطری مستقل در بالا و پایین بازشو و تبدیل شدن به قسمت مجزا گسیخته می‌شدند (شکل ۳-۹)، و حالت دوم مربوط به تیرهایی با اندازه‌ی بازشوی ۲۵۰ میلی‌متر بود که در آن تیر در اثر چرخش نسبی سه قسمت به وجود آمده در دهانه‌ی برشی گسیخته می‌شود (شکل ۳-۱۰).



شکل ۳-۹- گسیختگی بر اثر تشکیل دو ترک مستقل قطری [۳۷]



شکل ۳-۱۰ گسیختگی بر اثر چرخش نسبی سه قسمت به وجود آمده در دهانه‌ی برشی [۳۷].

و در مورد تیرهای مقاوم شده نیز با توجه به اندازه و موقعیت بازشو گسیختگی در اثر پارگی الیاف و جداسدن آن از سطح بتن به وجود آمد.

نتایج آزمایش نشان داد که استفاده از الیاف کربن برای مقاوم سازی تیرهای عمیق دارای

بازشو باعث افزایش در مقاومت برشی تیرها و افزایش در شکل پذیری آنها می شود که البته این افزایش به اندازه بازشو نیز بستگی دارد.

## فصل چهارم:

# مبانی نظری در تحلیل غیرخطی

## ۴-۱- مقدمه

در تحلیل خطی همواره یک رابطه خطی بین بار اعمالی و پاسخ سازه وجود دارد. به عبارت دیگر شیب منحنی نیرو - تغییرمکان در تحلیل خطی همواره ثابت است. این بدان معناست که در تحلیل خطی تنها یک بار لازم است سختی سازه محاسبه شود. پاسخ خطی سازه به یک دسته از انواع بارها را می‌توان با ضرب بردار بارها در معکوس ماتریس سختی به راحتی به دست آورد. همچنین در تحلیل خطی می‌توان برای به دست آوردن پاسخ سازه نسبت به انواع مختلف بار، پاسخ سازه نسبت به هر کدام از بارها را به تنهایی با یکدیگر جمع کرد که این روش به اصطلاح جمع آثار قوا نامیده می‌شود. در جمع آثار قوا فرض می‌شود که شرایط مرزی برای انواع مختلف بار مشابه است. تحلیل خطی غالباً یک تقریب ساده برای اهداف طراحی است [۳۸]. در تحلیل غیرخطی سختی سازه به همراه اعمال بار و تغییرشکل سازه تغییر می‌کند. ساده‌ترین مثال از یک رفتار غیرخطی، یک فنر با سختی متغیر است.

## ۴-۲- منشأ رفتار غیرخطی

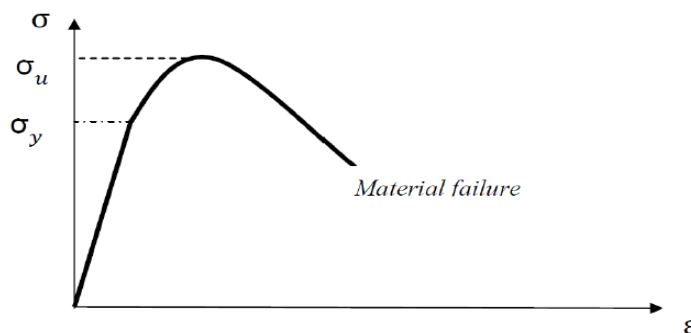
در مدل‌سازی‌های سازه‌ای سه منبع عمده رفتار غیرخطی وجود دارد که عبارتند از:

۱. غیرخطی مصالح
۲. غیرخطی شرایط مرزی
۳. غیرخطی هندسی

## ۴-۲-۱- غیرخطی مصالح

این نوع از رفتار غیرخطی شناخته شده‌تر از سایر انواع می‌باشد. غالب فلزات دارای رفتار نسبتاً خطی در رابطه تنش - کرنش در کرنش‌های کم می‌باشند اما در کرنش‌های بالاتر مطابق شکل ۴-۱ ماده تسلیم شده و از این مرحله به بعد پاسخ سازه غیرخطی می‌شود و تغییرشکل‌های ماندگار در آن به وجود می‌آید. اثر غیرخطی در مصالح می‌تواند با عواملی غیر از کرنش مرتبط

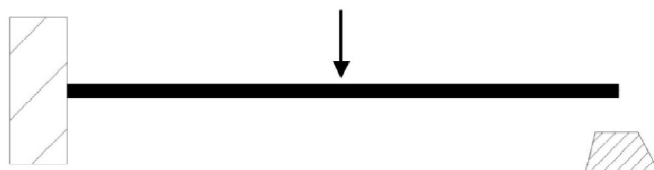
باشد. مصالحی که وابسته به نرخ کرنش هستند و شکست و تسلیم ماده هم از انواع غیرخطی هستند.



شکل ۴-۱- منحنی تنش کرنش برای یک ماده ارتجاعی - خمیری تحت کشش تک محوری [۳۸]

#### ۴-۲-۲- غیر خطی هندسی

رفتار غیرخطی ناشی از شرایط مرزی زمانی اتفاق می افتد که شرایط مرزی تکیه گاهی در حین تحلیل تغییر نماید. برای مثال تیر طره در شکل ۴-۲ تحت بار اعمالی تغییر شکل می دهد تا اینکه انتهای آزاد آن به یک تکیه گاه متوقف کننده برخورد کند.



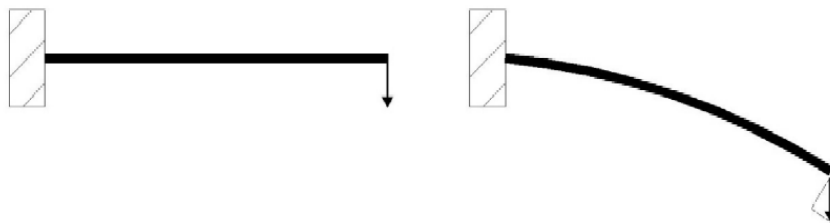
شکل ۴-۲- تیر طره تغییر در شرایط تکیه گاهی [۳۸]

تغییر مکان قائم انتهای آزاد تیر تا زمانی که به یک تکیه گاه برسد به صورت خطی با بار اعمالی رابطه دارد. وقتی انتهای آزاد به تکیه گاه برخورد می کند یک تغییر ناگهانی در شرایط مرزی در انتهای آزاد تیر به وجود آمده که از جابجایی قائم بیشتر جلوگیری می کند و در نتیجه از این نقطه به بعد پاسخ تیر خطی نخواهد بود. هنگامی که چنین اتفاقی در حین تحلیل رخ دهد یک تغییر بزرگ و ناگهانی در پاسخ سازه به وجود می آید.



#### ۳-۲-۴- غیر خطی هندسی

منشا دیگر رفتار غیرخطی در سازه به تغییرات در هندسه سازه در حین تحلیل مرتبط است. غیرخطی هندسی زمانی اتفاق می‌افتد که مقادیر جابجایی‌ها، پاسخ سازه را تحت تاثیر قرار می‌دهند. این امر ممکن است از تغییر مکان‌ها و دوران‌های زیادی ناشی شود. برای مثال در شکل ۳-۴ تیر طره‌ای را می‌توان در نظر گرفت که در انتهای آزاد بارگذاری شده است. در این وضعیت، اگر جابجایی انتهایی کوچک باشد می‌توان رفتار سازه را خطی گرفت؛ اما اگر جابجایی انتهایی آزاد زیاد شود شکل سازه و در نتیجه سختی سازه تغییر می‌کند. به علاوه اگر بار عمود بر تیر باقی‌نماند عملکرد بار روی سازه به طور قابل توجهی تغییر می‌کند. وقتی جابجایی انتهایی آزاد زیاد باشد بار اعمالی می‌تواند به دو مولفه عمود بر تیر و در امتداد تیر تجزیه شود و تاثیر هر کدام در رفتار سازه به طور مجزا بررسی گردد.



شکل ۳-۴- تغییر شکل زیاد انتهای تیر طره [۳۸]

#### ۳-۳- روش حل صریح دینامیکی

روش حل صریح<sup>۱</sup>، ابزاری کارآمد برای حل طیف وسیعی از مسائل غیرخطی در مکانیک سازه است که غالباً مکمل حل به روش استاندارد می‌باشد [۳۸].

---

۱-Explicit

مشخصه‌های متمایز کننده روش‌های صریح و ضمنی به شرح ذیل می‌باشد.

الف - روش صریح نیازمند گام زمانی بسیار کوچک است که تنها به بالاترین فرکانس ارتعاش سازه بستگی دارد و مستقل از نحوه بارگذاری است. معمولاً این تحلیل نیازمند میلیون‌ها گام زمانی است اما هزینه محاسباتی هر گام زمانی به نسبت کم است.

ب - در تحلیل ضمنی محدودیتی در اندازه گام محاسباتی وجود ندارد و اندازه گام زمانی با توجه به ملاحظات دقت و همگرایی مشخص می‌شود. در تحلیل ضمنی تعداد گام‌های زمانی کمتری در مقایسه با روش صریح استفاده می‌شود. اما از آنجایی که یک مجموعه کلی از معادلات باید در هر گام حل شود، هزینه روش ضمنی بسیار بیشتر از روش صریح خواهد بود.

#### ۴-۳-۱- انواع مسائل مناسب برای روش صریح

قبل از بیان نحوه عملکرد روش صریح، شایسته است تا ابتدا مسائل مناسب برای حل به روش صریح را بشناسیم.

#### ۴-۳-۱-۱- پدیده‌های دینامیکی با سرعت زیاد

روش صریح اساساً برای تحلیل مسائل و پدیده‌های دینامیکی با سرعت زیاد که هزینه تحلیل آن‌ها با روش ضمنی بسیار زیاد است توسعه یافت. اثر کوتاه مدت انفجار بر یک صفحه فولادی می‌تواند مثالی از این پدیده‌ها باشد. با توجه به اینکه بار به صورت سریع و شدید اعمال می‌شود پاسخ سازه نیز خیلی سریع تغییر می‌کند. لازم به ذکر است که پیگیری دقیق امواج تنش وابسته به بالاترین فرکانس‌های سیستم می‌باشد، در نتیجه به دست آوردن یک حل دقیق نیازمند تعداد زیادی گام زمانی کوچک می‌باشد.

#### ۴-۳-۱-۲- مسائل تماس (اتصال) پیچیده

مسائل تماس در روش صریح بسیار آسان تر فرمول سازی می شوند. روش صریح قادر به تحلیل مسائل تماس و اندرکنش های بسیار پیچیده بین اجسام مختلف می باشد. روش صریح به ویژه برای تحلیل پاسخ دینامیکی گذرای سازه هایی که تحت اثر بار ضربه ای قرار گرفته و در نتیجه آن، تحت شرایط پیچیده اندرکنش بین قسمت های مختلف سازه قرار می گیرند، مناسب است.

#### ۴-۳-۱-۳- مسائل پیچیده کمانش

مسائل ناپایداری ناشی از کمانش به راحتی در روش صریح حل می شوند. در چنین مسائلی سختی سازه به شدت در اثر بارگذاری تغییر می کند. رفتار پس از کمانش اغلب شامل اندرکنش های تماس پیچیده نیز می باشد.

#### ۴-۳-۱-۴- مسائل شبه استاتیکی غیرخطی

بنا به دلایل بسیاری روش صریح اغلب برای حل بعضی مسائل که اساسا استاتیکی هستند مناسب تر است. مسائل شبه استاتیکی شامل تماس های پیچیده مانند چکش کاری، نورد فلزات و شکل دهی به ورق ها در این محدوده قرار می گیرند. شکل دهی ورق ها اغلب شامل تغییر شکل های غشایی زیاد و شرایط تماس های اصطکاکی پیچیده است.

#### ۴-۳-۱-۵- مسائل مربوط به مصالح دارای کاهش سختی و گسیختگی

کاهش سختی و گسیختگی در مصالح، اغلب به دشواری های شدید در همگرایی تحلیل به روش ضمنی می شوند. اما روش صریح اینگونه مصالح را به خوبی مدل سازی می کند. یکی از نمونه های کاهش سختی در مصالح، مدل ترک خوردگی بتن می باشد که در آن ترک های کششی باعث منفی شدن سختی ماده می شوند. نمونه ای از گسیختگی مصالح، مدل های گسیختگی فلزات شکل پذیر است که در آن سختی ماده تا رسیدن به صفر می تواند کاهش یابد که در این

لحظه المان مربوط به طور کلی از مدل حذف می‌شود.

#### ۴-۳-۲- روش صریح انتگرال گیری روی زمان

روش صریح از قاعده تفاضل محدود مرکزی برای انتگرال گیری معادلات حرکت روی زمان استفاده می‌کند. در این روش نرم‌افزار از شرایط سینماتیکی در یک گام زمانی برای محاسبه شرایط سینماتیکی در گام بعدی استفاده می‌کند.

در ابتدای یک گام، برنامه تعادل دینامیکی را حل می‌کند که نشان دهنده تساوی نیروهای گرهی کل با حاصلضرب ماتریس جرم گرهی در شتاب‌های گرهی است.

$$M\ddot{u} = P - I \quad ۱-۴$$

در رابطه ۱-۴،  $P$  عبارتست از نیروهای خارجی اعمالی و  $I$  عبارتست از نیروهای داخلی المان.

شتاب‌ها در ابتدای گام جاری (در زمان  $t$ ) به صورت رابطه زیر نوشته می‌شوند.

$$\ddot{u}_t = (M)^{-1} \cdot (P - I)_t \quad ۲-۴$$

با توجه به اینکه روش صریح همیشه از یک ماتریس جرمی قطری با جرم متمرکز استفاده می‌کند حل معادله شتاب ساده بوده و معادله همزمان دیگری برای حل وجود ندارد. شتاب هر گره به طور کامل توسط جرم آن و نیروی اثر کننده بر آن مشخص می‌شود که این کار محاسبات گرهی را ساده و کم هزینه می‌کند.

شتاب‌ها با استفاده از قاعده تفاضل مرکزی روی زمان انتگرال گیری می‌شوند. این انتگرال نشان دهنده تغییرات سرعت می‌باشد. این تغییر در سرعت به مقدار سرعت در وسط گام قبلی افزوده شده تا سرعت در وسط گام جاری محاسبه شود.

$$\dot{u}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \frac{(\Delta t_{t+\Delta t} + \Delta t_t)}{2} \ddot{u}_t \quad ۳-۴۰$$

سرعت‌ها روی زمان انتگرال‌گیری شده و به جابجایی‌ها در ابتدای گام زمانی اضافه می‌شود تا جابجایی‌های انتهایی گام مشخص شوند.

$$u_{(t+\Delta t)} = u_{(t)} + \Delta t_{t+\Delta t} \dot{u}_t \quad ۴-۴$$

بنابراین ارضای تعادل دینامیکی در ابتدای هر گام شتاب‌ها را به دست می‌دهد.

داشتن شتاب‌ها باعث پیشبرد سرعت و جابجایی‌ها به شکل صریح روی زمان می‌شود. واژه صریح به این معناست که وضعیت در انتهای هر گام تنها بر اساس جابجایی، سرعت و شتاب در ابتدای آن گام تعیین می‌شود. این روش به طور دقیق از شتاب ثابت انتگرال‌گیری می‌کند. بنابراین برای رسیدن به جواب‌های دقیق باید گام‌های زمانی کوچک باشند به نحوی که بتوان شتاب را در آن بازه ثابت در نظر گرفت. با توجه به اینکه گام‌های زمانی باید کوچک باشند بنابراین انجام تحلیل به وسیله میلیون‌ها گام زمانی کوچک امکان‌پذیر است. خوشبختانه حل هر گام زمانی ساده است چرا که معادلات همزمان برای حل وجود ندارند. بیشتر هزینه محاسبات مربوط به محاسبه نیروهای داخلی هر المان است که بر گره‌های آن اثر می‌کنند. محاسبات هر المان شامل تعیین کرنش‌ها و اعمال روابط تنش - کرنش و سختی المان برای به دست آوردن تنش‌ها و در نهایت نیروها است [۳۸].

### ۴-۳-۳- مقایسه روش‌های انتگرال‌گیری ضمنی و صریح

در هر دو روش معادله تعادل به وسیله نیروهای خارجی، داخلی و شتاب‌های گرهی تعریف می‌شوند:

$$M\ddot{U} = P - I \quad ۵-۴$$

که  $M$  ماتریس جرم است. هر دو روش شتاب‌های گرهی را حل می‌کند و محاسبات المانی مشابهی را برای تعیین نیروهای داخلی المان‌ها به کار می‌گیرد. بزرگترین تفاوت بین این دو

روش به نحوه محاسبه شتاب‌های گرهی مربوط می‌شود. در روش ضمنی مجموعه‌ای از معادلات خطی با روش مستقیم حل می‌شود. هزینه محاسبات این مجموعه از معادلات در مقایسه با هزینه کم محاسبات گرهی در روش صریح، خیلی زیاد است.

روش ضمنی از گام‌های زمانی خودکار بر اساس روش حل تکراری نیوتن رافسون استفاده می‌کند. روش نیوتن رافسون به دنبال ارضای تعادل دینامیکی در پایان گام زمانی  $t + \Delta t$  و محاسبه همزمان جابجایی‌ها است. گام زمانی  $\Delta t$  در این روش در مقایسه با روش صریح نسبتاً بزرگ است چرا که روش ضمنی به صورت غیرمشروط پایدار است. برای یک مساله غیرخطی هرگام شامل تعدادی تکرار تا رسیدن به پاسخی در محدوده خطاهای تعریف شده است. باید توجه داشت که در اغلب روش‌های ضمنی در هر تکرار ماتریس سختی کل سازه باید معکوس گردد که هزینه محاسباتی زیادی را شامل می‌شود [۳۸].

اما اگر مدل دارای فرآیندهای گسسته شدیدی باشد مانند تماس و لغزش، ممکن است تعداد تکرارهای زیادی برای حل مساله نیاز باشد. در برخی موارد ممکن است همگرایی در روش ضمنی امکان‌پذیر نباشد.

روش صریح برای پدیده‌های دینامیکی سریعی که نیاز به گام‌های زمانی بسیار زیاد و کوچک برای به دست آوردن پاسخ دقیق دارند بسیار مناسب است. شرایط تماس و پدیده‌های ناپیوسته در روش صریح به راحتی فرمول‌سازی شده و بر اساس گره به گره و بدون تکرار به مدل اعمال می‌شود. شتاب‌های گرهی به گونه‌ای می‌توانند تنظیم شوند که نیروهای خارجی و داخلی در حین تماس در تعادل باشند. مهمترین ویژگی روش صریح در کار نبودن یک ماتریس سختی کلی است که در روش ضمنی وجود دارد و با توجه به اینکه حالت مدل به صورت صریح پیشبرده می‌شود، تکرار و خطایی نیاز نیست.

### ۴-۳-۴- گام زمانی خودکار و پایداری تحلیل

حد پایداری، بزرگترین گام زمانی مورد استفاده توسط عملگر صریح را دیکته می‌کند. این موضوع یک فاکتور مهم در روش صریح می‌باشد. در ادامه به بیان حد پایداری و توضیح نحوه تعیین آن در روش صریح پرداخته می‌شود.

#### ۴-۳-۴-۱- پایداری مشروط روش صریح

در روش صریح وضعیت مدل در طول گام زمانی  $\Delta t$  بر اساس وضعیت مدل در ابتدای گام زمانی و در زمان  $t$  پیش برده می‌شود. طول زمانی که در آن وضعیت مدل می‌تواند پیش برده شود و همچنان پاسخ دقیق از رفتار آن دریافت شود، عموماً کوتاه است. اگر گام زمانی بزرگتر از این مقدار ماکزیمم باشد، گفته می‌شود که گام زمانی از حد پایداری تجاوز کرده است که در این حالت ممکن است ناپایداری عددی به وجود آید. عموماً تعیین دقیق حد پایداری امکان‌پذیر نیست. بنابراین، از تخمین‌های محافظه‌کارانه استفاده می‌شود. حد پایداری تاثیر مهمی روی دقت و قابلیت اعتماد پاسخ‌ها دارد و بنابراین باید به صورت محافظه‌کارانه تعیین گردد. برای بازدهی محاسباتی بیشتر، نرم‌افزار گام‌های زمانی را به گونه‌ای انتخاب می‌کند که تا حد امکان به حد پایداری نزدیک بوده اما فراتر از آن نمی‌رود. حد پایداری بر اساس بالاترین فرکانس سیستم  $W_{max}$  به شکل زیر تعریف می‌شود.

$$\Delta t \leq \frac{2}{W_{max}} \left( \sqrt{1 + \xi_{max}^2} - \xi_{max} \right) \quad ۶-۴$$

متغیر  $\xi_{max}$  نسبت میرایی بحرانی در مود ارتعاشی متناظر با بالاترین فرکانس سیستم می‌باشد.

در روش صریح، انتخاب گام زمانی بزرگتر از حد پایداری باعث ناپایداری تحلیل می‌شود که در این حالت با افزایش دامنه بارگذاری، نوسانات شدیدی در تاریخچه زمانی پاسخ‌ها مشاهده

می‌شود و همچنین موازنه انرژی کل، تغییرات زیادی در زمان کم نشان می‌دهد. این روش علاوه بر مسائل دینامیکی می‌تواند برای حل مسائل استاتیکی و شبه استاتیکی نیز به کار رود. در صورت استفاده از این روش برای مسائل غیردینامیکی، همواره باید نسبت انرژی جنبشی به انرژی ورودی کمتر از ۵ درصد باشد تا شرایط بارگذاری استاتیکی حفظ گردد [۳۹].

#### ۳-۴-۲- کاهش هزینه محاسباتی با استفاده از مقیاس کردن جرم

اگر زمان شبیه‌سازی  $T$  ثانیه باشد، تعداد گام‌های محاسباتی  $n$  به شکل زیر به دست می‌آید.

$$n \approx T \max \left( \frac{1}{L_e} \sqrt{\frac{\hat{\lambda} + 2\hat{\rho}}{\rho}} \right) \quad ۷-۴$$

تخمین نمو زمانی پایدار در روش صریح بر اساس المانی که کمترین جرم را دارد، انجام می‌شود. لذا در شرایطی که در سازه، تعداد کمی المان با جرم کم نسبت به کل سازه وجود داشته باشد، می‌توان با افزایش جرم این المان‌ها به صورت مصنوعی، نمو زمانی پایدار را افزایش و در نتیجه هزینه محاسباتی را کاهش داد. این روش که موسوم به مقیاس کردن جرم<sup>۱</sup> می‌باشد، از این جهت قابل توجه است که در شرایطی که رفتار ماده وابسته به نرخ کرنش باشد، استفاده از این روش بر رفتار ماده تاثیر گذار نیست. البته این روش می‌تواند باعث افزایش انرژی جنبشی و ایجاد خطا در محاسبات گردد. لذا نسبت انرژی جنبشی به انرژی ورودی همواره باید کنترل گردد [۳۹].

---

۱-Mass scaling



## ۴-۴- شيوه‌های مدل‌سازی گسترش ترک در بتن

در روش اجزای محدود، دو دیدگاه برای مدل‌سازی گسترش ترک در سازه‌های بتن مسلح وجود دارد.

- مدل‌سازی رفتار موضعی ترک (ترک مجزا)<sup>۱</sup>.
  - مدل‌سازی بتن ترک خورده به صورت محیط پیوسته<sup>۲</sup> (ترک پخشی<sup>۳</sup>) [۳۹].
- روش‌های ترک مجزا هنگامی به کار می‌رود که رفتار موضعی یک ترک که محل آن مشخص است مورد مطالعه باشد در حالی که روش‌های مبتنی بر مکانیک محیط پیوسته رفتار متوسط حجم مشخصی از ماده ترک‌خورده و کاهش سختی آن را در نظر می‌گیرند [۳۹]. روش‌های مبتنی بر مکانیک محیط پیوسته بر اساس دو فرمول‌بندی کلی ارائه شده‌اند، مدل ترک پخشی و مدل خسارت - خمیری<sup>۴</sup>.

### ۴-۴-۱- مدل ترک پخشی

مدل ترک پخشی اولین بار توسط رشید<sup>۵</sup> در سال ۱۹۶۸ ارائه شد. در این روش با این فرض که ترک‌ها در نمونه یا المان به طور یکسان توزیع شده است، روابط ساختاری ماده بر اساس تنش متوسط - کرنش متوسط به کار گرفته می‌شود و تا پایان تحلیل، محیط پیوسته همچنان پیوسته باقی مانده و اثرات ترک‌خوردگی در مدل رفتاری نمونه اعمال می‌شود [۳۹].

### ۴-۴-۲- مدل خسارت - خمیری همسانگرد

مدل‌سازی ترک‌ها در مدل خسارت - خمیری به صورت غیر موضعی و با اصلاح سختی

---

۱-Discrete crack

۲-Continuum level

۳-Smeared crack

۴-Damage plasticity model

۵-Rashid

المان ترک خورده انجام می‌پذیرد. مدل خسارت - خمیری بر اساس ترک خوردگی ریزساختار در راستاهای کاملاً اتفاقی در هر نقطه، توسعه یافته است. لذا به جای مدل‌سازی ترک‌ها، آسیب‌دیدگی کل نمونه یا المان بتنی مدل شده و بتن ترک‌خورده یک ماده همگن در نظر گرفته می‌شود [۳۹].

در این پژوهش برای مدل‌سازی بتن از مدل خسارت - خمیری موجود در نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. این مدل توسط لوبلینر و همکاران [۴۰] ارائه شده و توسط لی و فنوس [۴۱] برای در نظر گرفتن رفتار چرخه‌ای بتن توسعه داده شده است.

در این مدل رابطه بین تنش و کرنش به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad ۸-۴$$

که  $D_0^{el}$  سختی ارتجاعی اولیه (آسیب ندیده) مصالح است و  $D^{el} = (1 - d)D_0^{el}$  سختی کاهش یافته ارتجاعی است و  $d$  متغیر اسکالر کاهش سختی است، که می‌تواند از صفر (برای مصالح آسیب ندیده) تا یک (برای مصالح به طور کامل آسیب دیده) تغییر کند. بنابراین، آسیب مرتبط با مکانیزم‌های گسیختگی بتن (ترک خوردگی و خردشدگی) منجر به کاهش سختی ارتجاعی می‌شوند. در این مدل، کاهش سختی ماده، همسانگرد و به وسیله یک متغیر یعنی  $d$  در نظر گرفته شده است.

تنش موثر که بیانگر تنش در قسمت سالم ماده است به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad ۹-۴$$

و تنش کوشی به وسیله رابطه زیر با تنش موثر مرتبط می‌شود:

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} \quad ۱۰-۴$$

برای هر سطح مقطع فرضی مصالح، ضریب  $(1 - d)$  نشان دهنده نسبت مساحت موثر تحمل کننده بار (یعنی مساحت کل منهای مساحت نواحی آسیب دیده) به مساحت کل

می‌باشد. در غیاب آسیب، یعنی  $d = 0$  تنش موثر برابر تنش کوشی است. همانطور که در ادامه بحث می‌شود، تکامل متغیر کاهش به وسیله مجموعه‌ای از متغیرهای سخت‌شدگی  $\tilde{\varepsilon}^{pl}$  و تنش موثر کنترل می‌شود. یعنی:

$$d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \quad 11-4$$

#### ۴-۲-۱- متغیرهای سخت‌شدگی

حالت‌های آسیب در کشش و فشار به طور مستقل به وسیله دو متغیر سخت‌شدگی  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  و  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  تعریف می‌شوند که به ترتیب کرنش‌های خمیری معادل در کشش و فشار هستند. تغییر (تکامل<sup>۱</sup>) متغیرهای سخت‌شدگی به صورت ذیل بیان می‌شود:

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix}; \varepsilon^{pl} = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}). \tilde{\varepsilon}^{pl} \quad 12-4$$

ترک خوردگی و خردشدگی در بتن به وسیله افزایش مقادیر متغیرهای سخت‌شدگی معرفی می‌شوند. این متغیرها تکامل تدریجی سطح تسلیم و کاهش سختی ارتجاعی را کنترل می‌کنند.

#### ۴-۲-۲- آسیب و کاهش سختی بتن

معادلات تکامل متغیرهای سخت‌شدگی به وسیله در نظر گرفتن شرایط بارگذاری تک محوری و بسط آن به شرایط چند محوری به سادگی فرمول‌بندی می‌شوند.

فرض می‌شود که می‌توان منحنی‌های تنش - کرنش تک محوری را به منحنی‌های تنش - کرنش خمیری تبدیل کرد. بنابراین خواهیم داشت:

$$\sigma_t = \sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\varepsilon}_t^{pl}) \quad 13-4$$

---

<sup>۱</sup>-Evolution

$$\sigma_c = \sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\varepsilon}_c^{pl}) \quad 14-4$$

$\dot{\varepsilon}_c^{pl}$  و  $\dot{\varepsilon}_t^{pl}$  نرخ کرنش‌های خمیری هستند و  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  و  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  کرنش‌های خمیری معادل هستند که به صورت زیر تعریف می‌شوند.

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \int_0^t \dot{\varepsilon}_c^{pl} dt \quad 15-4$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \int_0^t \dot{\varepsilon}_t^{pl} dt \quad 16-4$$

#### ۴-۲-۳- معادلات حاکم در وضعیت تنش تک محوری

تحت شرایط بارگذاری تک محوری، نرخ کرنش‌های خمیری به صورت زیر هستند:

$$\dot{\varepsilon}_t^{pl} = \dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \rightarrow \text{in uniaxial tension} \quad 17-4$$

$$\dot{\varepsilon}_c^{pl} = -\dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \rightarrow \text{in uniaxial compression} \quad 18-4$$

همان‌طور که در شکل ۴-۴ و شکل ۵-۴ نشان داده شده است، وقتی نمونه بتنی از هر نقطه‌ای در شاخه نزولی منحنی تنش - کرنش باربرداری می‌شود، سختی ارتجاعی مصالح کاهش می‌یابد.

پاسخ کاهش یافته بتن به وسیله دو متغیر آسیب تک محوری مستقل  $d_c$  و  $d_t$  معرفی می‌شود که هر دو توابعی از کرنش‌های خمیری هستند. برای تعیین خسارت بتن در هر نقطه منحنی تنش - کرنش در این پایان‌نامه از فرض اوناته و همکاران استفاده شده است بدین صورت که خسارت ماده تا قبل از رسیدن به حداکثر مقاومت خود در کشش و فشار صفر است و در شاخه نزولی منحنی تنش - کرنش، خسارت از روابط زیر به دست می‌آید [۳۹].

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f'_c} \quad 19-4$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad 20-4$$

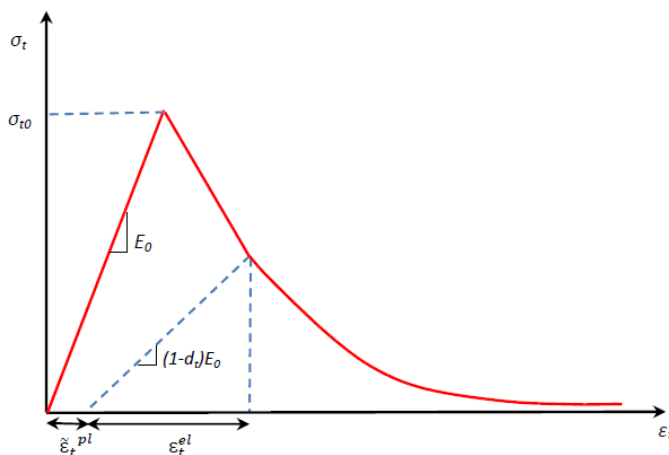
اگر  $E_0$  سختی ارتجاعی اولیه مصالح باشد، منحنی‌های تنش - کرنش کششی و فشاری

ماده در مدل خسارت - خمیری به ترتیب مطابق شکل ۴-۴ و شکل ۵-۴ می‌باشند و می‌توان

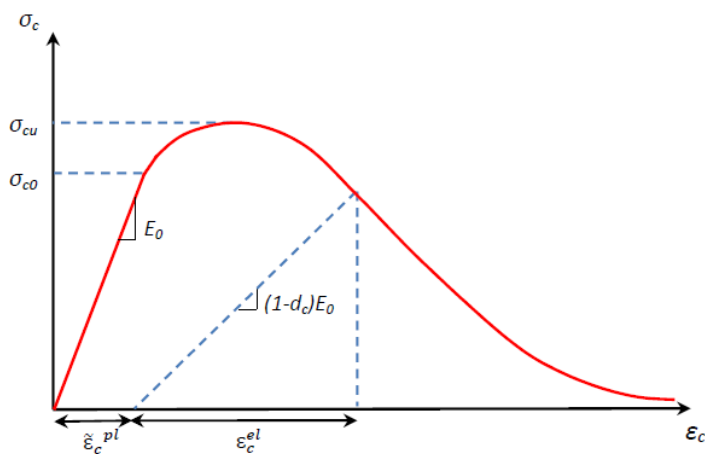
نوشت:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad ۲۱-۴$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad ۲۲-۴$$



شکل ۴-۴- مدل خسارت - خمیری بتن در کشش تک محوری [۳۸].



شکل ۵-۴- مدل خسارت - خمیری بتن در فشار تک محوری [۳۸].

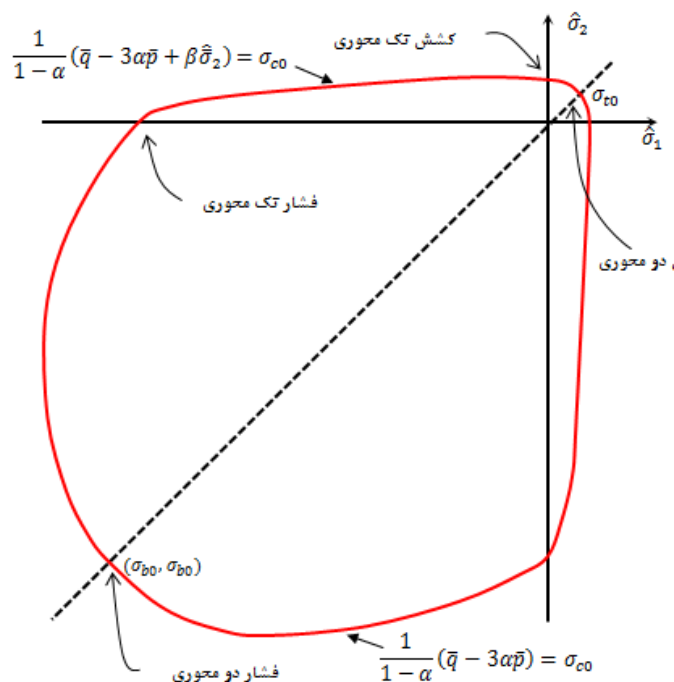
#### ۴-۲-۴-۴- معیار تسلیم

در مدل خسارت - خمیری ارائه شده توسط لوبلینر و همکاران از سطح تسلیم موسوم به

سطح بارسلونا استفاده شده که برای مصالحی نظیر بتن ارائه شده است. سطح تسلیم بارسلونا در فضای تنش موثر به شکل زیر تعریف می‌شود.

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\epsilon}^{pl})(\hat{\sigma}_{max}) - \gamma(-\hat{\sigma}_{max})) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}) = 0 \quad 23-4$$

سطح بارسلونا در فضای تنش دوماحوری در شکل ۴-۶ نشان داده شده است.



شکل ۴-۶- سطح بارسلونا در فضای تنش دوماحوری [۳۹].

در روابط فوق  $\hat{\sigma}_{max}$  بزرگترین تنش موثر اصلی،  $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$  کرنش خمیری فشاری و  $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$  کرنش خمیری کششی می‌باشد.

$$\tilde{\epsilon}_t^{pl} = \tilde{\epsilon}_t^{ck} - \frac{d_t \sigma_t}{1 - d_t E_0} \quad 24-4$$

$$\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \tilde{\epsilon}_c^{in} - \frac{d_c \sigma_c}{1 - d_c E_0} \quad 25-4$$

در رابطه ۴-۲۳،  $\bar{p}$  تنش هیدرواستاتیک موثر (نامتغیر اول تانسور تنش موثر)،  $\bar{q}$  تنش

موثر معادل مایسز<sup>۱</sup> (نامتغیر تانسور تنش انحرافی موثر) و  $\bar{S}$  تنش موثر انحراف آور<sup>۲</sup> است که با روابط ذیل تعریف می‌گردد.

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \text{trace}(\bar{\sigma}) \quad ۲۶-۴$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} (\bar{S} : \bar{S})} \quad ۲۷-۴$$

$$\bar{S} = \bar{\sigma} + p\bar{I} \quad ۲۸-۴$$

در رابطه ۴-۲۳،  $\alpha$ ،  $\beta$  و  $\gamma$  متغیرهای مدل هستند که به شرح ذیل کالیبره می‌شوند.

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}; 0 \leq \alpha \leq 1 \quad ۲۹-۴$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad ۳۰-۴$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad ۳۱-۴$$

$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$  نسبت مقاومت فشاری دومحوری بتن به مقاومت فشاری تک‌محوری آن

می‌باشد. همچنین متغیر  $K_c$  برابر است با نسبت دومین نامتغیر تانسور تنش در نصف‌النهاری<sup>۳</sup>

کششی به مقدار آن در نصف‌النهاری فشاری در شروع تسلیم (شکل ۴-۷).

رفتار تک‌محوری بتن در این مدل با منحنی تنش - کرنش غیرارتجاعی تعریف می‌گردد.

کرنش غیرارتجاعی کششی  $\tilde{\epsilon}_t^{ck}$  (کرنش ترک‌خوردگی<sup>۴</sup>) با استفاده از رابطه زیر محاسبه

می‌شود.

۱-Mises equivalent effective stress

۲-Effective stress deviator

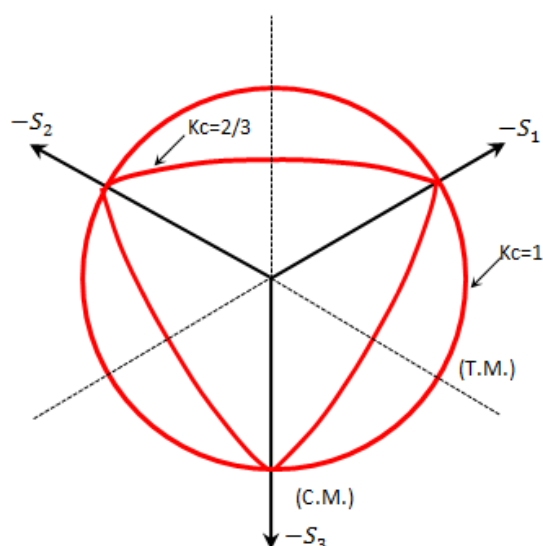
۳-Meridian

۴-Cracking strain

$$\tilde{\epsilon}_t^{ck} = \epsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0}$$

همچنین به منظور تعریف رفتار تک محوری فشاری، کرنش غیرارتجاعی فشاری  $\tilde{\epsilon}_c^{in}$  نیز

مشابه کرنش غیرارتجاعی کششی محاسبه می‌گردد [۳۹].



شکل ۴-۷- تاثیر  $K_c$  در شکل صفحات انحراف‌آور [۳۹].

#### ۴-۲-۴-۵- قانون جریان خمیری

قانون جریان خمیری به دو شکل وابسته<sup>۱</sup> و غیروابسته<sup>۲</sup> می‌تواند تعریف شود. هنگامی که به عنوان تابع پتانسیل خمیری از سطح تسلیم استفاده شود به آن قانون جریان وابسته گفته می‌شود.

در مدل استفاده شده در این پژوهش، از قانون جریان غیروابسته استفاده می‌شود تا اثرات اتساع و تغییرات حجم متغیر بتن در طول بارگذاری در نظر گرفته شود. بدین منظور از هذلولی

۱-Associated flow rule

۲-Non-associated flow rule



دراگر - پراگر مطابق رابطه زیر به عنوان تابع پتانسیل خمیری استفاده شده است [۳۹].

$$G(\bar{\sigma}, \psi) = \sqrt{(\varepsilon\sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad ۳۳-۴$$

در رابطه ۳۳-۴ خروج از مرکزیت  $\varepsilon$  و زاویه اتساع  $\psi$  متغیرهای مدل می‌باشند.

## ۴-۵- مدل سازی متوسط مقیاس بتن

به منظور مدل‌سازی صحیح رفتار غیرخطی عضو بتن مسلح و تشخیص سازوکارهای مختلف آن در مدل‌سازی‌های مبتنی بر مکانیک محیط پیوسته (متوسط مقیاس)، رفتارهایی که بتن در هنگام بارگذاری از خود نشان می‌دهد با به کار بستن مدل‌های رفتاری مناسب که رفتار متوسط بتن را نشان می‌دهد، در مدل عددی در نظر گرفته می‌شود. در ادامه مدل‌های رفتاری بتن بررسی می‌گردد.

### ۴-۵-۱- مدل رفتاری بتن در فشار تک محوری

رفتار بتن تحت اثر فشار تک‌محوری را می‌توان به سه ناحیه تقسیم کرد؛ ناحیه خطی ارتجاعی، ناحیه سخت‌شدگی کرنشی و ناحیه نرم‌شدگی کرنشی. به طور معمول بتن تا حدود ۳۰ درصد مقاومت نهایی خود پاسخ خطی داشته و از آن به بعد وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. در محدوده تنش فشاری ۳۰ تا ۷۰ درصد مقاومت نهایی، بازشدگی ترک‌های چسبندگی در ناحیه انتقالی<sup>۱</sup> بین سنگدانه و ملات سیمان اتفاق افتاده و پس از آن، ترک‌ها به ملات سیمان گسترش می‌یابند که در حد نهایی مقاومت فشاری، اتصال ریزترک‌ها به یکدیگر ناحیه شکست را به وجود می‌آورد [۳۹].

---

۱-Interfacial transition zone (ITZ)

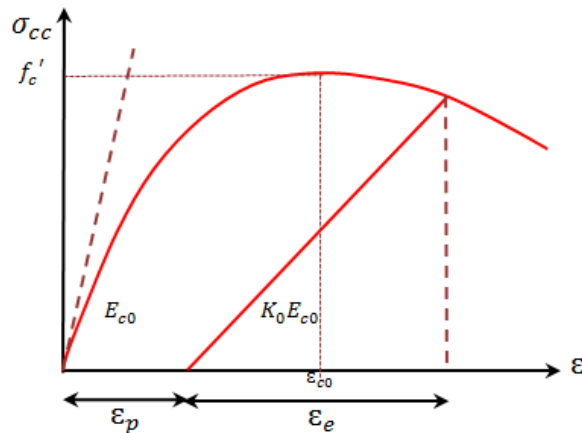
مدل‌های مختلفی برای تعیین رفتار بتن در فشار تک محوری ارائه شده که در این پژوهش از مدل مایکاوا [۴۸] استفاده شده است. این مدل قادر به پیش‌بینی رفتار بتن در بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد می‌باشد. این مدل برای بارگذاری یکنوا<sup>۱</sup> مطابق شکل ۴-۸ به شرح ذیل تعریف می‌گردد [۳۹].

$$\sigma_{cc} = \omega K_0 E_{c0} (\varepsilon - \varepsilon_p) \quad ۳۴-۴$$

$$K_0 = \exp\left(-0.73 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left(1 - \exp\left(-1.25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)\right)\right) \quad ۳۵-۴$$

$$\varepsilon_p = \beta \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} - \frac{20}{7} \left(1 - \exp\left(-0.35 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)\right) \right) \varepsilon_c \quad ۳۶-۴$$

$$E_{c0} = E_0 \frac{f'_c}{\varepsilon_c} \quad ۳۷-۴$$



شکل ۴-۸- مدل فشاری مایکاوا [۳۹].

$E_0$  متغیر مدل می‌باشد که برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود.  $\beta$  ضریب در نظرگیری نرخ کرنش است و برای بارگذاری با نرخ کرنش کم برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.  $\omega$  در حالت

۱-Monotonic

فشار تک محوری برابر با یک و  $\epsilon_c$  کرنش متناظر با مقاومت نهایی بتن می باشد [۳۹]. باید توجه داشت که محصورشدگی می تواند رفتار بتن را به طور چشمگیری بهبود بخشد. مدل های مختلفی برای در نظرگیری این اثر ارائه شده است، اما در مدل خسارت - خمیری مطابق تحقیقات نیکوروش و همکاران [۳۹] اثرات محصورشدگی به طور ضمنی در محاسبات وارد می شود. از طرف دیگر ترک خوردگی جانبی یک نمونه بتنی نیز می تواند باعث کاهش مقاومت بتن گردد. نیکوروش و همکاران [۳۹] نشان دادند که این اثر نیز در مدل خسارت - خمیری به طور ضمنی وارد محاسبات می شود. بنابراین برای مدل سازی رفتار فشاری تک محوری بتن، از منحنی تنش - کرنش بتن محصور نشده استفاده می شود.

#### ۴-۵-۲- مدل رفتاری بتن در کشش تک محوری

با تشکیل اولین ترک در بتن غیر مسلح، در اثر نرم شدگی سطح ترک، پدیده شکست در محل همان ترک اولیه موضعی می شود ولی به دلیل اتصال سطوح ترک توسط سنگدانه ها، بتن ترک خورده همچنان مقداری تنش کششی تحمل می کند که با باز شدن ترک، مقاومت بتن کاهش می یابد. به این پدیده نرم شدگی کششی<sup>۱</sup> بتن می گویند. بر طبق تئوری نوار ترک، انرژی آزاد شده در یک نقطه انتگرال گیری پس از موضعی شدن ترکها برابر است با انرژی شکست بتن. به عبارت دیگر سطح زیر منحنی تنش نرمال - بازشدگی ترک برابر است با انرژی شکست بتن که به صورت انرژی مصرف شده برای تشکیل و باز شدن ریزترکها در واحد سطح تعریف می گردد [۳۹].

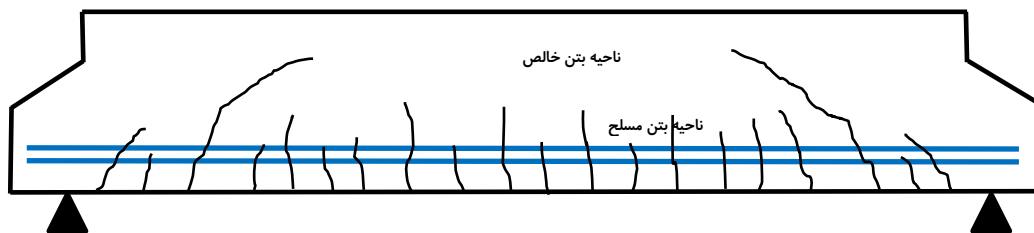
در بتن مسلح، بتن ترک خورده می تواند کرنش آرماتور را در فاصله بین ترکها کاهش دهد.

---

۱-Tension softening

این پدیده که در اثر انتقال تنش‌های چسبندگی از آرماتور به بتن رخ می‌دهد، سخت‌شدگی کششی<sup>۱</sup> بتن مسلح نام دارد و تاثیر قابل توجهی بر تغییر شکل و عرض ترک اعضای بتن مسلح و نهایتاً تاثیر چشمگیری بر مقدار برش انتقالی در سطح ترک و در نهایت بر مقاومت نهایی اعضای تحت اثر نیروی برشی و لنگر پیچشی خواهد داشت [۴۳].

برای مدل‌سازی رفتار کششی بتن در تیرهای عمیق لازم است که تیر عمیق مطابق شکل ۴-۹ به دو ناحیه با رفتار کششی متفاوت تقسیم شود و به ناحیه نزدیک آرماتورها، رفتار بتن مسلح و به نواحی دور از آرماتورها رفتار بتن غیرمسلح اختصاص داده شود. اندازه ناحیه بتن مسلح مطابق توصیه جین و همکاران به طور تقریبی ۶ برابر قطر آرماتور در نظر گرفته می‌شود [۴۴].



شکل ۴-۹- ناحیه بندی تیر عمیق بتن مسلح [۳۹].

جهت تعریف مدل نرم‌شدگی کششی برای مدل‌سازی ناحیه بتن غیرمسلح در نمونه‌ها از مفهوم انرژی شکست بتن استفاده شده است که مطابق مدل پیشنهادی آیین‌نامه CEB-FIP MC90 که به شکل زیر بر اساس اندازه بزرگترین سنگدانه بتن  $d_{max}$  ارائه شده، تعریف شده است [۴۵].

۱-Tension stiffening

$$G_f = \alpha_f \left( \frac{f'_c}{10} \right)^{0.7}, \text{ (MPa)} \quad 38-4$$

$$\alpha_f = (1.25d_{max} + 10) \times 10^{-3} \quad 39-4$$

برای مدل‌سازی رفتار کششی ناحیه بتن مسلح نیز از روابط ارائه شده توسط وکیو و کالینز به شرح ذیل استفاده شده است [۴۶].

$$\sigma_t = \frac{f_t}{1 + \sqrt{500\varepsilon_t}} \quad 40-4$$

در رابطه فوق  $f_t$  مقاومت کششی بتن است که از رابطه آیین‌نامه ACI318 به شکل زیر استفاده می‌شود.

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad 41-4$$

### ۳-۵-۴- پارامترهای پلاستیسته

برای استفاده از مدل خسارت - خمیری موجود در نرم‌افزار آباکوس، باید پارامترهای سطح تسلیم و قانون جریان با توجه به شرایط خاص مساله به برنامه معرفی شوند. یکی از این پارامترها که مشخص کننده شکل سطح تسلیم در فضای تنش دومحوری است، نسبت مقاومت فشاری دومحوری بتن به مقاومت فشاری تک‌محوری آن  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$  می‌باشد که مطابق کار کوفر و همکاران برابر با ۱/۱۶ در نظر گرفته شده است. پارامتر دیگری که مشخص کننده شکل سطح تسلیم در صفحات انحراف آور است  $K_c$  می‌باشد. این پارامتر به طور پیش‌فرض برابر با ۰/۶۷ در نظر گرفته می‌شود و در شرایطی که مقدار محصورشدگی کمی وجود دارد، پاسخ‌ها به این پارامتر وابسته نمی‌باشد [۳۹].

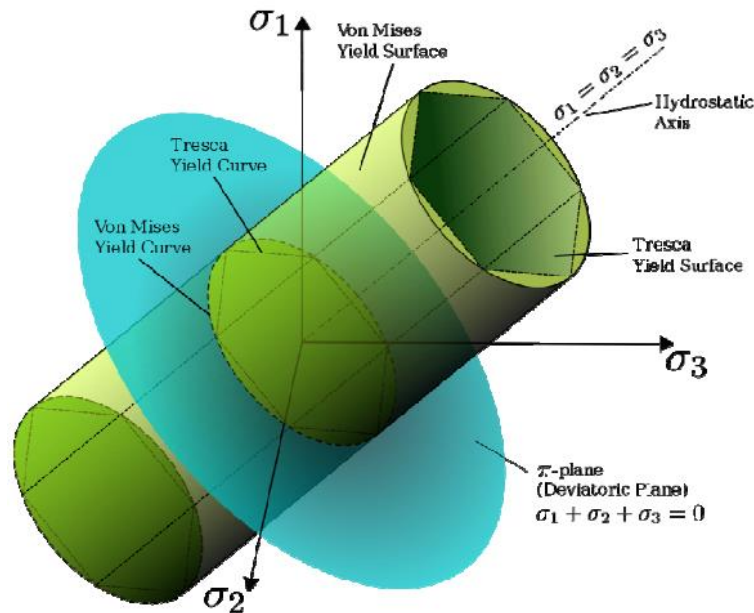
پارامتر دیگری که باید به مدل معرفی شود، زاویه اتساع  $\psi$  است که مشخص کننده شکل تابع پتانسیل می‌باشد. در اکثر تحقیقات پیشین اشاره شده که پاسخ‌ها به این پارامتر وابسته است [۳۹ و ۴۷]. بنابراین در فصل آینده بر روی این پارامتر تحلیل حساسیت انجام می‌شود.

## ۴-۶- مدل سازی میگردهای فولادی

آرماتور فولادی به وسیله تئوری خمیری کلاسیک فلزات<sup>۱</sup> موجود در آباکوس شبیه سازی شده است. سه مشخصه اصلی این مدل عبارتند از:

۱. سطح تسلیم: سطح وون میسز<sup>۲</sup>.
۲. رفتار پلاستیک با سخت شدگی همسانگرد.
۳. قانون جریان وابسته.

سطح تسلیم وون میسز در فضای تنش های اصلی در شکل ۴-۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۰- سطح تسلیم وون میسز [۴۷].

باید توجه داشت که در هنگام استفاده از مدل های رفتار متوسط مانند مدل سخت شدگی کششی، مدل رفتاری آرماتور نیز باید بر اساس رفتار متوسط آن به کار گرفته شود. با توجه به

---

۱-Classical metal plasticity

۲-Von-Mises

انتقال تنش‌های چسبندگی از آرماتور به بتن، توزیع تنش در طول آرماتور با توزیع تنش در یک آرماتور تنها<sup>۱</sup> متفاوت خواهد بود. بنابراین، هنگامی که آرماتور در محل ترک جاری می‌شود، قسمت‌های دیگر آن که بین دو ترک قرار دارند وضعیت ارتجاعی خواهند داشت. بنابراین متوسط تنش جاری شدن آرماتور، کمتر از تنش جاری شدن موضعی فولاد است [۳۹ و ۴۲]. مطابق کار صفایی [۴۷] در تیرهای عمیق، پاسخ‌ها به مدل رفتاری پس از تسلیم فولاد حساس نمی‌باشد. دلیل این مساله را می‌توان عدم جاری شدن آرماتورها و مکانیزم خردشدن بتن در تیرهای عمیق دانست.

## ۴-۷- مدل سازی پلیمر کامپوزیت الیافی (FRP)

کامپوزیت‌های FRP می‌تواند به روش‌های مختلف مدل‌سازی شود. در روش اول با توجه به نقش کم ماتریس در تامین مقاومت سازه‌ای FRP، از نقش آن صرف نظر شده و فقط الیاف مدل می‌شود [۴۸]. در روش دوم مجموعه الیاف و ماتریس به عنوان یک ماده همگن مدل‌سازی می‌شود [۴۹] و در روش سوم، الیاف و ماتریس به صورت جداگانه مدل می‌شود که به طور معمول الیاف به صورت جان‌شده<sup>۲</sup> در ماتریس در نظر گرفته می‌شود. در این پایان نامه از روش دوم مدل‌سازی استفاده شده است. لذا مشخصات کلی کامپوزیت به عنوان یک ماده همگن، با توجه به مشخصات الیاف و ماتریس، بر اساس درصد حجمی الیاف و ماتریس محاسبه می‌گردد. روابط حاکم در تعیین درصد حجمی الیاف و ماتریس به شرح ذیل می‌باشد [۵۰].

---

۱-Bare bar

۲-Embedded

$$V_f = w_f \frac{\rho_c}{\rho_f} \quad 42-4$$

$$V_m = w_m \frac{\rho_c}{\rho_m} \quad 43-4$$

در روابط این بخش  $V$  درصد حجمی،  $w$  درصد وزنی و  $\rho$  چگالی می‌باشد همچنین شاخص  $f$  مشخص کننده‌ی الیاف، شاخص  $m$  مشخص کننده‌ی ماتریس و شاخص  $c$  مشخص کننده‌ی کامپوزیت است.

$$\rho_c = V_f \rho_f + V_m \rho_m \quad 44-4$$

$$V_f + V_m = 1 \quad 45-4$$

$$V_f = \frac{w_f (V_f \rho_f + V_m \rho_m)}{\rho_f} \quad 46-4$$

صفحات کامپوزیت با الیاف برابر تک جهته، ماده‌ای ارتوتروپ (راستگرد) محسوب می‌شوند که دارای پنج مشخصه مهندسی هستند و با توجه به وابستگی یک مشخصه، می‌توان این مواد را با چهار مشخصه مستقل شناسایی نمود. مشخصات این مواد بر اساس مشخصات الیاف و ماتریس از جمله مدول ارتجاعی ( $E$ )، نسبت پواسون ( $\nu$ ) و مدول برشی ( $G$ ) به شرح ذیل بدست می‌آید [۵۰].

مدول ارتجاعی کامپوزیت در راستای الیاف  $E_x$

$$E_x = V_f E_f + V_m E_m \quad 47-4$$

مدول ارتجاعی کامپوزیت در راستای عمود بر الیاف  $E_y$

$$\frac{1}{E_y} = \frac{V_f}{E_f} + \frac{V_m}{E_m} \quad 48-4$$

مدول برشی درون صفحه‌ای کامپوزیت  $E_s$

$$\frac{1}{E_s} = \frac{V_f}{G_f} + \frac{V_m}{G_m} \quad 49-4$$

نسبت پواسون طولی کامپوزیت (اصلی)  $\nu_x$

$$\nu_x = V_f \nu_f + V_m \nu_m \quad 50-4$$



نسبت پواسون عرضی کامپوزیت  $\nu_y$ .

$$\nu_x E_y = \nu_y E_x$$

۵۱-۴

## ۴-۸- سطح شکست مواد کامپوزیت

گسیختگی در پلیمر کامپوزیت‌های مسلح شده با الیاف، می‌تواند در موده‌های شکست متفاوت اتفاق بیفتد. لذا معیار شکست به نحوی تعریف می‌شود که قابلیت پیش‌بینی موده‌های شکست اصلی این مواد را دارا باشد. در این پایان‌نامه برای مدل‌سازی گسیختگی FRP از معیار هاشین [۵۱] استفاده شده است. در این معیار، چهار مود گسیختگی اصلی به شکل زیر در نظر گرفته می‌شود.

• گسیختگی کششی الیاف

$$\left(\frac{\sigma_{11}}{\sigma_A^+}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{12}}{\tau_A}\right)^2 = 1, \sigma_{11} > 0$$

۵۲-۴

$\sigma_A^+$  مقاومت کششی در راستای الیاف

$\tau_A$  مقاومت برشی

• گسیختگی فشاری الیاف

$$\sigma_{11} = -\sigma_A^-, \sigma_{11} < 0$$

۵۳-۴

$\sigma_A^-$  مقاومت فشاری در راستای الیاف.

• گسیختگی کششی ماتریس.

$$\left(\frac{\sigma_{22}}{\sigma_T^+}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{12}}{\tau_A}\right)^2 = 1$$

۵۴-۴

$\sigma_T^+$  مقاومت کششی عمود بر راستای الیاف.

• گسیختگی فشاری ماتریس.

$$\left(\frac{\sigma_{22}}{2\tau_A}\right)^2 + \left[\left(\frac{\sigma_T^-}{2\tau_A}\right)^2 - 1\right] \frac{\sigma_{22}}{\sigma_T^-} + \left(\frac{\sigma_{12}}{\tau_A}\right)^2 = 1$$

۵۵-۴

$\sigma_T^-$  مقاومت فشاری عمود بر راستای الیاف.

فصل پنجم:

صحت سنجی مدل

## ۵-۱- مقدمه

هدف از مدل سازی عددی، ایجاد یک آزمایشگاه مجازی به منظور بررسی تاثیر پارامترهای مختلف بر پاسخ سازه می باشد. لذا این نکته بسیار حائز اهمیت است که فرضیات مدل سازی و پاسخ های حاصل از تحلیل عددی توسط مقایسه با نتایج آزمایشگاهی کنترل شده و صحت مدل عددی مورد تایید قرار گیرد. به عنوان نمونه در صحت سنجی مدل عددی ساخته شده از یک عضو بتنی، باید الگوی ترک و نیز منحنی پاسخ عضو تابع نتایج حاصل از آزمایش باشد. در این فصل، صحت مدل عددی تیرهای عمیق بتن مسلح، تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو و تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو تقویت شده با FRP مورد بررسی قرار می گیرد.

## ۵-۲- مشخصات مدل اجزای محدود

به طور کلی رفتار هر المان وابسته به پنج مولفه به شرح ذیل می باشد.

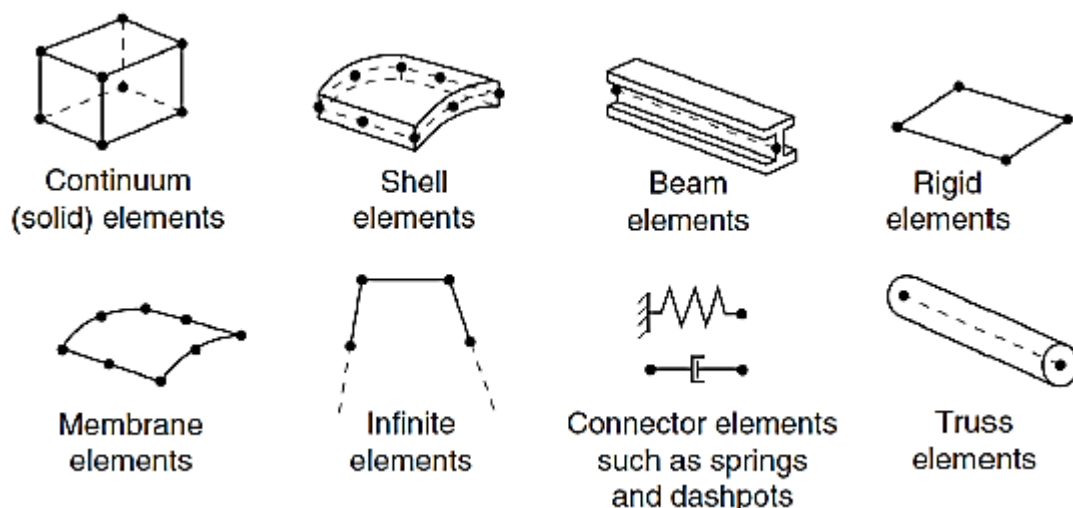
۱. خانواده المان
۲. درجات آزادی
۳. تعداد گره ها
۴. فرمول بندی
۵. انتگرال گیری

هر المان در نرم افزار آباکوس دارای نامی منحصر به فرد است مانند T2D2، S4R و C3D8R که نام هر المان، پنج مشخصه آن را تعیین می کند.

## ۵-۲-۱- خانواده المان

اولین حرف نام هر المان نشان دهنده خانواده آن المان است. المان هایی که به طور معمول در تحلیل تنش استفاده می شود در شکل ۵-۱ نشان داده شده است. مهمترین تفاوت خانواده

المان‌های مختلف، نوع هندسه آن‌هاست.



شکل ۵-۱- انواع المان‌های موجود در نرم‌افزار آباکوس [۳۸].

## ۵-۲-۲- درجات آزادی

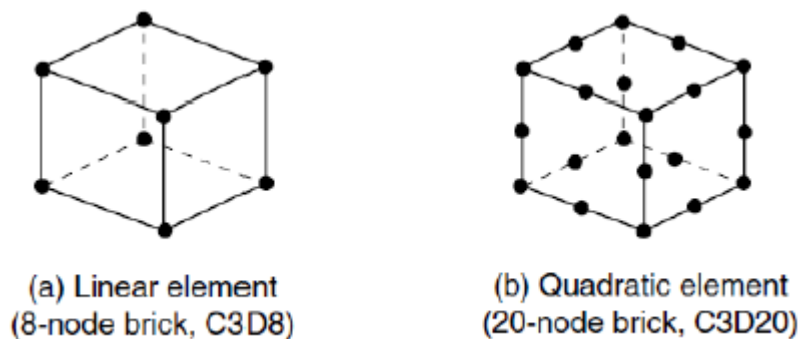
درجات آزادی، متغیرهای اساسی هستند که در طول تحلیل محاسبه می‌شوند. به عنوان مثال برای شبیه‌سازی تنش - تغییرمکان، درجات آزادی از نوع انتقالی هستند در حالی که برای شبیه‌سازی انتقال حرارت، درجات آزادی، دما در هر نقطه است.

## ۵-۲-۳- تعداد گره‌ها و مرتبه درونیابی

تغییرمکان‌ها یا درجات آزادی دیگر (چرخش، دما و ...) در گره‌های المان محاسبه می‌شوند. در هر نقطه دیگر در المان، تغییرمکان‌ها با درونیابی تغییرمکان‌های گرهی به دست می‌آیند. معمولاً مرتبه درونیابی به وسیله تعداد گره‌های المان تعیین می‌شود.

- برای المان‌هایی که فقط در گوشه گره دارند، مانند المان آجری ۸ گرهی نشان داده شده در شکل از درونیابی خطی در هر جهت استفاده می‌شود. این نوع المان‌ها، خطی یا مرتبه اول نامیده می‌شوند.

- برای المان‌های با گره‌های میانی، مثل المان آجری ۲۰ گرهی نشان داده شده در شکل ۲-۵ از درون‌یابی درجه دوم استفاده می‌شود و المان‌های مرتبه دوم نامیده می‌شوند. تعداد گره‌ها صریحاً در نام المان قید می‌گردد. به عنوان نمونه المان ۴ گرهی پوسته‌ای S4R نام دارد.



شکل ۲-۵- المان ۸ گرهی و ۲۰ گرهی [۳۸].

## ۲-۵-۴- فرمول بندی

فرمول بندی هر المان اشاره به تئوری ریاضی به کار رفته در تعریف رفتار المان دارد. در رفتار لاگرانژی المان همراه مصالح تغییرشکل می‌دهد. در رفتار اویلری المان‌ها در فضا ثابت هستند و مصالح از میان آن‌ها جریان می‌یابند. روش اویلری معمولاً در مکانیک سیالات کاربرد دارد. در تیرهای عمیق به علت اینکه دارای ضخامت کم در مقایسه با ابعاد دیگر خود هستند، می‌توان برای مدل سازی بتن از المان‌های تنش مسطح استفاده نمود. البته باید توجه داشت که در صورتیکه آرماتورگذاری به گونه‌ای باشد که تنش‌های چسبندگی در عرض نمونه تغییر زیادی نشان دهد، نمی‌توان از روش مدل سازی دوبعدی استفاده نمود.

در این پایان‌نامه مدل سازی آرماتورها با استفاده از المان‌های تیر دو گرهی مرتبه اول B31

و برای مدل سازی بتن با استفاده از المان‌های سه بعدی محیط پیوسته C3D8R انجام شده است. المان C3D8R، دارای هشت گره بوده و در هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی می‌باشد. حرف R در نام‌گذاری المان، نشان دهنده استفاده از انتگرال‌گیری کاهش‌یافته<sup>۱</sup> است. بر طبق تئوری نوار ترک، استفاده از انتگرال‌گیری کاهش یافته باعث می‌شود طول مشخصه در مدل رفتاری ماده برابر بعد المان باشد و در نتیجه مدل‌سازی ناحیه ترک‌خورده با دقت بالاتری انجام شود. البته در صورت استفاده از انتگرال‌گیری کاهش یافته، ممکن است مودهای تغییر شکل با انرژی صفر<sup>۲</sup> در المان تحریک شود که منجر به تغییر شکل‌های شدید و غیر واقعی در المان‌ها به ازای مقادیر تنش صفر می‌گردد. برای حل این مشکل در برنامه اجزای محدود، نیاز به قیدی کنترلی می‌باشد که در نرم‌افزار آباکوس بر حسب نوع المان و روش تحلیل، در نظر گرفته می‌شود.

مدل‌سازی اندرکنش بتن و آرماتورها به این صورت است که لغزش آرماتورها و بتن به طور صریح مدل نمی‌شود و تاثیر تنش‌های چسبندگی به طور ضمنی در مدل رفتاری بتن و آرماتور وارد می‌شود. بنابراین، از روش المان‌های جانسانده برای مدل‌سازی اندرکنش بتن و آرماتورها استفاده شده است. در روش المان‌های جانسانده، گروهی از المان‌ها در المان‌های میزبان جاسازی می‌شود. در این روش، درجه آزادی انتقالی گره جانسانده حذف شده و مقید به مقدار حاصل از درونیابی درجات آزادی مربوط در المان میزبان می‌شود [۳۹]. البته باید توجه داشت که المان‌های جانسانده اجازه داشتن درجات آزادی چرخشی را دارند و این چرخش‌ها با این تکنیک مقید نمی‌شود. تعداد درجات آزادی انتقالی در یک گره از المان مدفون باید برابر تعداد

---

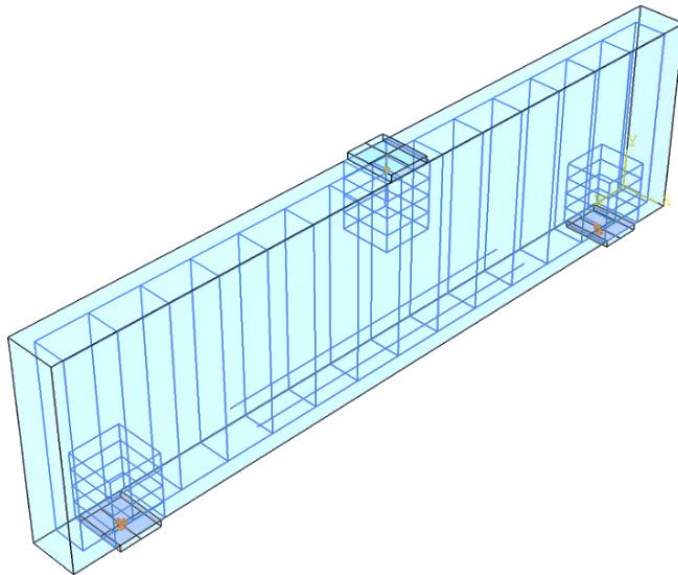
۱-Reduced integration

۲-Hourglassing

آن‌ها در یک گره از المان میزبان باشد.

### ۵-۲-۵- مدل سازی شرایط مرزی

به منظور عدم موضعی شدن خرابی در محل اعمال بار و تکیه‌گاه از صفحات بارگذاری استفاده می‌شود که در مدل عددی نیز از صفحات فولادی استفاده شده است. و نیروی متمرکز به وسط صفحات بارگذاری اعمال شده است و قیدهای مورد نیاز برای ایجاد شرایط دو سر مفصل در آزمایشگاه نیز با مفصلی کردن یکی از تکیه‌گاه‌ها و ایجاد امکان جابه‌جایی طولی در تکیه‌گاه دیگر اعمال شده است. که در شکل ۳-۵ این مدل‌سازی نشان داده شده است.



شکل ۳-۵- اعمال شرایط مرزی

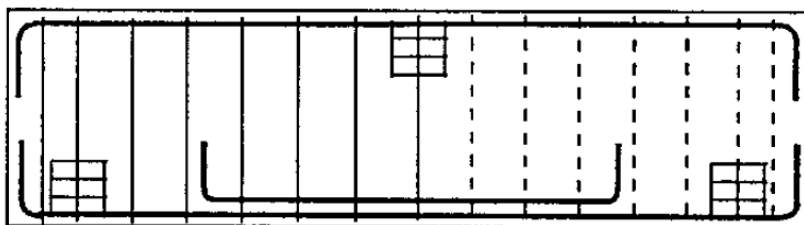
### ۵-۳- صحت سنجی نتایج

در این بخش برای بررسی صحت مدل عددی تیر عمیق بتن مسلح، چند نمونه تیر عمیق بتن مسلح مورد بررسی قرار می‌گیرد. در مدل‌سازی نمونه‌ها از روابط ارائه شده در فصل چهارم استفاده شده است.



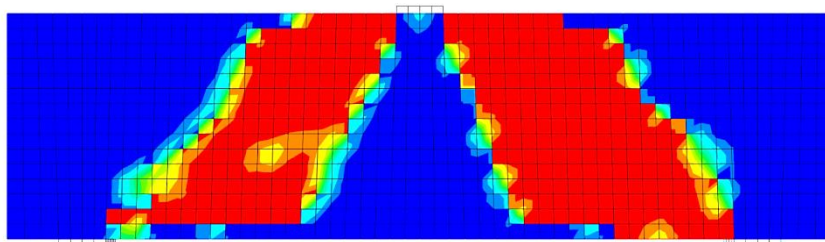
### ۵-۳-۱- تیر عمیق بتن مسلح بدون بازشو

در این قسمت دو نمونه تیر عمیق بتن مسلح بدون بازشو مدل سازی شده است. بدین منظور ابتدا نمونه N2-b از کار تنگ و همکاران [۵۲] انتخاب شده است. این نمونه دارای طول ۲۲۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر است. دو آرماتور طولی با قطر ۲۲ میلی‌متر در بالا و پایین تیر به صورت سرتاسری قرار دارد، دو آرماتور طولی تقویتی با قطر ۲۲ میلی‌متر در وسط دهانه در قسمت پایین تیر قرار دارد و آرماتور برشی با قطر ۱۰ میلی‌متر در فواصل ۱۵۰ میلی‌متر در راستای عرضی قرار دارند که در شکل ۴-۵ نحوه آرماتورگذاری را نشان می‌دهد.



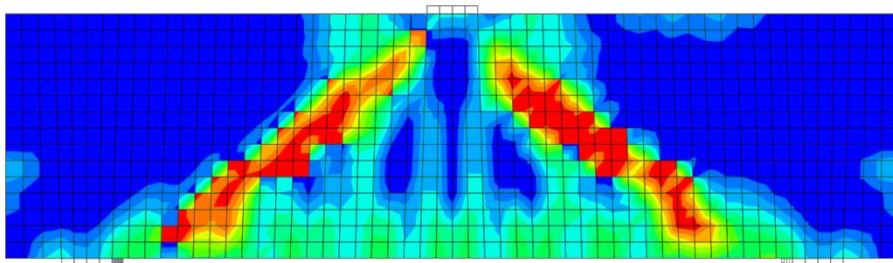
شکل ۴-۵- آرماتورگذاری در تیر نمونه N-2b [۵۲].

الگوی آسیب فشاری این نمونه مطابق شکل ۵-۵ بدست آمده است.



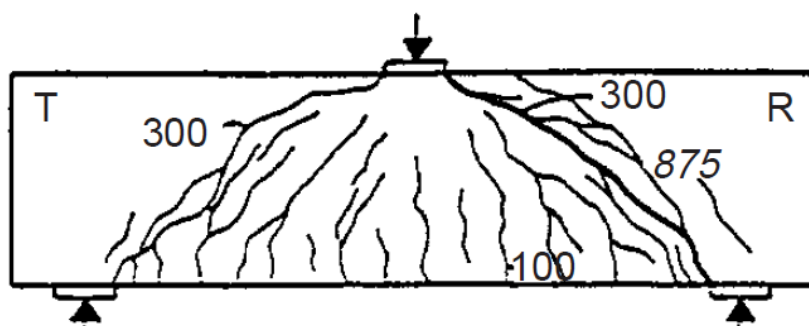
شکل ۵-۵- آسیب فشاری در نمونه N-2b.

الگوی آسیب کششی نیز در شکل ۶-۵ نشان داده شده است.



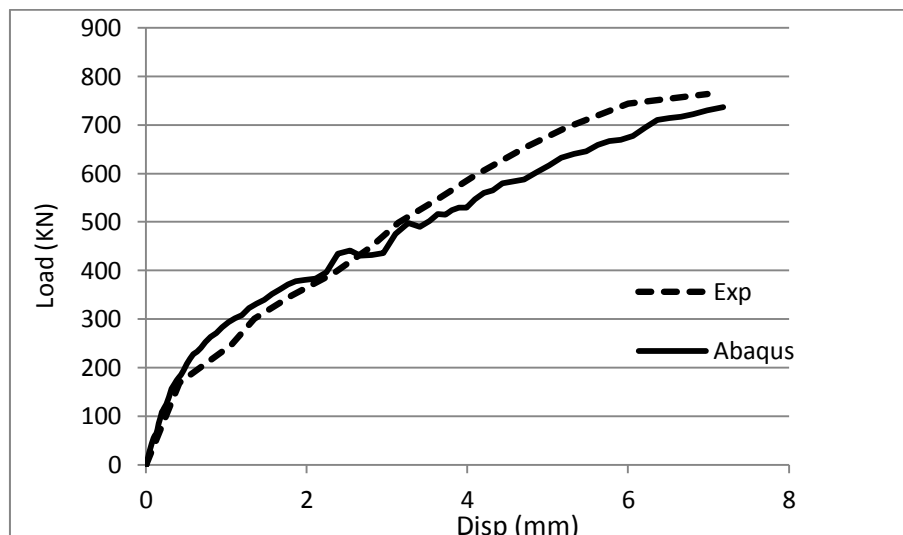
شکل ۵-۶- آسیب کششی در نمونه N-2b.

با مقایسه آسیب کششی نمونه N-2b با الگوی ترک خوردگی بدست آمده از کار آزمایشگاهی که در شکل ۵-۷ نشان داده شده است انطباق قابل قبول در الگوی ترک خوردگی نمونه مدل سازی شده با نمونه آزمایشگاهی را نشان می دهد.



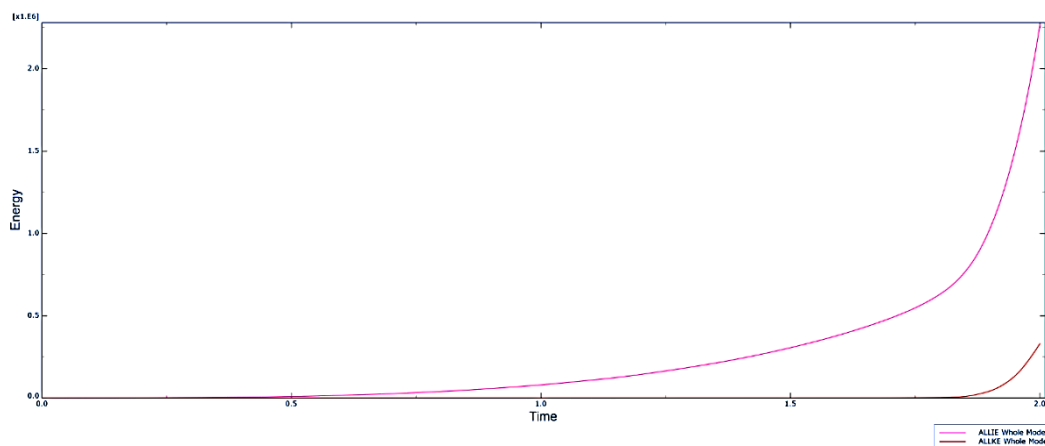
شکل ۵-۷- الگوی ترک خوردگی نمونه N-2b [۵۲].

مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی نشان دهنده انطباق قابل قبول نتایج بر کارهای آزمایشگاهی می باشد. منحنی بار - تغییر مکان وسط دهانه در شکل ۵-۸ نشان داده شده است.



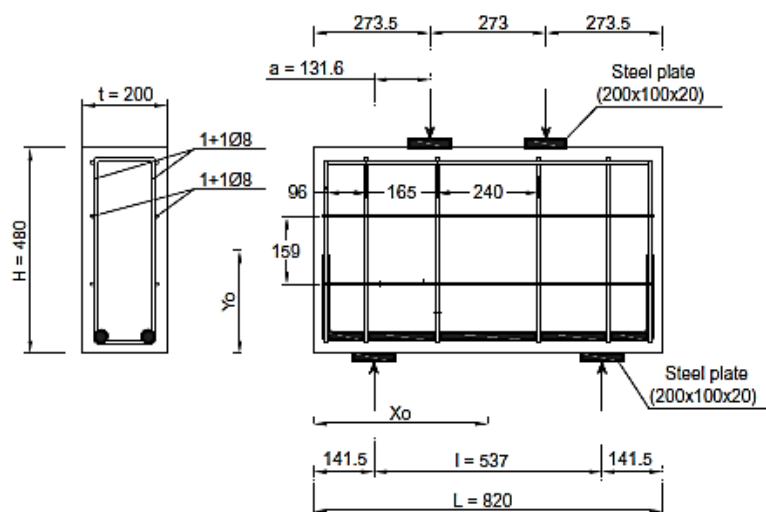
شکل ۵-۸- منحنی پاسخ N-2b.

با توجه به استفاده از روش صریح دینامیکی نسبت انرژی جنبشی به انرژی ورودی کل نیز باید کنترل شود تا کمتر از ۵ درصد باشد که مطابق شکل ۵-۹ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که در پایان تحلیل با گسیختگی نمونه، مقدار انرژی جنبشی رو به افزایش بوده است.



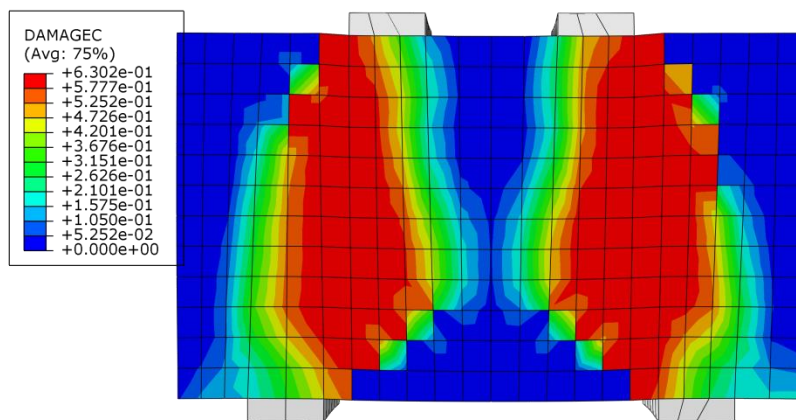
شکل ۵-۹- مقادیر انرژی جنبشی و انرژی ورودی کل.

نمونه دیگری که در این قسمت مورد صحت سنجی قرار گرفت، تیر نمونه 4 از کار کاپیونه و همکاران [۵۳] انتخاب شده است. شکل ۵-۱۰ جزئیات مربوط به این تیر را نشان می‌دهد.

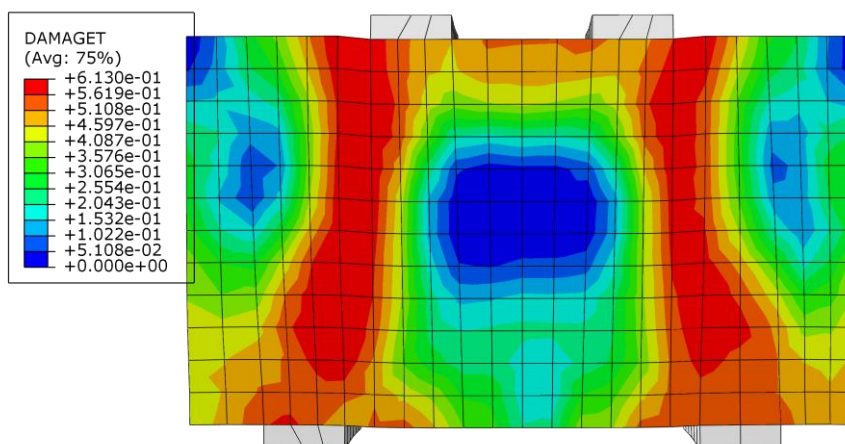


شکل ۵-۱۰- تیر نمونه 4 [۵۳].

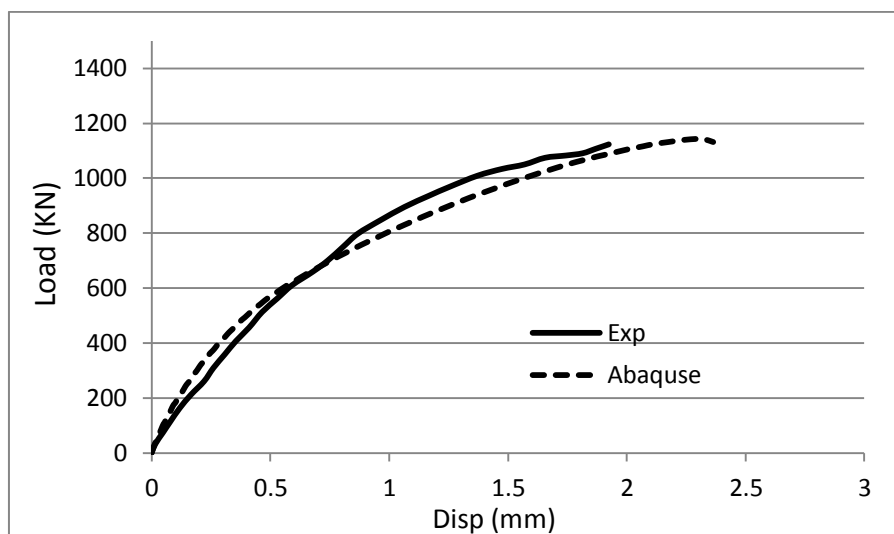
الگوی آسیب فشاری در این نمونه مطابق شکل ۵-۱۱ می باشد که بیان گر تشکیل شدن دستک های فشاری بین محل اعمال بار و تکیه گاه در تیر عمیق بتن مسلح می باشد و الگوی آسیب کششی مطابق شکل ۵-۱۲ می باشد که نشان دهنده ی تشکیل ترک های قطری در جان تیر در اثر خرد شدن دستک های فشاری در زمان گسیختگی است. منحنی پاسخ این نمونه نیز مطابق شکل ۵-۱۳ می باشد که نتایج نشان می دهد مدل سازی انجام شده انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.



شکل ۵-۱۱- آسیب فشاری در نمونه 4.



شکل ۵-۱۲- آسیب کششی در نمونه 4.

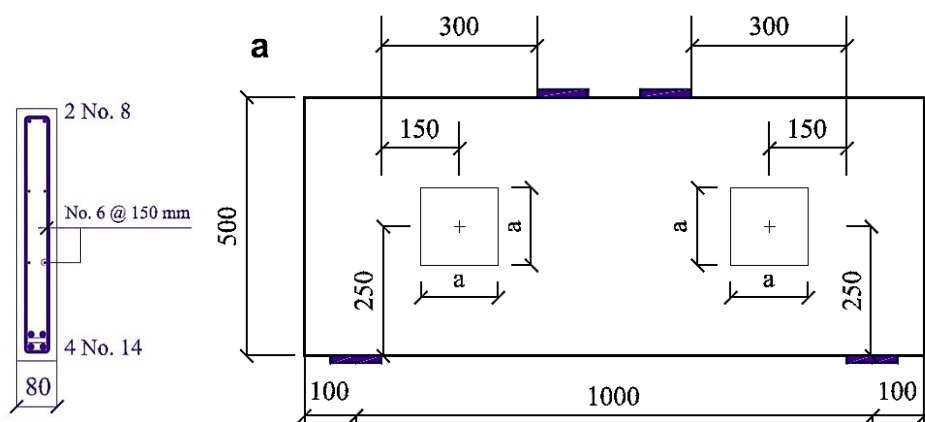


شکل ۵-۱۳- منحنی پاسخ تیرنمونه 4.

### ۵-۳-۲- تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو

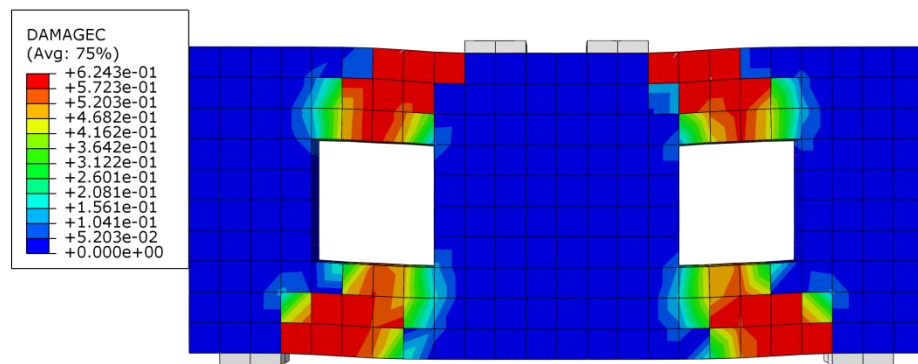
در این بخش برای صحت سنجی مدل تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو از نمونه موجود در آزمایش انجام شده توسط مادوی و شریف [۳۷]، استفاده شده است. نمونه‌های NS-200-C انتخاب شده است. در نام گذاری این نمونه قسمت اول اشاره به این است که این نمونه تقویت نشده‌اند، عدد موجود در نام این نمونه بیانگر ابعاد بازشو مربعی شکل در این نمونه می‌باشد و

حرف سوم اشاره به محل بازشو دارد که حرف C نماد این است که بازشو در مرکز دهانه برشی قرار دارد. در تمام نمونه‌ها از آرماتور آجدار با قطر ۶ میلی‌متر با فواصل ۱۵۰ میلی‌متر در راستای طولی و عرضی جان استفاده شده است و از چهار عدد آرماتور آجدار با قطر ۱۴ میلی‌متر در پایین و دو عدد آرماتور آجدار با قطر ۸ میلی‌متر در بالای تیر استفاده شده است، شکل ۵-۱۴ مقطع تیر و محل بازشو را نشان می‌دهد.

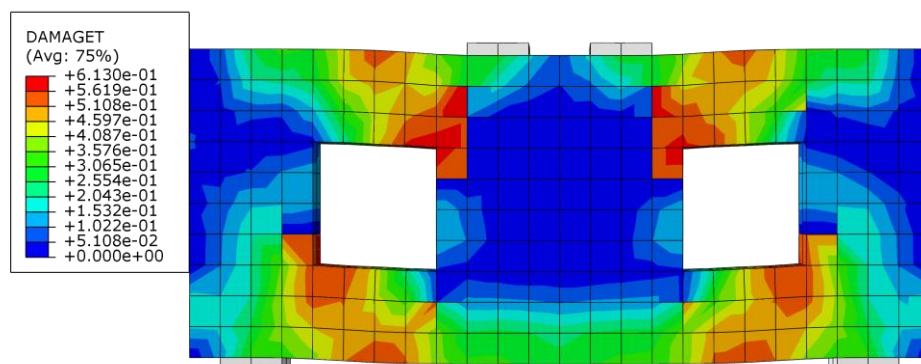


شکل ۵-۱۴- محل قرار گیری بازشو [۳۷].

شکل ۵-۱۵ الگوی آسیب فشاری، شکل ۵-۱۶ الگوی کششی مدل‌سازی-NS-200-C را نشان می‌دهد.

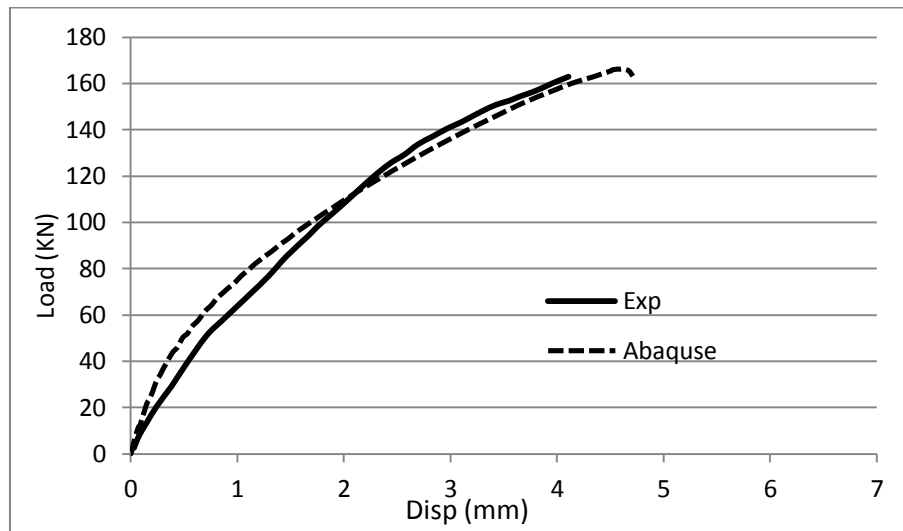


شکل ۵-۱۵- الگوی آسیب فشاری در نمونه NS-200-C.



شکل ۵-۱۶- الگوی آسیب کششی نمونه NS-200-C.

همان‌طور که در مشاهده می‌شود ترک‌ها موجود در گوشه‌های باز شو به سمت صفحات بارگذاری تیر را به دو قسمت مجزا در لحظه گسیختگی تقسیم می‌کند که با نتایج آزمایش تطابق دارد. در شکل ۵-۱۷ منحنی پاسخ نمونه NS-200-C نشان داده شده است که نشان دهنده‌ی تطبیق قابل قبول با نتیجه‌ی آزمایشگاهی است.



شکل ۵-۱۷- منحنی پاسخ نمونه NS-200-C.

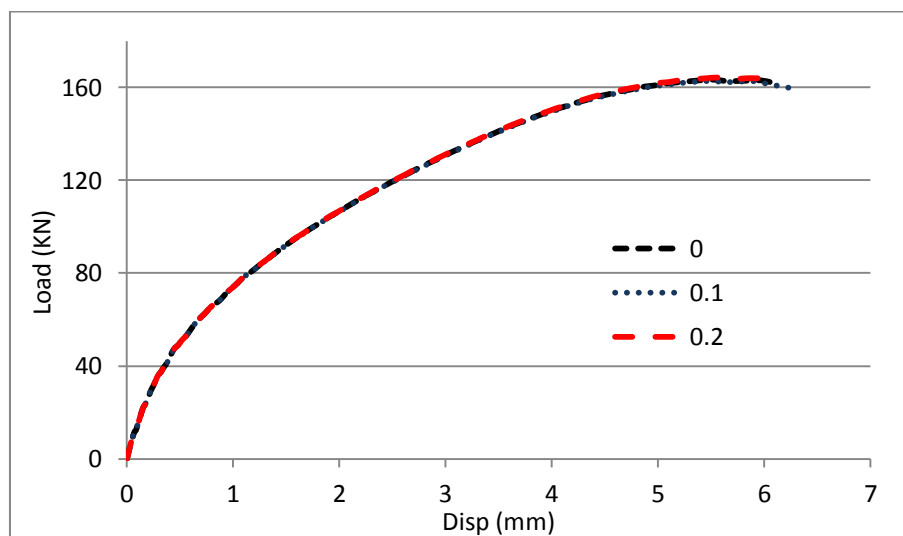
### ۵-۳-۲-۱- تحلیل حساسیت

مدل خسارت - خمیری موجود در آباکوس دارای پارامترهایی است که برای تحلیل از

مقادیر فرضی استفاده شده است. محققین پیشین بررسی‌های مفصلی را در زمینه تحلیل حساسیت بر روی این پارامترها انجام داده‌اند ولی در حالت تیرهای عمیق بتن مسلح دارای بازشو اطلاعات دقیقی در دسترس نیست به همین علت در این قسمت تأثیر این پارامترها بر نتایج حاصل از مدل‌سازی تیرهای عمیق بتن مسلح دارای بازشو و حساسیت مدل ساخته شده به اندازه‌مش را مورد بررسی قرار می‌دهیم.

### ۵-۳-۲-۱-۱- تأثیر پارامتر خروج از مرکزیت

یکی از پارامترهای مدل خسارت - خمیری پارامتر خروج از مرکزیت  $\epsilon_0$  می‌باشد که از مقدار پیش فرض ۰/۱ استفاده شده است. تحلیل حساسیت بر روی این پارامتر مطابق شکل ۵-۱۸ نشان دهنده عدم حساسیت مدل به این پارامتر می‌باشد.



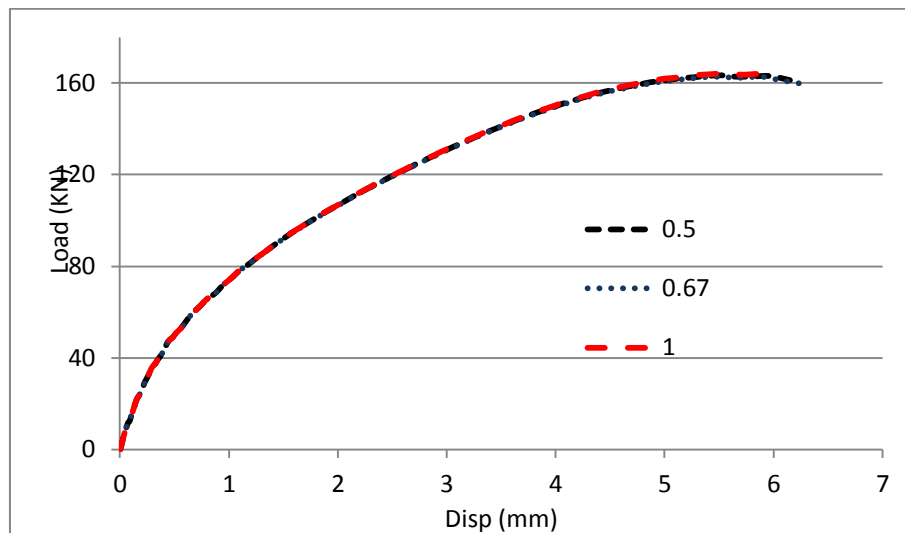
شکل ۵-۱۸- حساسیت مدل به پارامتر خروج از مرکزیت.

### ۵-۳-۲-۱-۲- تأثیر پارامتر $K_c$

پارامتر  $K_c$  شکل سطح تسلیم را در صفحات انحرافی مشخص می‌نماید. مقدار این پارامتر هر چه به عدد ۱ نزدیک‌تر شود، شکل صفحات انحرافی به سمت دایره سوق پیدا می‌کند. تحلیل



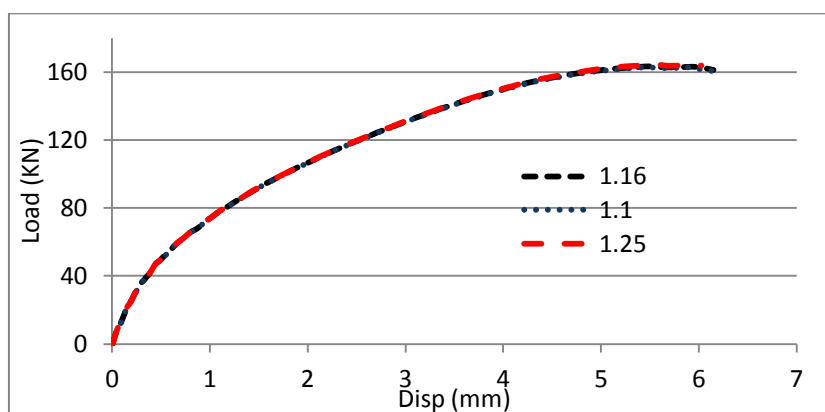
حساسیت بر روی این پارامتر نیز مطابق شکل ۵-۱۹ نشان دهنده عدم حساسیت مدل به این پارامتر می باشد.



شکل ۵-۱۹- حساسیت مدل به پارامتر  $K_c$

### ۵-۳-۲-۱-۳- تاثیر مقاومت تک محوره به مقاومت دو محوره بتن

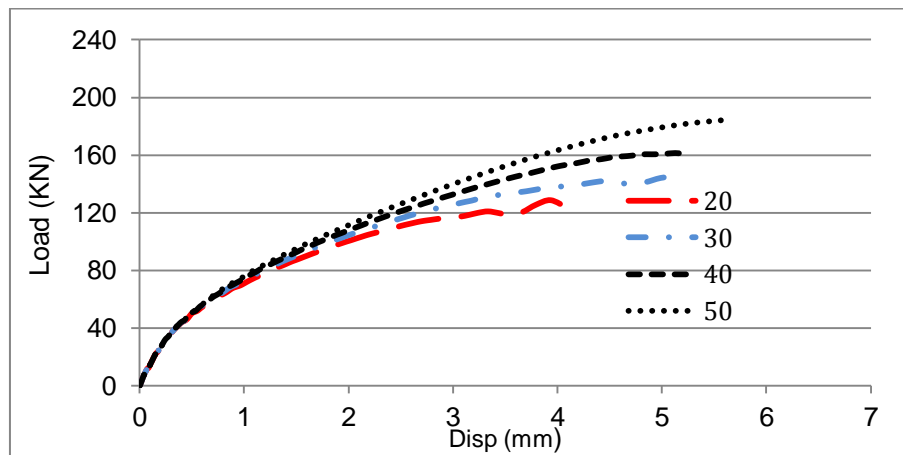
یکی دیگر از پارامترهای سطح تسلیم نسبت مقاومت فشاری دو محوره به تک محوره بتن می باشد. بر روی این پارامتر در محدوده ۱/۱ تا ۱/۲۵ تحلیل حساسیت مطابق شکل ۵-۲۰ انجام شد که نشان دهنده عدم حساسیت مدل به این پارامتر می باشد.



شکل ۵-۲۰- حساسیت مدل به  $f_{cb}/f_c$

#### ۵-۳-۲-۱-۴- تاثیر زاویه اتساع

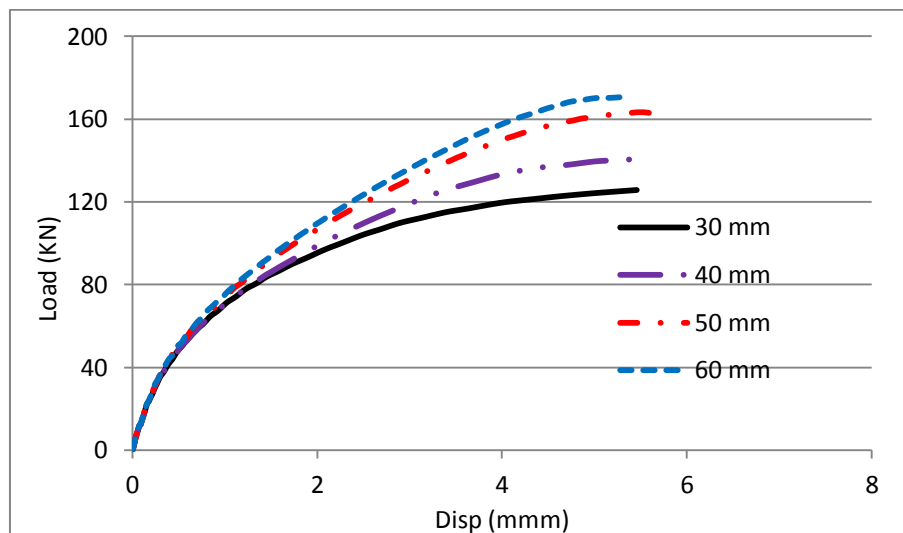
یکی از پارامترهای مدل خسارت - خمیری زاویه اتساع است. تحلیل حساسیت انجام شده در این بخش نیز مطابق شکل ۵-۲۱ نشان دهنده حساسیت جواب‌ها به این پارامتر می‌باشد. محققین بسیاری مقدار این متغیر را بر اساس دستیابی به بهترین انطباق در صحت سنجی مدل عددی پیشنهاد داده‌اند [۵۴، ۵۵]. در این پایان نامه نیز بر اساس همین پیشنهاد مقدار زاویه اتساع ۴۰ بدست آمده است.



شکل ۵-۲۱- حساسیت مدل به زاویه اتساع.

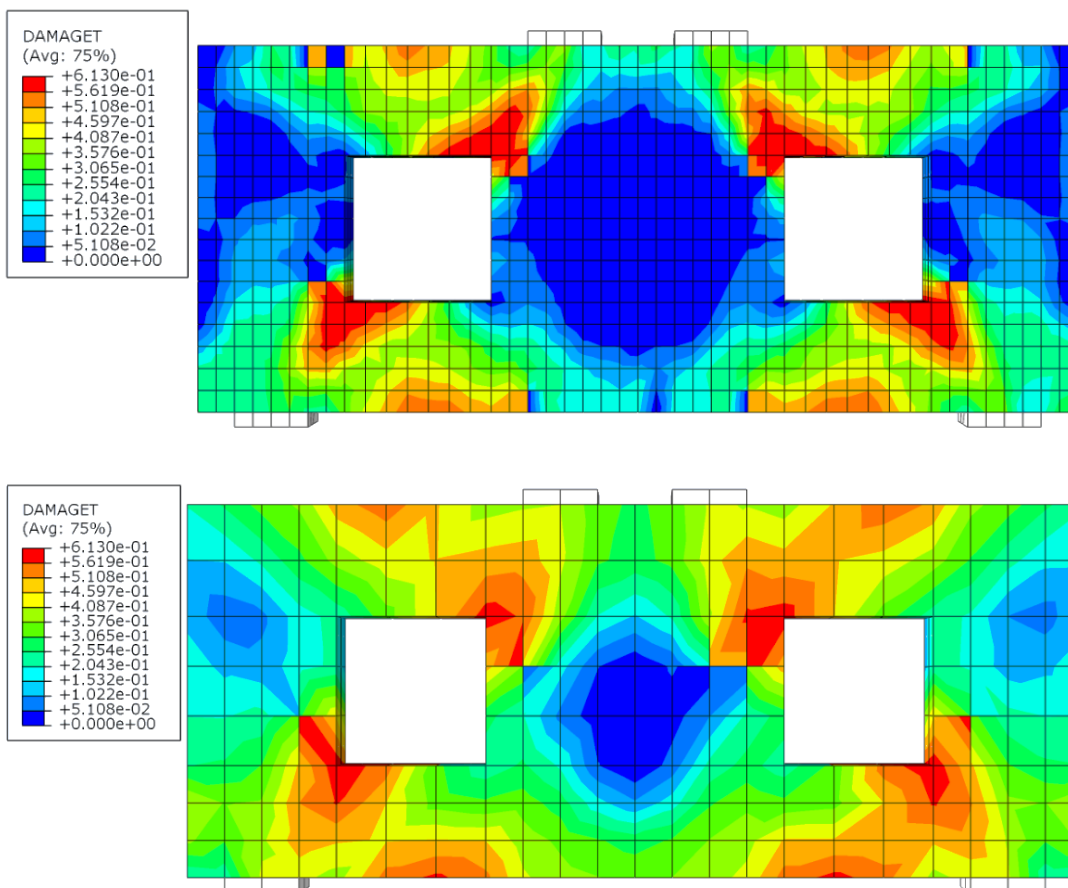
#### ۵-۳-۲-۱-۵- حساسیت به اندازه مش بندی

در تمامی مدل‌سازی‌ها، اندازه المان‌های بتنی برابر ۵۰ mm در نظر گرفته شده است. در این بخش، حساسیت پاسخ‌ها به اندازه المان مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از تحلیل حساسیت برای نمونه NS-200-C در شکل ۵-۲۲ نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۲- حساسیت به مش‌بندی در نمونه NS-200-C.

همان‌طور که مشاهده می‌شود نمونه نسبت به اندازه مش حساس بوده و با افزایش ابعاد مش این حساسیت کمتر می‌شود و این می‌تواند به دلیل وجود بازشو در نمونه باشد که با توجه به نتایج آزمایشگاهی ابعاد مش برای نمونه ۵۰mm انتخاب شده است. شایان ذکر است که با توجه به مفاهیم همگن‌سازی، اندازه المان کمتر از حدود ۳۰mm که حدود دو برابر اندازه بزرگترین سنگ‌دانه است، معنی و مفهوم فیزیکی ندارد. آسیب کششی در نمونه‌ها با اندازه مش ۳۰mm و ۶۰mm در شکل ۵-۲۳ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود اندازه مش تاثیر چندانی بر الگوی آسیب کششی نمونه ندارد.

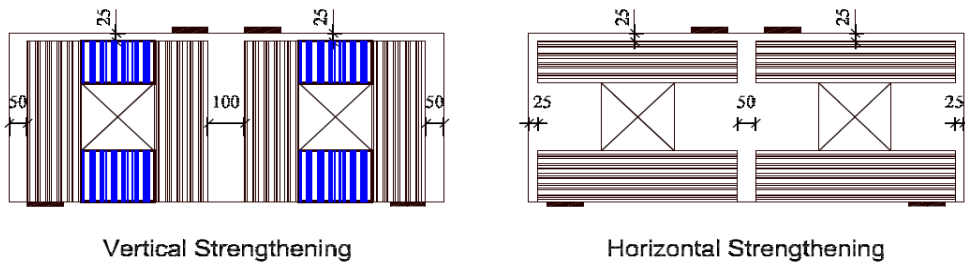


شکل ۵-۲۳- آسیب کششی نمونه NS-200-C با اندازه مش متفاوت.

### ۵-۳-۳- تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو مقاوم شده با الیاف FRP

در این قسمت برای صحت سنجی نتایج مانند قسمت قبل از نمونه FS-200-C موجود در آزمایش مادوی و شریف [۴۳] استفاده شده است. آرماتور گذاری و محل بازشو با توجه به نام نمونه مانند قسمت قبل است فقط قسمت ابتدایی این نام گذاری اشاره به مقاوم شدن این نمونه با الیاف FRP دارد و نحوه تقویت با الیاف FRP نیز در شکل ۵-۲۴ نمایش داده شده است. همان طور که در شکل ۵-۲۴ مشخص است از الیاف افقی در بالا و پایین بازشو برای تقویت استفاده شده است و وجوه پایین و بالای بازشو را نیز با الیاف FRP به ترتیب به صورت دورپیچ و U شکل تقویت شده است و از الیاف عمودی در دو سمت بازشو نیز برای مهار الیاف افقی در بالا

و پایین بازشو استفاده شده است.



شکل ۵-۲۴- نحوه تقویت نمونه FS-200-C [۴۳].

### ۵-۳-۳-۱- پیکربندی مدل عددی

با اضافه نمودن ورق FRP به تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو در مدل عددی، دو مساله باید مورد توجه قرار گیرد.

۱. مدل سازی ورق کامپوزیت.

۲. مدل سازی تماس بین FRP و بتن.

### ۵-۳-۳-۱-۱- مدل سازی ورق کامپوزیت

با توجه به ضخامت بسیار کم ورق FRP، به طور معمول مدل سازی این مواد توسط المان Shell انجام می‌پذیرد. پژوهش‌ها نشان می‌دهد که استفاده از این المان علاوه بر هزینه محاسباتی پایین، دقت به نسبت بالایی ارائه می‌دهد. اما یکی از مشکلات استفاده از این المان، اتصال آن به المان آجری سه بعدی می‌باشد. زیرا در المان Shell هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی می‌باشد و در شرایطی که بارگذاری به گونه‌ای باشد که درجات آزادی چرخشی المان Shell فعال باشد (مانند بارگذاری پیچشی)، آزاد بودن این درجات آزادی در اتصال به المان آجری، باعث ناپایداری عددی می‌گردد [۵۶]. که در این پایان نامه با توجه به نوع بارگذاری درجات آزادی چرخشی المان Shell فعال نشده و این مشکل به وجود نمی‌آید و برای مدل سازی

ورق FRP از المان Shell با اندازه مش ۱۰mm استفاده شده است. رفتار FRP ارتجاعی خطی غیر همسانگرد به همراه شکست ترد در نظر گرفته شده است.

### ۵-۳-۱-۲- مدل سازی تماس بین FRP و بتن

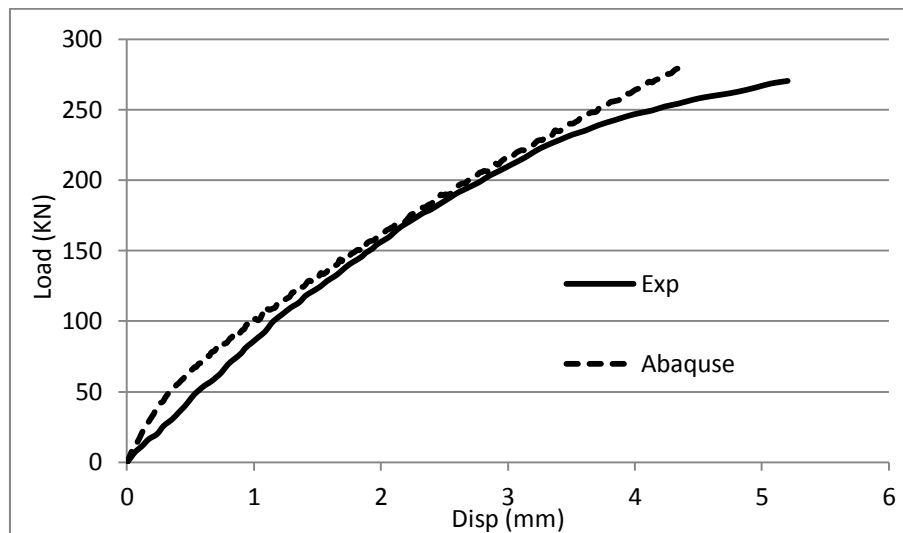
اتصال ورق کامپوزیت به سطح بتن پیوندی شیمیایی است که از طریق چسبندگی اپوکسی تامین می‌شود و جدایش FRP از عضو بتنی، ساز و کار رایج در سازه‌های تقویت شده با FRP است. در اعضای بتنی که در تقویت آن‌ها با الیاف FRP طول مهارتی لازم برای رسیدن ورق به حداکثر ظرفیت خود رعایت شود به طور معمول ساز و کار جدایش FRP از عضو بتنی تعیین کننده ظرفیت نهایی عضو نیست. در این پایان‌نامه با در نظرگیری طول مهارتی لازم و الگوی مناسب برای مقاوم سازی نمونه‌ها از جدایش بین FRP و بتن جلوگیری شده است. در نمونه صحت سنجی شده نیز جدایش بین FRP و بتن رخ نداده است. بنابراین، سطح تماس بین FRP و بتن به صورت چسب کامل مدل می‌شود.

نمونه صحت‌سنجی شده در این پژوهش با استفاده از ورق کامپوزیت CFRP مقاوم شده که دارای ضخامت ۰/۳۸۱ میلی‌متر بوده و مشخصات ورق کامپوزیت استفاده شده در جدول ۵-۱ آمده است.

جدول ۵-۱- مشخصات ورق کامپوزیت.

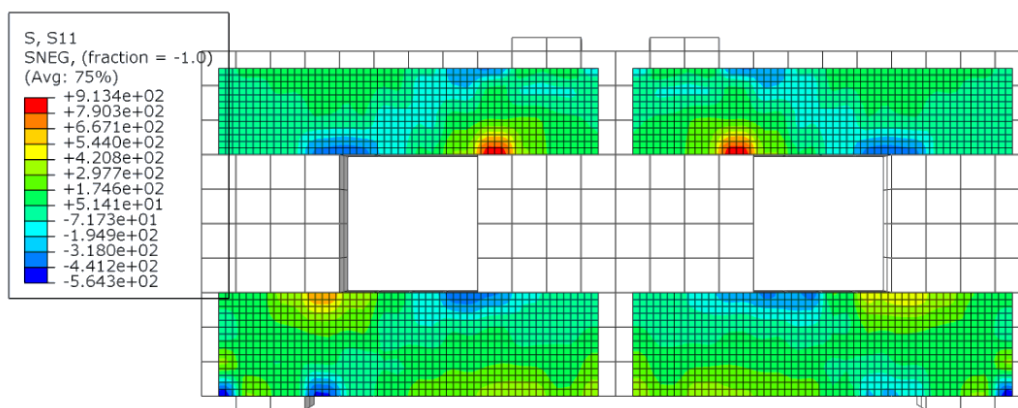
مشخصات ورق کامپوزیت CFRP	مقادیر بر حسب Mpa
مدول کششی در راستای الیاف	۶۵۴۰۲
مقاومت کششی در راستای الیاف	۸۹۴
مدول کششی عمود بر راستای الیاف	۵۸۷۶
مقاومت کششی عمود بر راستای الیاف	۲۷
مدول برشی	۲۹۰۳
مقاومت برشی	۶۳

در شکل ۲۵-۵ نمودار پاسخ نمونه FS-200-C نشان داده است که نتایج انطباق مناسب پاسخ حاصل از مدل سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی را نشان می دهد.

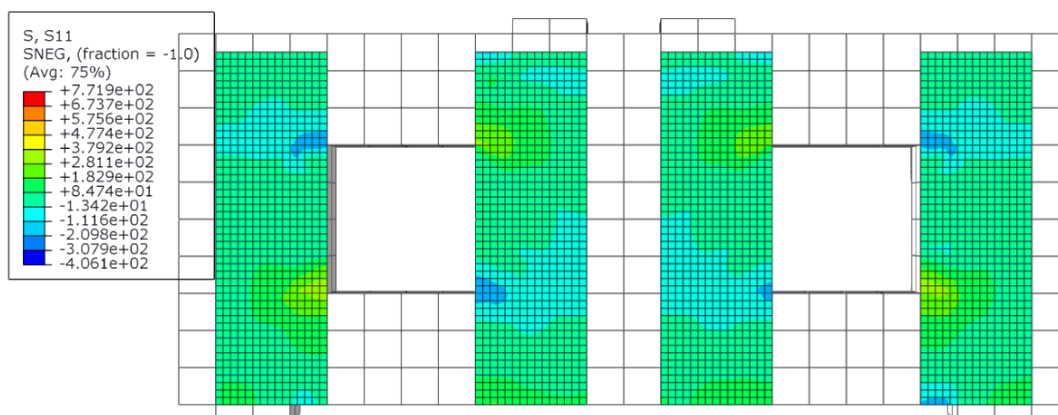


شکل ۲۵-۵- منحنی پاسخ نمونه FS-200-C.

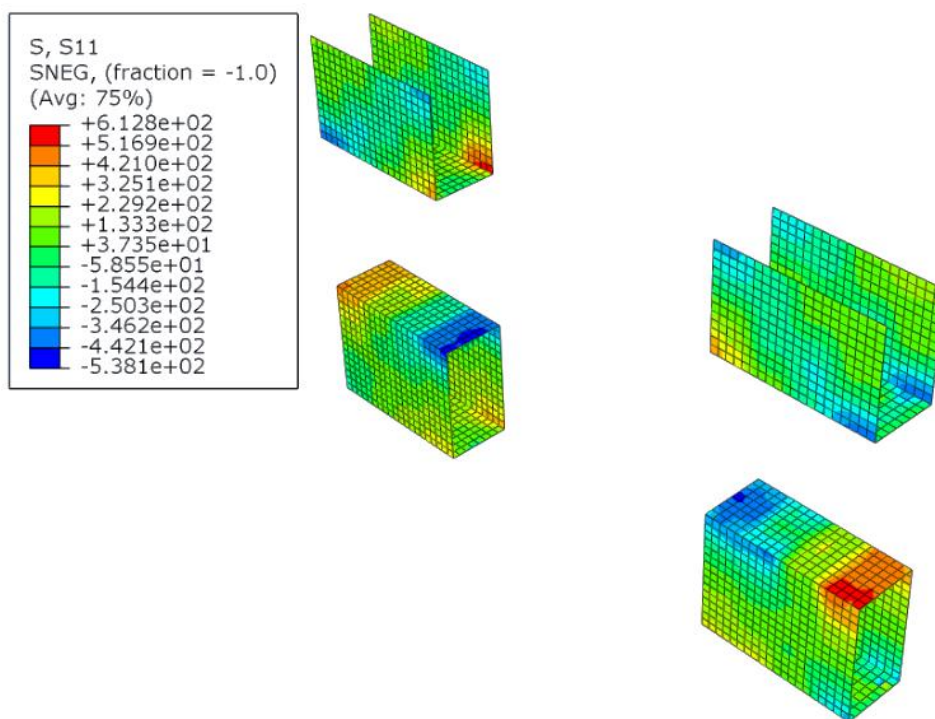
در شکل ۲۶-۵ تا ۲۸-۵ تنش ایجاد شده در ورق کامپوزیت CFRP در ظرفیت نهایی تیر را نشان داده شده است مشاهده می شود که نوع گسیختگی تیر نمونه FS-200-C با توجه به اینکه ترکها در گوشه های باز شو رخ می دهد پارگی الیاف افقی بالا و پایین باز شو، در گوشه های باز شو و به دنبال آن پارگی الیاف عمودی در اطراف باز شو است.



شکل ۲۶-۵- تنش موجود در ورق کامپوزیت افقی بالا و پایین باز شو.



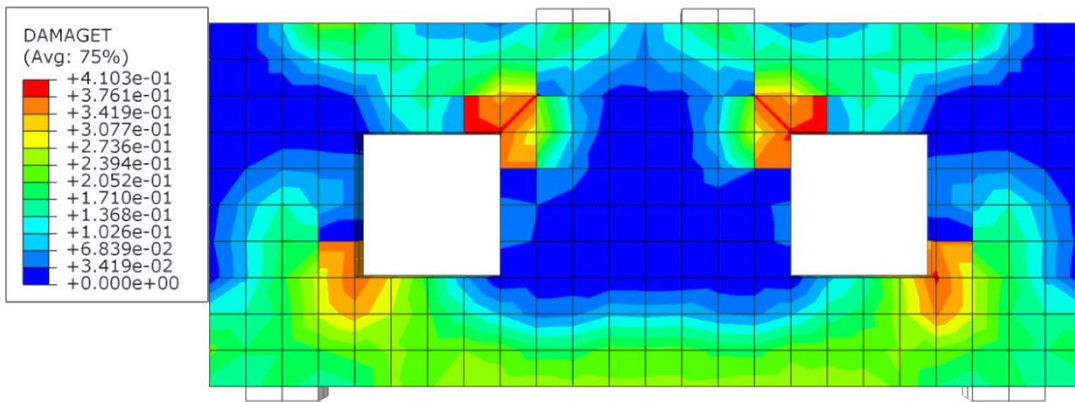
شکل ۵-۲۷- تنش موجود در ورق کامپوزیت عمودی چپ و راست بازشو.



شکل ۵-۲۸- تنش موجود در ورق کامپوزیت دورپیچ و U شکل پایین و بالای بازشو.

شکل ۵-۲۹ آسیب کششی نمونه در ظرفیت نهایی را نشان می‌دهد. که مطابق شکل دو ترک در گوشه‌های بازشو تشکیل می‌شود، که مقدار آسیب کششی نمونه به نسبت به حالت مقاوم نشده کاهش قابل ملاحظه‌ای پیدا کرده است.





شکل ۵-۲۹- آسیب کششی نمونه FS-200-C.

## ۴-۵- جمع بندی

در این فصل، تیر عمیق بتن مسلح، تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو و تیر عمیق بتن مسلح دارای بازشو مقاوم شده با FRP تحت بار متمرکز، با استفاده از فرضیات ارائه شده در فصل چهار شبیه سازی شد. نتایج حاصل از تحلیل عددی اعم از الگوی ترک کششی، الگوی خرد شدن بتن دستکها فشاری، تنش در ورق کامپوزیت و منحنی پاسخ نیرو - جابه جایی نمونه ها، انطباق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی نشان می دهد که نشان دهنده ی توانایی مدل در پیش بینی رفتار نمونه ها می باشد.

فصل ششم:

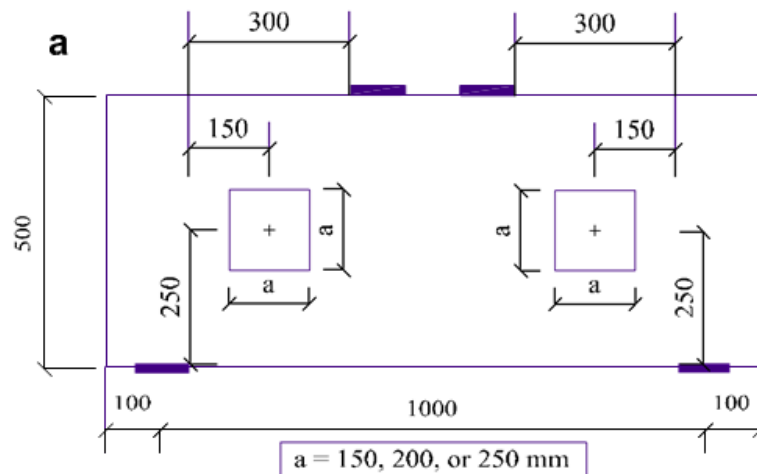
مطالعات پارامتری

## ۱-۶- مقدمه

تحلیل پارامتری در یک وضعیت خاص به منظور درک رفتار پدیده مورد مطالعه انجام می-پذیرد. در این فصل با استفاده از نمونه‌های صحت سنجی شده رفتار تیرهای عمیق بتن مسلح دارای بازشو و تاثیر الیاف FRP بر آن را مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور اثر عواملی چون اندازه بازشو، محل بازشو، تنش تسلیم آرماتورهای طولی، تاثیر آرماتور جان و تاثیر الیاف FRP مورد بررسی قرار می‌گیرد.

## ۲-۶- تاثیر اندازه بازشو

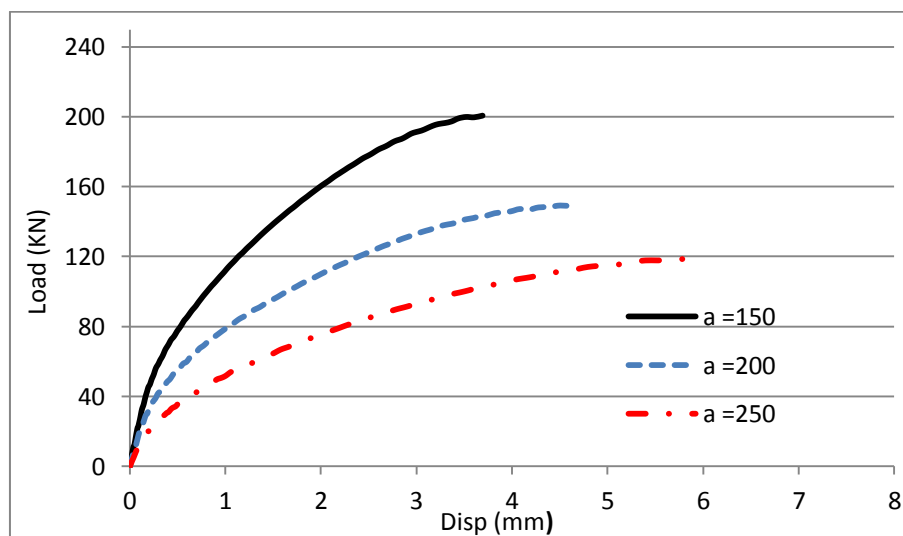
در تیرهای عمیق دارای بازشو اندازه بازشو تاثیر چشمگیری در ظرفیت نهایی دارد و عامل تعیین کننده در نوع گسیختگی می‌باشد. برای بررسی این موضوع سه نمونه تیر را با بازشوهایی مختلف در مرکز دهانه برشی مورد بررسی قرار می‌گیرد. شکل ۱-۶ محل قرارگیری و اندازه بازشو را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۶- محل قرارگیری و اندازه بازشو.

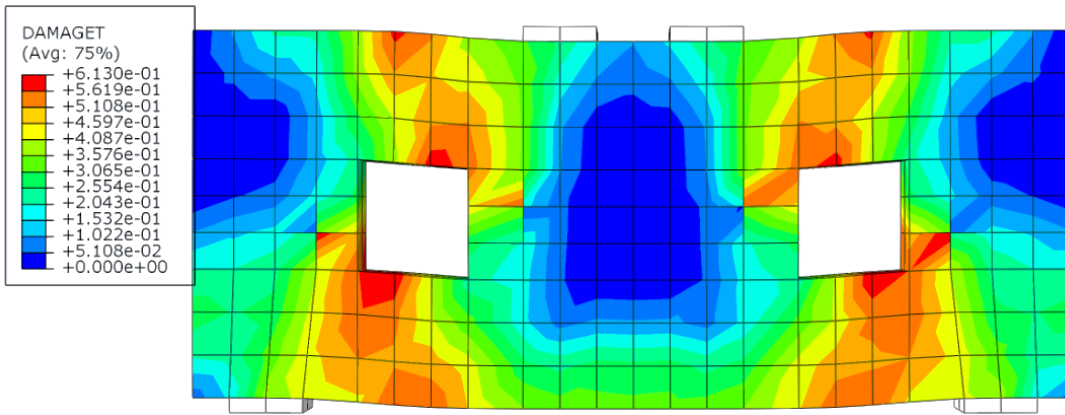
شکل ۲-۶ منحنی پاسخ این سه تیر را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که با افزایش اندازه

بازشو شاهد کاهش قابل توجه در ظرفیت نهایی و افزایش در جابه‌جایی نهایی تیر هستیم. کاهش در ظرفیت نهایی زمانی که اندازه بازشو از ۱۵۰ میلی‌متر به ۲۰۰ میلی‌متر افزایش پیدا کرد حدود ۲۷٪ و با افزایش اندازه بازشو از ۲۰۰ میلی‌متر به ۲۵۰ میلی‌متر حدود ۱۹٪ است. که این کاهش در ظرفیت نهایی به دلیل این است که با افزایش اندازه بازشو مسیر بار در تیر عمیق (خط واصل میان محل اعمال بار و تکیه‌گاه) بیشتر توسط بازشو قطع می‌شود که همین امر باعث کاهش در ظرفیت نهایی تیر می‌شود.

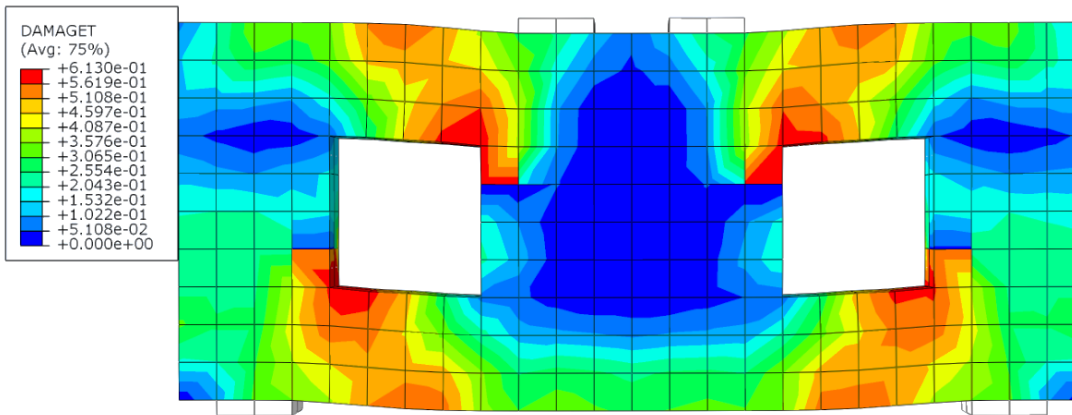


شکل ۶-۲- منحنی پاسخ نمونه با اندازه مختلف بازشو.

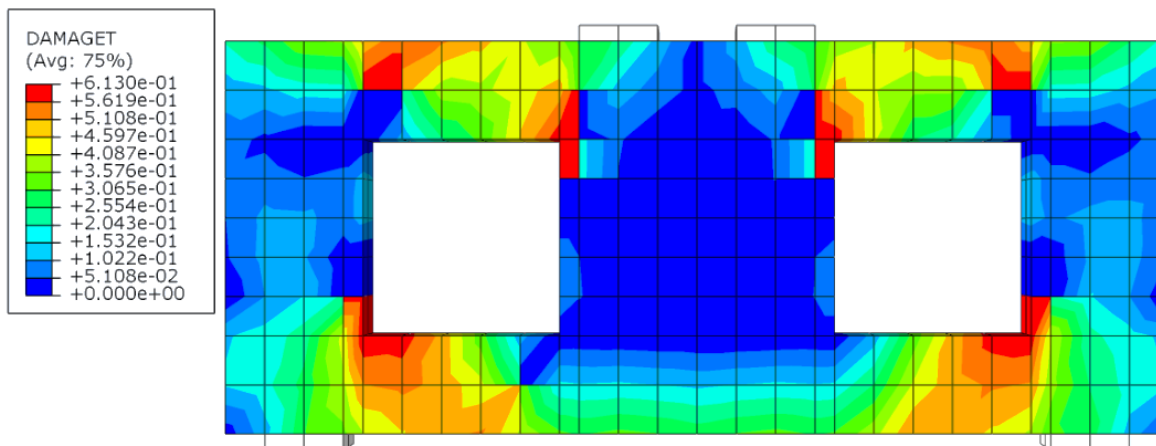
شکل ۶-۳ تا شکل ۶-۵ آسیب کششی این سه نمونه تیر را نشان می‌دهد مشاهده می‌شود که در دو نمونه که دارای بازشو با اضلاع ۱۵۰ میلی‌متر و ۲۰۰ میلی‌متر نوع گسیختگی به صورت تقسیم شدن تیر در دهانه برشی به دو قسمت مجزا به واسطه‌ی ترک‌های قطری در گوشه‌های بازشو بوده و در نمونه‌ای که بازشویی با اضلاع ۲۵۰ میلی‌متر داشته گسیختگی در اثر تشکیل سه ترک اصلی و تقسیم تیر در دهانه برشی به این سه قسمت و چرخش آن‌ها نسبت به هم بوده است.



شکل ۳-۶- گسیختگی نمونه با باز شو ۱۵۰ میلی متر.



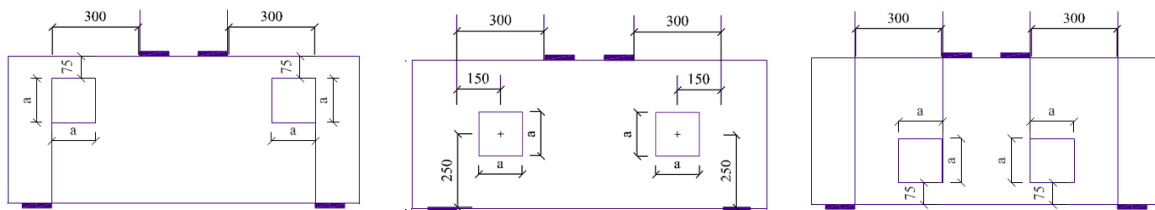
شکل ۶-۴- گسیختگی نمونه با باز شو ۲۰۰ میلی متر.



شکل ۶-۵- گسیختگی نمونه با باز شو ۲۵۰ میلی متر.

### ۳-۶- تاثیر محل بازشو در دهانه برشی

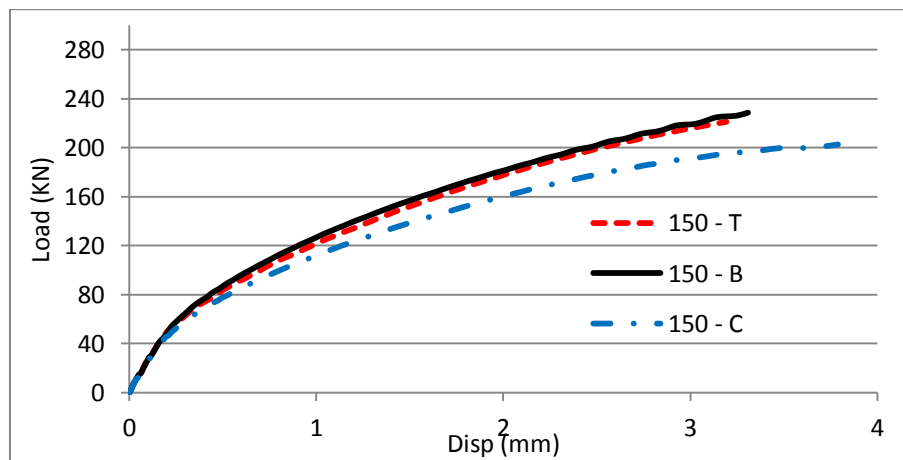
در این قسمت با ثابت نگاه داشتن اندازه بازشو محل آن را در دهانه برشی تیر عمیق تغییر می‌دهیم. بدین منظور دو گروه از تیرهای عمیق را که گروه اول تیرهایی با اندازه بازشو ۱۵۰ میلی‌متر و گروه دوم تیرهایی با اندازه بازشو ۲۵۰ میلی‌متر است را مورد بررسی قرار می‌دهیم. محل قرارگیری بازشوها در شکل ۶-۶ نشان داده شده است.



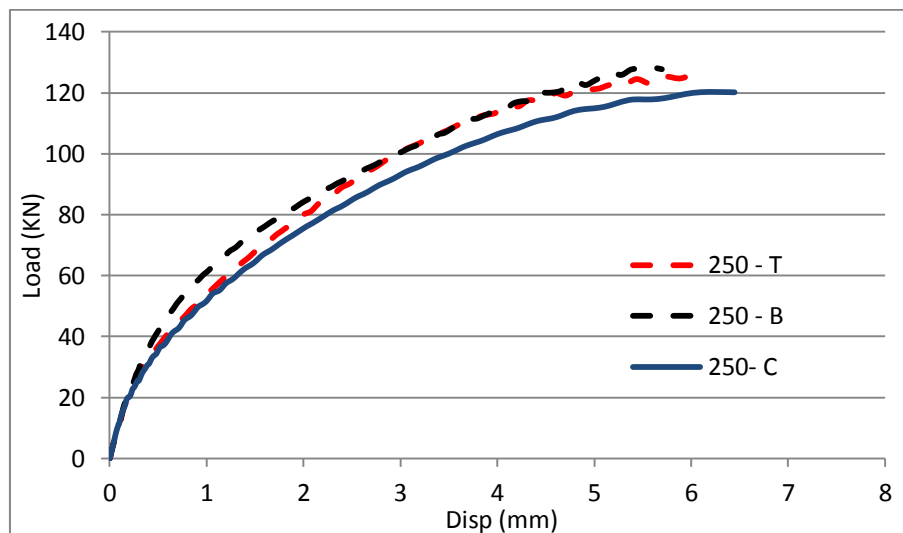
شکل ۶-۶ محل قرار گیری بازشو.

در نام‌گذاری نمونه‌ها ابتدا اندازه بازشو و بعد محل قرار گیری بازشو ذکر شده است. در نام‌گذاری این نمونه‌ها حروف C ، B و T به ترتیب اشاره به محل قرارگیری بازشو در مرکز، پایین و بالا دهانه برشی دارد (شکل ۶-۶).

شکل ۶-۷ و شکل ۶-۸ به ترتیب منحنی پاسخ نیرو - تغییر مکان این دو گروه را نشان می‌دهد.

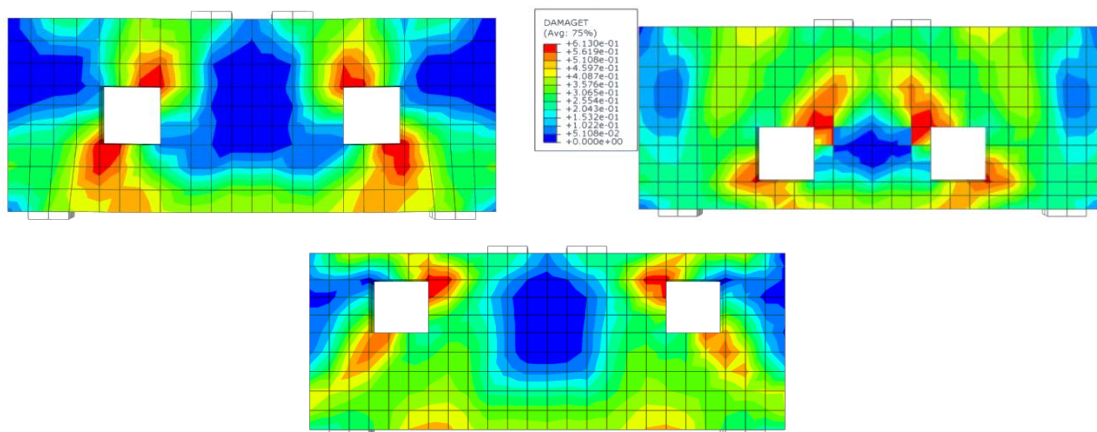


شکل ۶-۷- منحنس پاسخ نمونه‌های گروه اول.



شکل ۶-۸- منحنی پاسخ نمونه‌های گروه دوم.

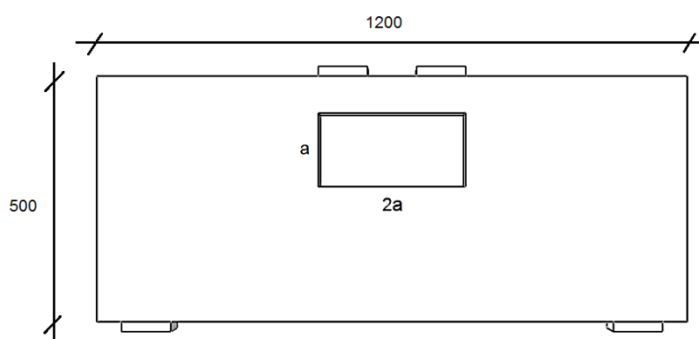
همانطور که مشاهده می‌شود در گروه اول قرار گیری بازشو در بالا و پایین دهانه برشی باعث شده که نمونه سخت تر شده و ظرفیت نهایی آن بیشتر از حالتی است که بازشو در مرکز دهانه برشی قرار دارد و این موضوع به دلیل این است که با قرار گیری بازشو در بالا و پایین دهانه برشی تاثیر آن بر مسیر بار کاهش یافته در نتیجه ظرفیت نهایی نسبت به حالتی که بازشو در مرکز دهانه برشی قرار می‌گیرد بیشتر است. در مورد گروه دوم اختلاف در ظرفیت نهایی تیر نسبت به گروه اول کمتر است به دلیل اینکه با افزایش اندازه بازشو در حالتی هم که بازشو در بالا یا پایین دهانه برشی قرار می‌گیرد مسیر بار را قطع کرده و بر آن تاثیر می‌گذارد. شکل ۶-۹ آسیب کششی نمونه‌های گروه اول را نشان می‌دهد که بیانگر این است که محل قرار گیری بازشو در این نمونه‌ها تاثیری بر نوع گسیختگی ندارد.



شکل ۶-۹- آسیب کششی نمونه‌های گروه اول.

#### ۶-۴- تاثیر محل بازشو در وسط دهانه

در این قسمت برای اینکه نتایج با قسمت قبلی نیز قابل مقایسه باشد بازشوه‌های موجود در دهانه برشی را در راستای محور طولی تیر جابه‌جا کردیم و در وسط تیر قرار دادیم در نتیجه بازشوه‌های وسط دهانه به شکل مستطیل در می‌آیند. به عنوان مثال شکل ۶-۱۰ نحوه قرارگیری بازشو در وسط دهانه را برای حالت که دو بازشو به اندازه ۱۵۰ میلی‌متر در قسمت بالای دهانه برشی داشتیم را نشان می‌دهد.

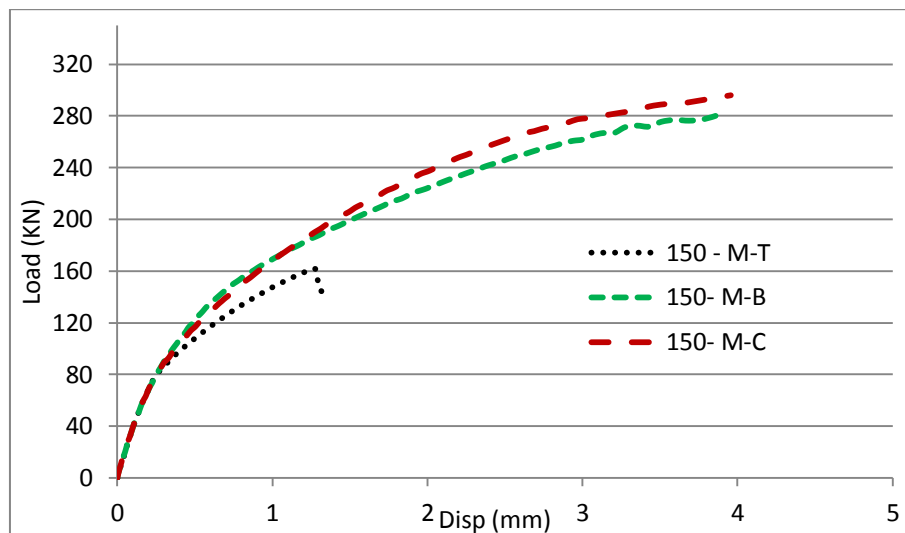


شکل ۶-۱۰- نحوه قرارگیری بازشو در وسط دهانه برای نمونه 150-M-T.

در وسط نام‌گذاری این نمونه‌های این گروه حرف M اضافه شده که نمایانگر قرارگیری بازشو در وسط طول تیر است، و عدد ذکر شده نشان دهنده ی مقدار a است.

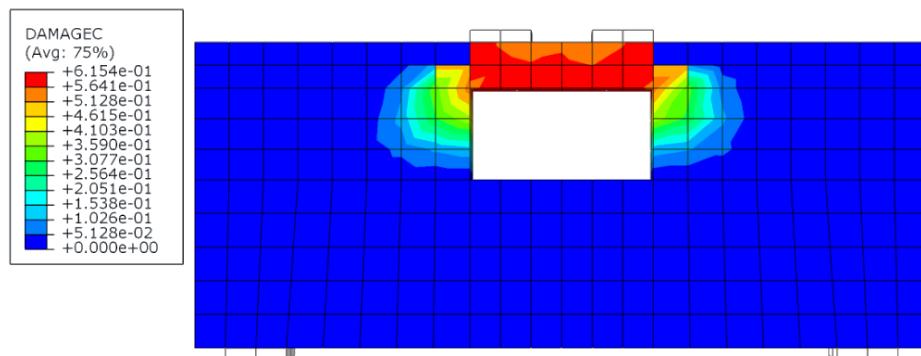


شکل ۱۱-۶ منحنی پاسخ نمونه‌های دارای بازشو در وسط دهانه را نشان می‌دهد.

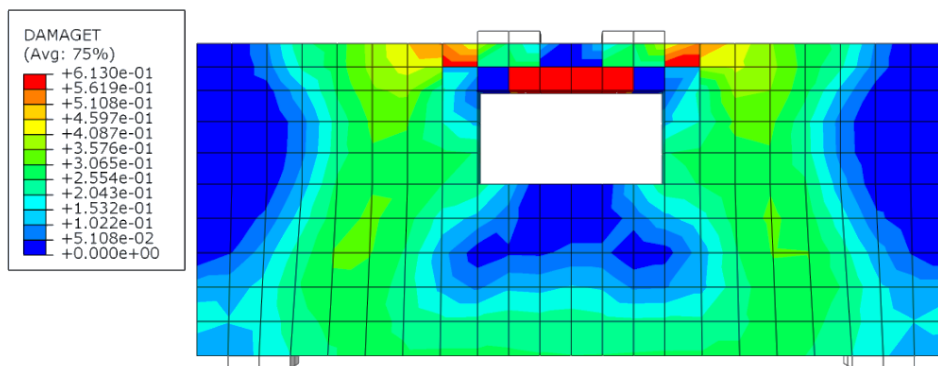


شکل ۱۱-۶ - منحنی پاسخ نمونه‌های دارای بازشو در وسط دهانه.

مشاهده می‌شود که قرارگیری بازشو خارج از دهانه برشی (وسط طول تیر) نسبت به حالتی که بازشو در دهانه برشی قرار دارد به جز زمانی که بازشو در بالای تیر قرار دارد باعث بهبود ظرفیت باربری تیر می‌گردد. در حالتی که بازشو در بالای تیر قرار دارد به دلیل قرارگیری بازشو زیر محل اعمال بار گسیختگی لهیدگی اتفاق می‌افتد و اندکی بعد از شروع بارگذاری نمونه گسیخته می‌شود. شکل ۱۲-۶ و ۱۳-۶ به ترتیب آسیب فشاری و آسیب کششی نمونه 150-M-T را نشان می‌دهد که نشان دهنده‌ی گسیختگی لهیدگی زیر محل اعمال بار است.



شکل ۱۲-۶ - آسیب فشاری نمونه 150-M-T.

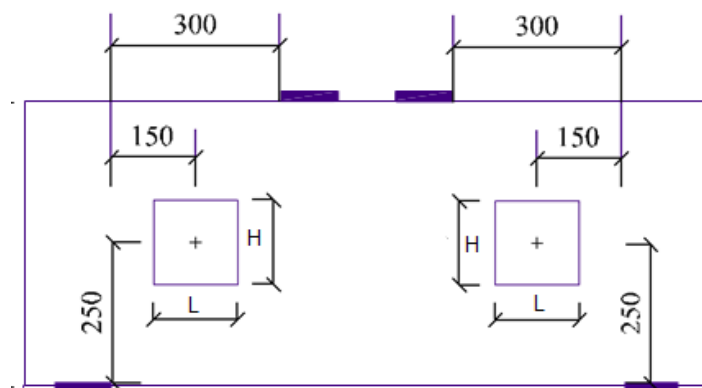


شکل ۶-۱۳- آسیب کششی نمونه 150-M-T.

## ۵-۶- تاثیر طول و ارتفاع بازشو

در این قسمت به بررسی تاثیر طول (L) و ارتفاع بازشو (H) در ظرفیت نهایی تیرهای

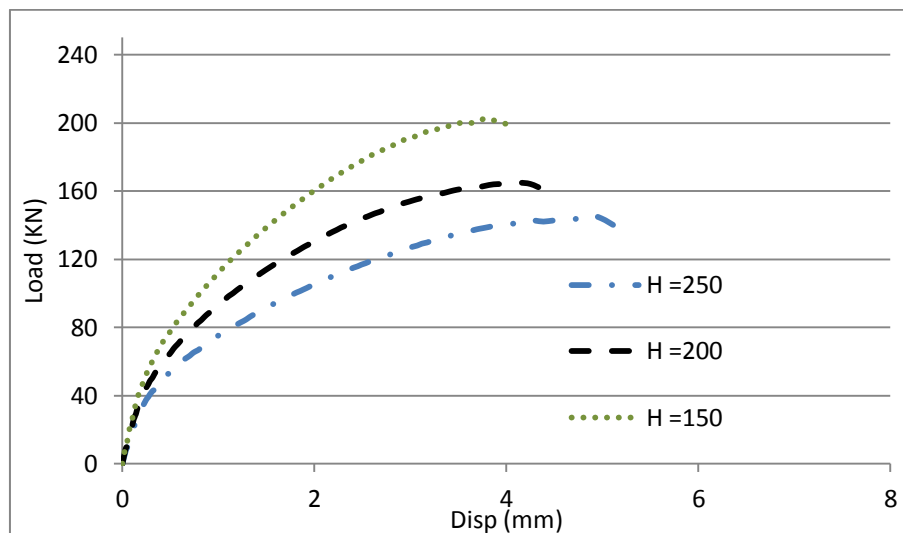
عمیق می‌پردازیم (شکل ۶-۱۴).



شکل ۶-۱۴- طول و ارتفاع بازشو.

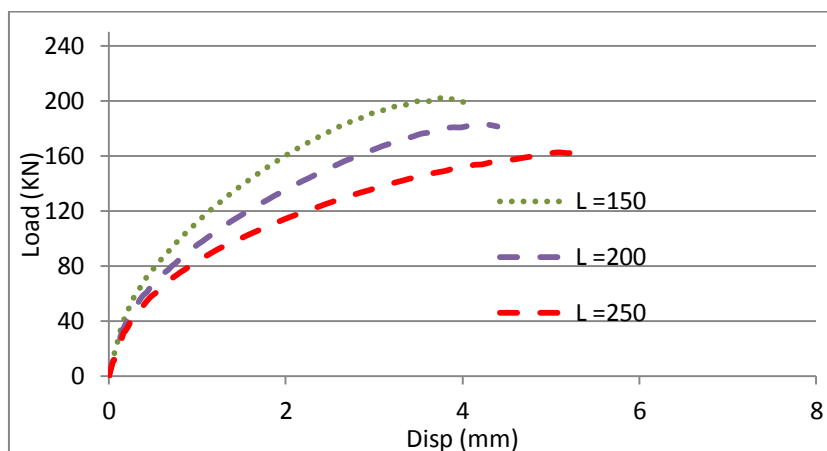
برای این کار ابتدا با ثابت نگاه داشتن طول بازشو به مقدار ۱۵۰ میلی‌متر ارتفاع آنرا مقادیر

۱۵۰، ۲۰۰ و ۲۵۰ میلی‌متر در نظر می‌گیریم شکل ۶-۱۵ منحنی پاسخ نمونه‌ها نشان می‌دهد.



شکل ۶-۱۵- منحنی پاسخ نمونه‌های درارای بازشو با طول ثابت.

مشاهده می‌شود که با افزایش ارتفاع بازشو ظرفیت نهایی تیر به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد که این به دلیل این است که با افزایش ارتفاع بازشو گوشه‌های بازشو به محل اعمال بار و تکیه‌گاه نزدیک‌تر شده و قطع شدن مسیر بار در تیر عمیق افزایش می‌یابد. حال با ثابت نگاه داشتن ارتفاع بازشو به مقدار ۱۵۰ میلی‌متر، طول بازشو را نیز مقادیر ۱۵۰، ۲۰۰ و ۲۵۰ میلی‌متر در نظر می‌گیریم. شکل ۶-۱۶ نتایج حاصل از منحنی بار - تغییر مکان این نمونه‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۶-۱۶- منحنی پاسخ نمونه‌های دارای بازشو با ارتفاع ثابت.

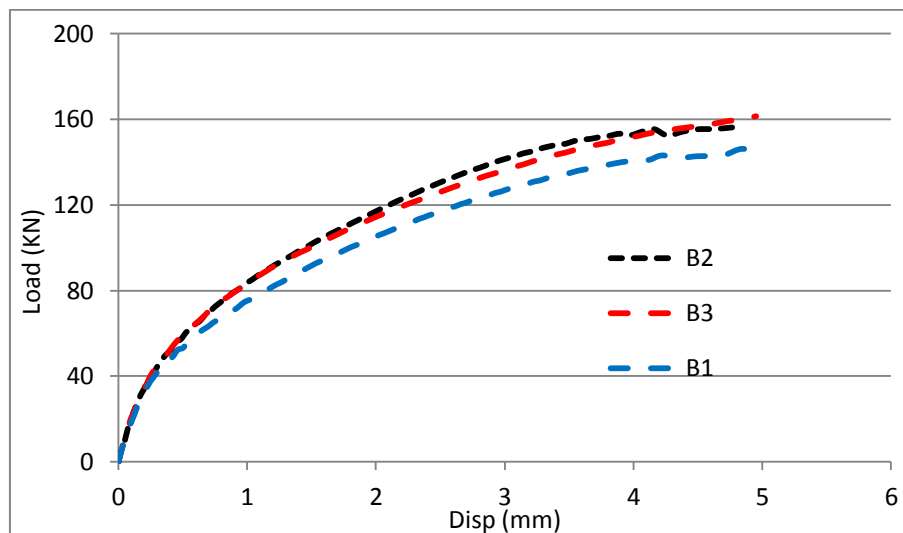
مشاهده می‌شود که با افزایش طول بازشو نیز ظرفیت نهایی تیر کاهش پیدا می‌کند ولی با مقایسه شکل ۶-۱۵ و ۶-۱۶ می‌توان متوجه شد که میزان این کاهش نسبت به حالتی که ارتفاع بازشو افزایش پیدا می‌کند کمتر است و این به این دلیل است که با افزایش طول بازشو میزان قطع‌شدگی مسیر بار نسبت به حالتی که ارتفاع بازشو افزایش پیدا می‌کند کمتر است. پس می‌توان نتیجه گرفت که در تیرهای عمیق دارای بازشو، که نسبت دهانه برشی به ارتفاع کمتر یا مساوی با  $0/8$  باشد، با در نظر گرفتن مقدار مساحت ثابت برای بازشو که در مرکز دهانه برشی قرار دارد، بهترین حالت برای ابعاد بازشو زمانی است که نسبت طول به ارتفاع آن بزرگتر مساوی یک باشد ( $L/H \geq 1$ ).

برای بررسی بیشتر این موضوع با فرض مساحت ثابت سه نمونه تیر با ابعاد مختلف بازشو مطابق جدول ۶-۱ را مورد بررسی قرار می‌دهیم.

جدول ۶-۱- مشخصات ابعاد بازشو با مساحت ثابت

نام نمونه	طول بازشو (L)	ارتفاع بازشو (H)
B1	۱۵۰	۲۵۰
B2	۱۹۳/۶۵	۱۹۳/۶۵
B3	۲۵۰	۱۵۰

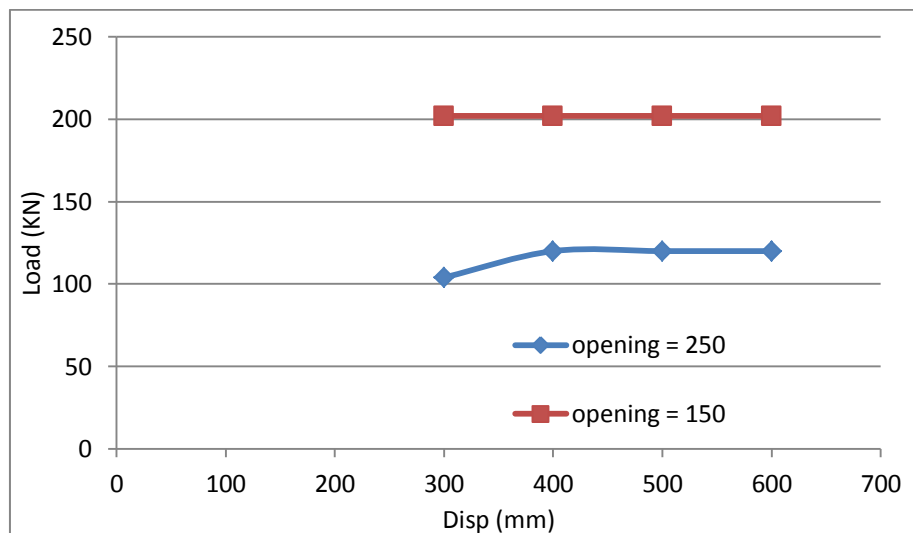
شکل ۶-۱۷ منحنی پاسخ نمونه‌ها با مساحت بازشو یکسان را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود زمانی که نسبت طول به عرض بازشو بزرگتر مساوی با یک است تقریباً پاسخ ظرفیت نهایی تیر یکسان بوده و بیشتر از زمانی است که ارتفاع بازشو بزرگتر از طول آن است.



شکل ۶-۱۷- منحنی پاسخ نمونه‌ها دارای بازشو با مساحت یکسان.

## ۶-۶- تاثیر تنش تسلیم آرماتور طولی

با انتخاب دو نمونه که دارای بازشو با ابعاد ۱۵۰ میلی‌متر و ۲۵۰ میلی‌متر در مرکز دهانه برشی هستند و تنش تسلیم ۳۰۰، ۴۰۰، ۵۰۰ و ۶۰۰ مگاپاسکال تاثیر میزان تنش تسلیم در آرماتور طولی را بر ظرفیت نهایی تیر عمیق دارای بازشو بررسی می‌کنیم. نمونه‌ها دارای ۴ آرماتور طولی با قطر ۱۴ میلی‌متر هستند که در دو ردیف در قسمت پایینی تیر قرار گرفتند تا از وقوع شکست خمشی در تیر عمیق جلوگیری کنند. شکل ۶-۱۸ منحنی پاسخ ظرفیت نهایی این نمونه‌ها را بر حسب تنش تسلیم در دو حالتی که ابعاد بازشو ۱۵۰ و ۲۵۰ میلی‌متر و محل بازشو در مرکز دهانه برشی است را نشان می‌دهد.



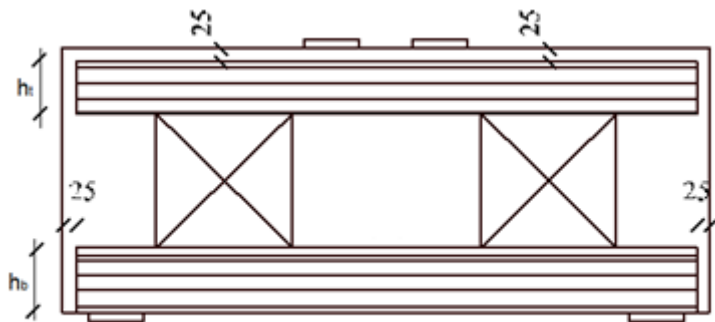
شکل ۶-۱۸- منحنی نیرو بر حسب تنش تسلیم آرماتور طولی.

ملاحظه می‌شود که در حالتی که ابعاد بازشو کوچک است و گسیختگی از نوع دو ترک مستقل در گوشه‌های بازشو است، تنش تسلیم آرماتور طولی تأثیری بر ظرفیت نهایی نمونه نمی‌گذارد و نوع گسیختگی را نیز تغییر نمی‌دهد. اما در حالتی که ابعاد بازشو افزایش پیدا می‌کند و گسیختگی به صورت چرخش نسبی سه قسمت مجزا در دهانه برشی است، زمانی که تنش تسلیم آرماتور طولی از ۴۰۰ مگاپاسکال کمتر باشد ظرفیت نهایی نمونه کاهش پیدا می‌کند، ولی در نوع گسیختگی نمونه تغییری حاصل نمی‌شود، ولی وجود آرماتورهای طولی خمشی در تیر عمیق برای جلوگیری از شکست خمشی و تشکیل دستک‌های فشاری ضروری است.

## ۶-۷- تأثیر مقاوم سازی بازشوها با الیاف FRP

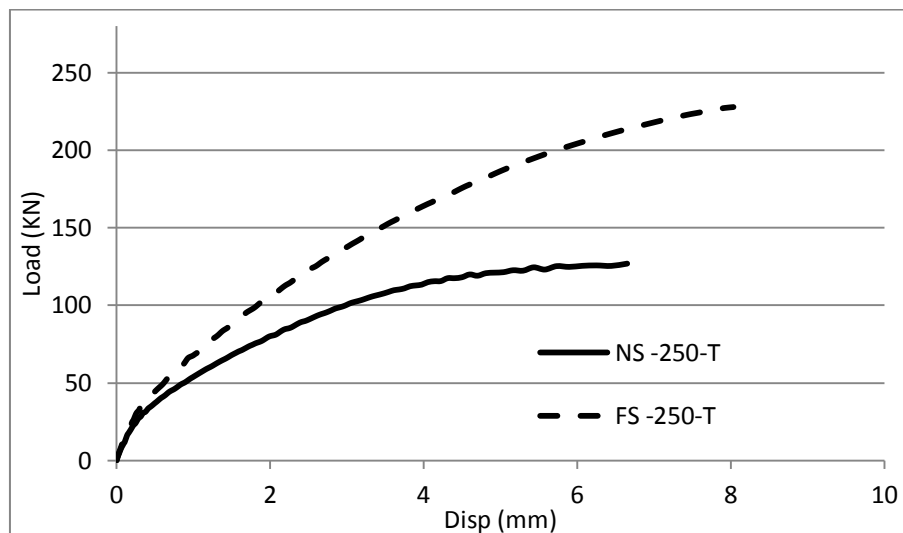
در این قسمت تأثیر مقاوم سازی بازشوها با الیاف FRP بر ظرفیت نهایی تیر را بررسی می‌کنیم. با توجه به مباحث مطرح شده در فصل چهارم و در نظر گرفتن این نکته که سطح تماس بین FRP و بتن در مدل سازی در نظر گرفته نشده و سطح بالایی نمونه‌های مورد بررسی به دلیل قرار گرفتن در سقف سازه در مقاوم سازی قابل دسترسی نیست، در مقاوم سازی سعی بر

این بود تا با در نظر گرفتن محل تشکیل شدن ترک‌ها الگویی را در نظر بگیریم که با تامین طول مهاری لازم برای الیاف، گسیختگی ناشی از جدا شدن الیاف FRP از سطح بتن به حداقل برسد و نتایج حاصل از مدل‌سازی حدالمقدور به واقعیت نزدیک و قابل استفاده باشد. بدین منظور در این پژوهش از الگوی مقاوم‌سازی مانند شکل ۶-۱۹ استفاده شده است که در آن با استفاده از ورق کامپوزیت FRP به صورت افقی، بالا و پایین بازشو را تقویت می‌کنیم.

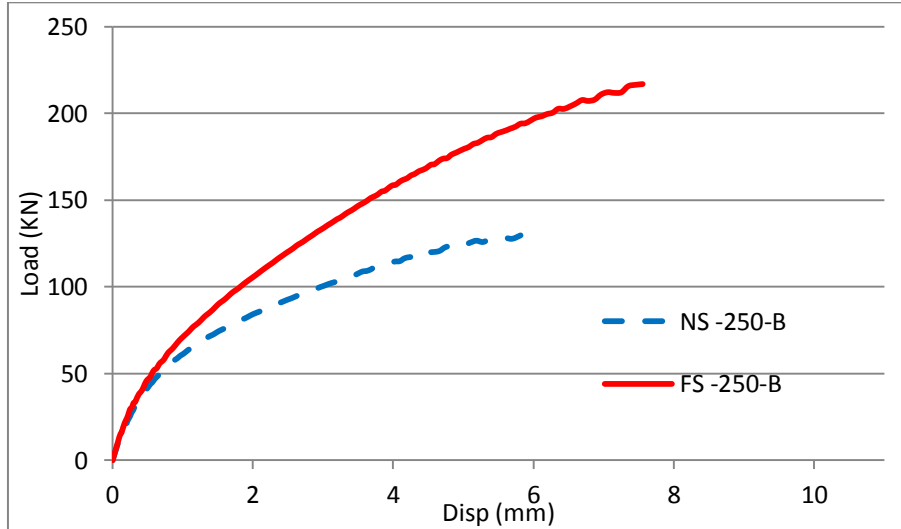


شکل ۶-۱۹- الگوی مقاوم سازی نمونه‌ها.

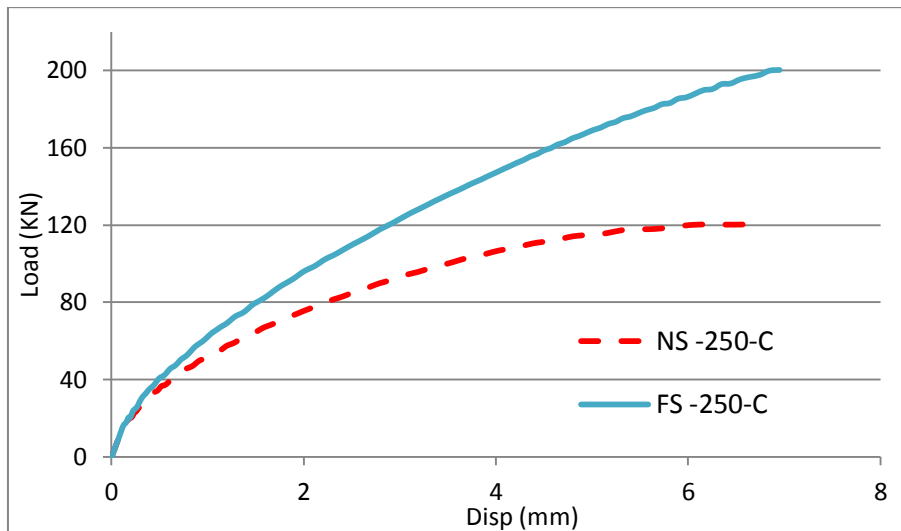
در نام‌گذاری نمونه‌های مقاوم شده، در ابتدای نام آن‌ها عبارت FS، و برای نمونه‌های مقاوم نشده عبارت NS را استفاده می‌کنیم. شکل ۶-۲۰ تا ۶-۲۲ منحنی پاسخ نمونه‌های تقویت شده با الیاف را در مقایسه با نمونه‌های تقویت نشده نشان می‌دهد.



شکل ۶-۲۰- منحنی پاسخ نمونه FS-250-T



شکل ۶-۲۱- منحنی پاسخ نمونه FS-250-B

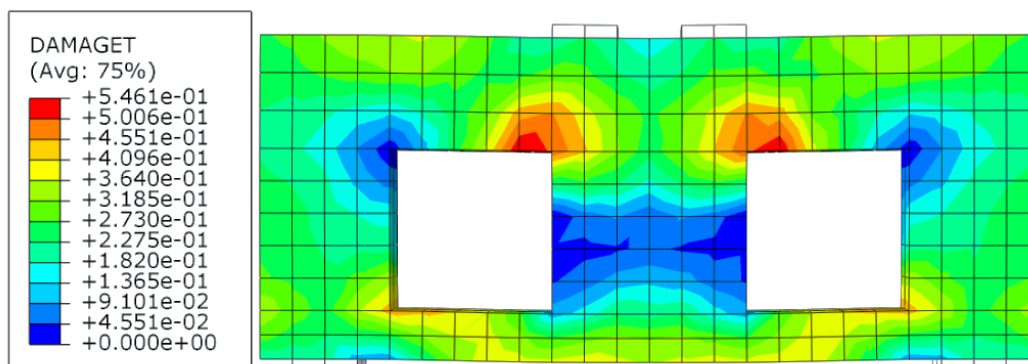


شکل ۶-۲۲- منحنی پاسخ نمونه FS-250-C

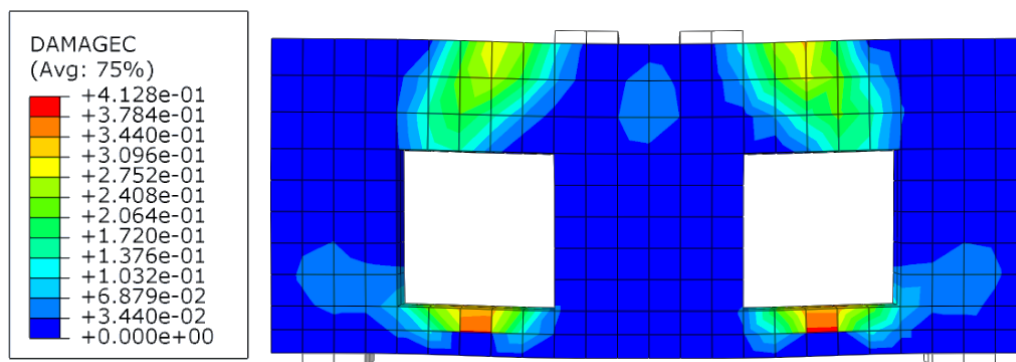
همان‌طور که مشاهده می‌شود استفاده از الیاف FRP باعث افزایش چشمگیری در ظرفیت نهایی نمونه‌ها شد. در حالتی که بازشو در بالای دهانه برشی قرار دارد ۴۴٪، و در حالتی که



بازشو در مرکز و پایین دهانه برشی قرار دارد ۴۰٪ ظرفیت نهایی تیر افزایش پیدا می‌کند. نوع گسیختگی تمام نمونه‌ها نیز تشکیل دو ترک مستقل در گوشه‌های بازشو به همراه پارگی الیاف است. شکل ۶-۲۳ آسیب کششی، شکل ۶-۲۴ آسیب فشاری نمونه FS-250-B را نشان می‌دهد.

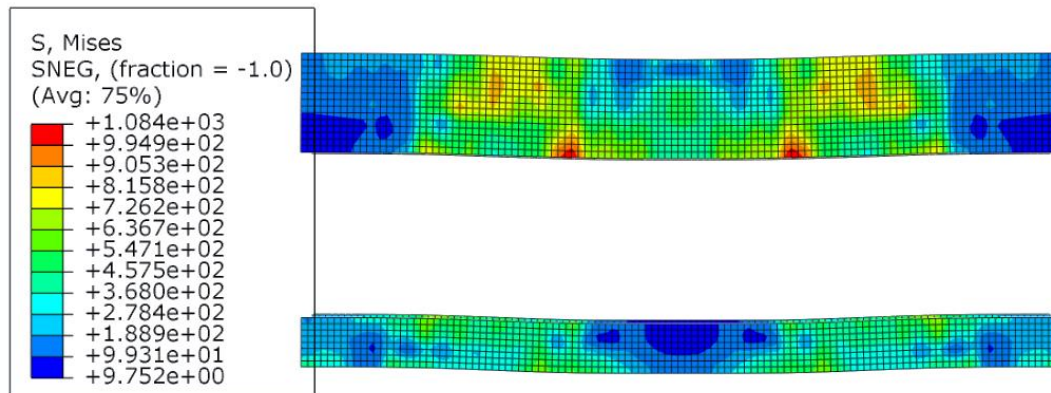


شکل ۶-۲۳- آسیب کششی نمونه FS-250-B.



شکل ۶-۲۴- آسیب فشاری نمونه FS-250-B.

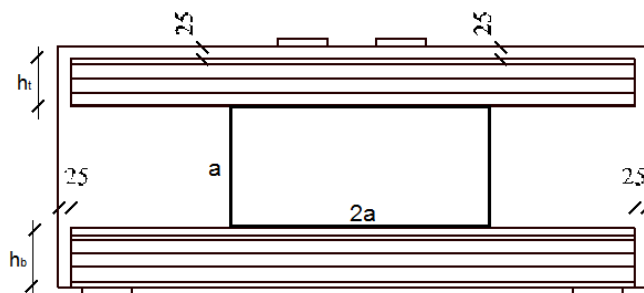
همان‌طور که مشاهده می‌شود استفاده از الیاف FRP باعث کاهش عرض ترک خوردگی در گوشه‌های بازشو و توزیع یکنواخت‌تر ترک‌ها می‌شود و همچنین آسیب فشاری دستک‌های فشاری بین محل اعمال بار و تکیه‌گاه را نیز به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهد. شکل ۶-۲۵ تنش موجود در الیاف FRP را برای نمونه مورد بحث نشان می‌دهد.



شکل ۶-۲۵- تنش موجود در FRP برای نمونه FS-250-B.

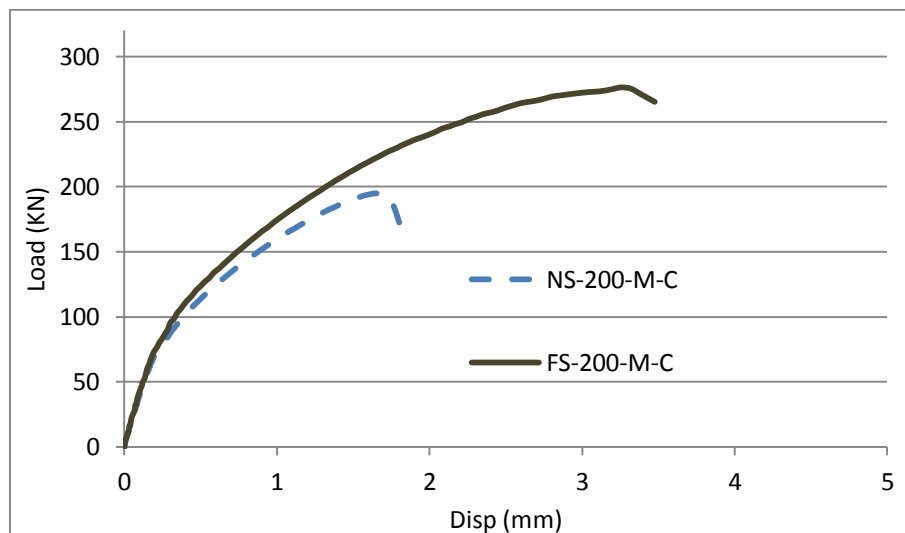
همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود الیافی که در بالای بازشو قرار گرفتند، در گوشه‌ی بازشو به تنش نهایی خود می‌رسند.

حال برای حالتی که بازشو در وسط دهانه تیر قرار می‌گیرد این الگوی مقاوم سازی را در نظر می‌گیریم (شکل ۶-۲۶).



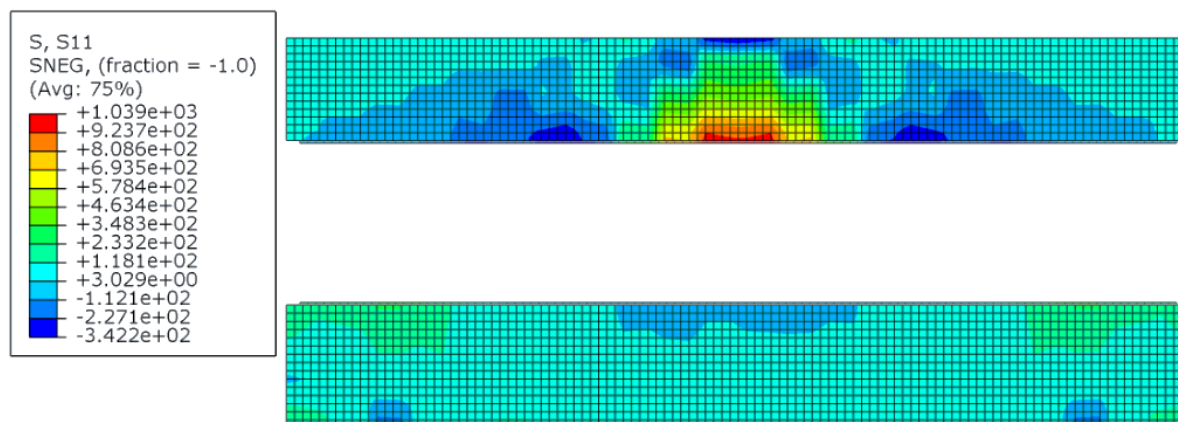
شکل ۶-۲۶- مقاوم سازی بازشوی موجود در وسط تیر.

همان‌طور که در قسمت‌های قبلی نیز اشاره شد عدد موجود در نام این دسته از تیرها مقدار پارامتر  $a$  در شکل ۶-۲۶ است. شکل ۶-۲۷ مقایسه نتایج را دو حالت مقاوم شده و مقاوم نشده را نشان می‌دهد.

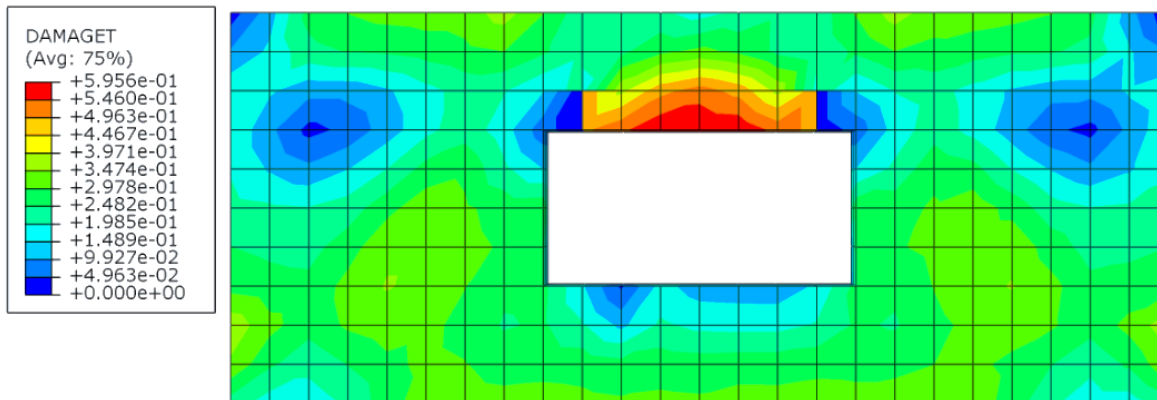


شکل ۶-۲۷- منحنس پاسخ نمونه FS-200-M-C.

مشاهده می‌شود که استفاده از ورق FRP باعث افزایش در ظرفیت نهایی تیر می‌شود و میزان شکل‌پذیری را نیز به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد. تنش موجود در FRP را می‌توان در شکل ۶-۲۸ مشاهده کرد. نکته‌ی جالب عدم شرکت لایه‌ی قرار گرفته در زیر بازشو است که این موضوع به این دلیل است که با توجه به آسیب کششی نمونه که در شکل ۶-۲۹ نشان داده شده است، نوع گسیختگی در این تیر بر اثر ترک‌های ایجاد شده در بالای بازشو است و پایین بازشو هیچ‌گونه ترکی نمی‌خورد.

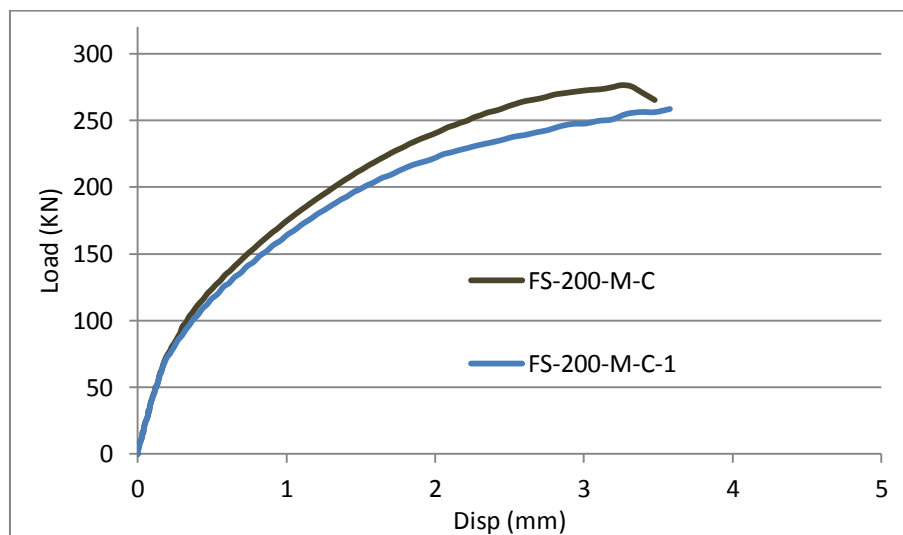


شکل ۶-۲۸- تنش FRP در نمونه FS-200-M-C.



شکل ۶-۲۹- آسیب کششی نمونه FS-200-M-C

با توجه به تنش‌های موجود در الیاف و با در نظر گرفتن این نکته که مقاوم‌سازی سازه با الیاف کربن هزینه‌ی بالایی دارد. در این قسمت الیاف پایین بازشو را که نقش مهمی در باربری ندارد حذف کرده و با بررسی نمونه جدید که FS-200-M-C-1 نام دارد نتایج را با حالت قبلی مقایسه می‌کنیم (شکل ۶-۳۰).



شکل ۶-۳۰- مقایسه دو حالت مقاوم سازی نمونه 200-M-C

همان‌طور که در شکل ۶-۳۰ ملاحظه می‌شود با کم کردن ورق FRP پایین بازشو تنها ۲٪

از ظرفیت نهایی تیر کاسته شده است. در نتیجه باید در مقاوم سازی عضو حتماً به مسیر ترک خوردگی نمونه توجه شود.

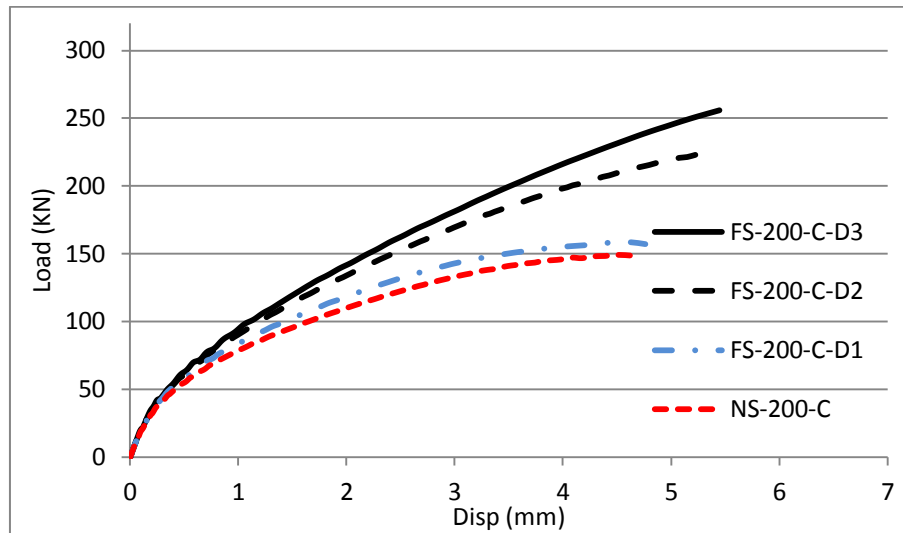
## ۶-۸- تاثیر عرض الیاف در مقاوم سازی بازشو

در این بخش به بررسی تاثیر عرض الیاف به کار رفته در بالا و پایین بازشو در مقاوم سازی نمونه‌ها می‌پردازیم. جدول ۶-۲ عرض الیاف به کار رفته در نمونه‌ها را نشان می‌دهد.  
جدول ۶-۲- مشخصات ارتفاع الیاف.

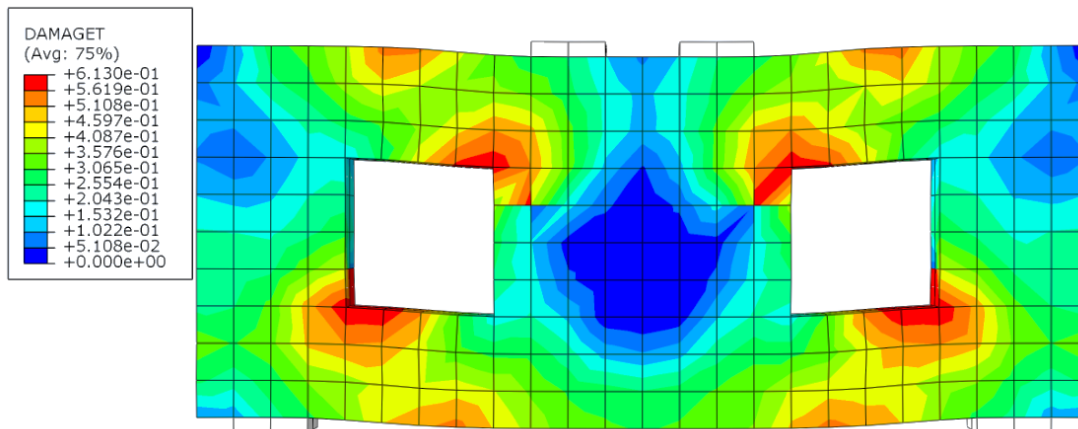
نام نمونه	عرض الیاف در بالای بازشو (میلی‌متر) ( $H_T$ )	عرض الیاف در پایین بازشو (میلی‌متر) ( $H_B$ )
FS - 200 - C - D <sub>1</sub>	۵۰	۵۰
FS - 200 - C - D <sub>2</sub>	۱۰۰	۱۰۰
FS - 200 - C - D <sub>3</sub>	۱۲۵	۱۵۰
NS - 200 - C	-	-

شکل ۶-۳۱ منحنی پاسخ این نمونه‌ها را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که با افزایش میزان عرض الیاف استفاده شده ظرفیت نهایی تیر فزایش پیدا می‌کند، و با افزایش این عرض تاثیر آن بر ظرفیت نهایی تیر کمتر می‌شود که دلیل این امر تغییر در گسیختگی تیر است، با افزایش عرض الیاف از ۵۰ میلی‌متر به ۱۰۰ میلی‌متر گسیختگی تیر از ترک خوردگی بتن در گوشه‌های بازشو و خرد شدن دستک‌های فشاری به پارگی الیاف تغییر پیدا می‌کند و شاهد این افزایش در ظرفیت نهایی تیر هستیم. که همین نوع گسیختگی نیز دلیل این است که استفاده از الیاف با ارتفاع ۵۰ میلی‌متر در مقاوم سازی تاثیری در ظرفیت نهایی نسبت به حالت مقاوم شده نداشته باشد، چون این الیاف با عرض کم قادر به جلوگیری از گسترش ترک‌ها در گوشه‌ی بازشو نبوده است و قبل از رسیدن الیاف به ظرفیت نهایی گسیختگی روی می‌دهد. شکل ۶-۳۲ آسیب

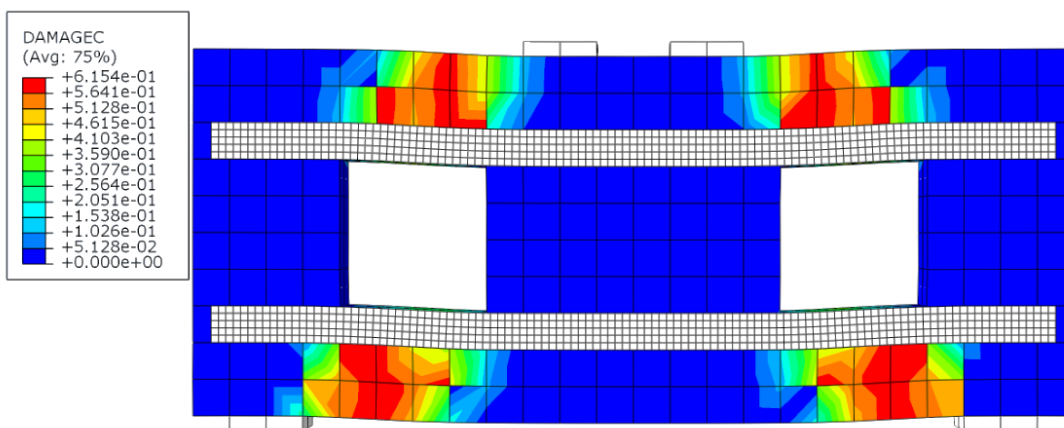
کششی، شکل ۳۳-۶ آسیب فشاری و شکل ۳۴-۶ تنش موجود در الیاف را در تیر FS-200-C-D1 نشان می‌دهد.



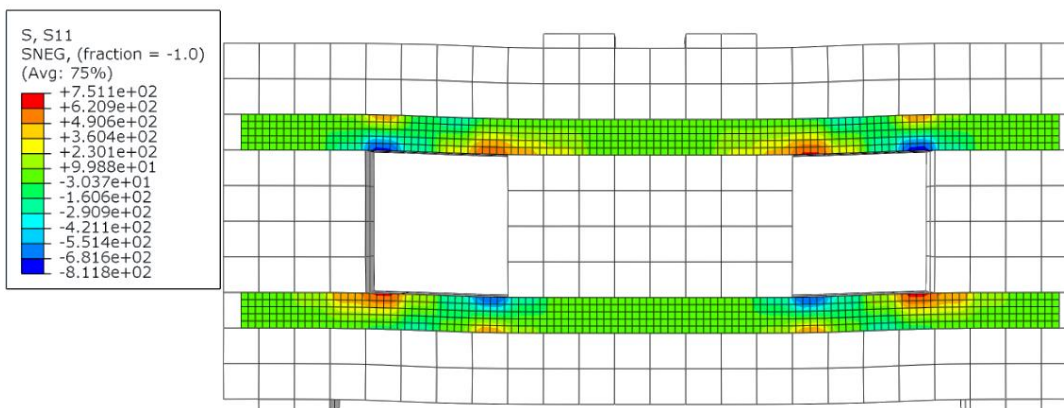
شکل ۳۱-۶- منحنی پاسخ نمونه‌ها باعرض مختلف FRP.



شکل ۳۲-۶- آسیب کششی نمونه FS-200-C-D1.



شکل ۳۳-۶- آسیب فشاری نمونه FS-200-C-D1

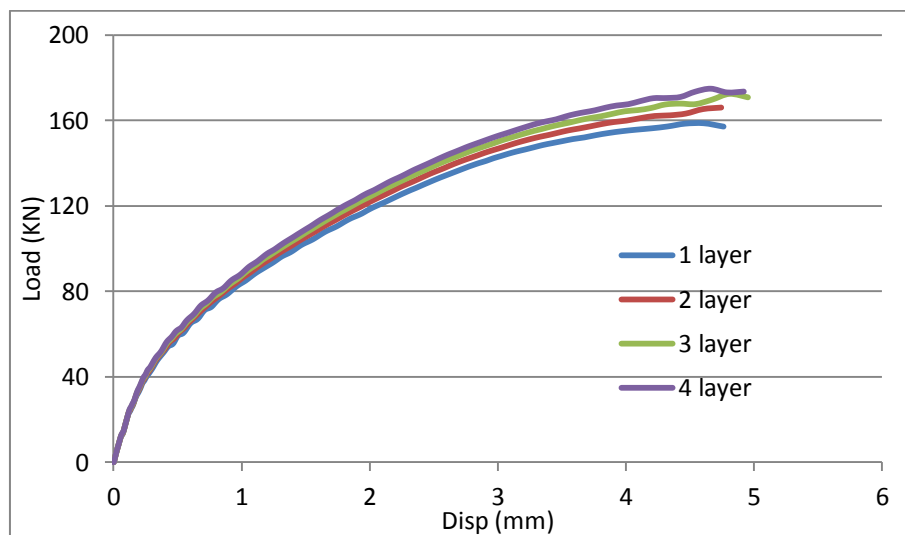


شکل ۳۴-۶- تنش FRP در نمونه FS-200-C-D1

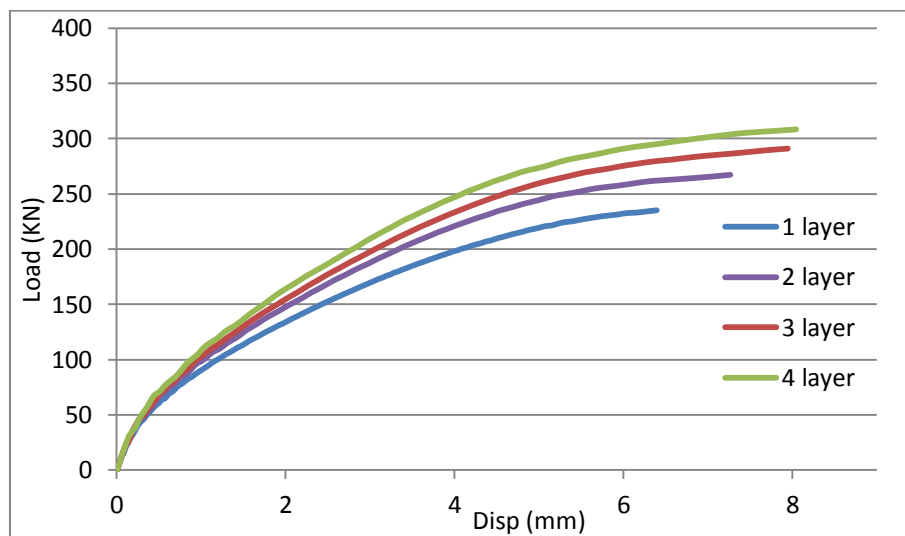
## ۹-۶- تاثیر تعداد لایه‌های الیاف

با افزایش تعداد لایه‌های کامپوزیت، سطح مقطع FRP افزایش می‌یابد که باعث می‌شود تنش‌های وارد بر آن در راستای الیاف کاهش یابد. بنابراین، به ازای افزودن تعداد لایه‌ها به پوشش تقویتی FRP انتظار می‌رود ظرفیت برشی تیر افزایش یابد. شایان ذکر است که با توجه به استفاده از سیستم‌های چسباندن تر در محل نصب و مقاوم‌سازی، از اثرات اندرکنشی لایه-های FRP با یکدیگر چشم‌پوشی می‌شود و FRP به عنوان یک لایه‌ی همگن با ضخامتی معادل

چند لایه مدل سازی می شود. در این بخش تاثیر تعداد لایه های FRP بر ظرفیت تیرهای عمیق دارای بازشو را با انتخاب دو نمونه FS-200-C-D1 و FS-200-C-D2 مورد بررسی قرار می-دهیم. شکل ۳۵-۶ و ۳۶-۶ نتایج را نشان می دهد.



شکل ۳۵-۶- تاثیر تعداد لایه های FRP بر نمونه FS-200-C-D1



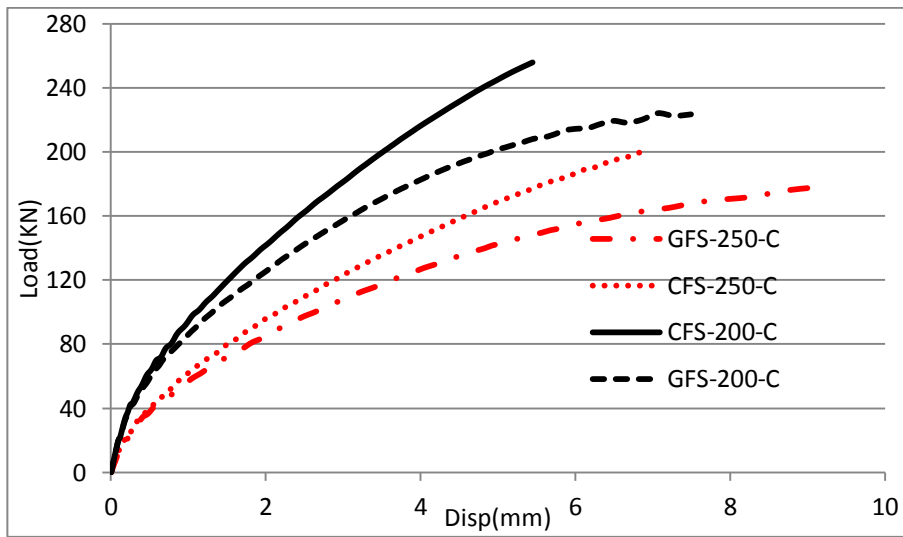
شکل ۳۶-۶- تاثیر تعداد لایه های FRP بر نمونه FS-200-C-D2



ملاحظه می‌شود که در نمونه FS-200-C-D1 افزایش تعداد لایه‌های FRP تاثیر چندانی بر ظرفیت نهایی نمونه نمی‌گذارد، علت آن است که در این نمونه نوع شکست بر اثر تشکیل ترک‌های مستقل در گوشه‌های بازشو بوده و ورق FRP به ظرفیت نهایی باربری خود نمی‌رسد، در نتیجه افزایش تعداد لایه‌ها تاثیری بر ظرفیت نهایی تیر ندارد. در نمونه FS-200-C-D2 افزایش تعداد لایه‌های FRP از ۱ به ۲ باعث افزایش ۱۲٪ در مقاومت تیر و افزایش جابه‌جایی نهایی می‌شود و این میزان افزایش از ۲ به ۳ لایه برابر ۷٪ و از ۳ به ۴ لایه برابر ۴٪ است. ملاحظه می‌شود که با افزایش تعداد لایه‌ها در اثر تغییر در مکانیزم گسیختگی تاثیر این افزایش ظرفیت نهایی تیر کاهش می‌یابد. در این نمونه مکانیزم گسیختگی ابتدا پارگی الیاف بوده و با افزایش تعداد لایه‌ها و کاهش تنش ایجاد شده در FRP مکانیزم گسیختگی به صورت ترک خوردگی بتن در گوشه‌های بازشو در می‌آید.

## ۶-۱۰- تاثیر جنس الیاف

دو نمونه FS-250-C و FS-200-C را که با الیاف کربن مقاوم شده‌اند با الیاف شیشه نیز مقاوم می‌کنیم، برای نمونه‌های مقاوم شده با الیاف کربن اول نام نمونه حرف C و برای نمونه‌های تقویت شده با الیاف شیشه اول نمونه حرف G را اضافه می‌کنیم. شکل ۶-۳۷ منحنی پاسخ نمونه‌ها را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که جنس الیاف بر پاسخ نمونه در قبل از ترک-خوردگی تاثیری ندارد، ولی بعد از ترک خوردگی نمونه‌های مقاوم شده با الیاف کربن دارای مقاومت بیشتر و شکل پذیری کمتری هستند و گسیختگی تمام نمونه‌ها پارگی الیاف بوده است.



شكل ٦-٣٧- تأثير جنس الياف.

## فصل هفتم:

# نتیجه‌گیری و پیشنهادات

## ۷-۱- مقدمه

این پایان‌نامه با هدف مدل‌سازی عددی رفتار تیرهای عمیق دارای بازشو مقاوم شده با FRP انجام شد. بدین منظور ابتدا نمونه‌هایی که نتایج آزمایشگاهی آن در دسترس می‌باشد مدل شد و از این طریق روش مدل‌سازی مورد تایید قرار گرفت. سپس تاثیر پارامترهای مختلف بر پاسخ این اعضا مورد بررسی قرار گرفت. در ادامه خلاصه نتایج ارائه می‌گردد.

## ۷-۲- جمع‌بندی نتایج

- ✓ اولین ترک‌ها در تیرهای عمیق دارای بازشو در گوشه‌ی بازشو رخ می‌دهد و با ادامه‌ی بارگذاری به سمت محل اعمال بار و تکیه‌گاه گسترش می‌یابد.
- ✓ مد گسیختگی در تیرهای عمیق وابسته به محل و اندازه بازشو است.
- ✓ در تیرهای عمیق که بازشو در دهانه برشی قرار دارد دو مد گسیختگی مشاهده شد که یکی تشکیل دو ترک مجزا و تقسیم تیر در دهانه برشی به دو قسمت مستقل و دیگری تقسیم تیر در دهانه برشی به سه قسمت و چرخش نسبی این سه قسمت است.
- ✓ در صورتی که محل اعمال بار در بالای بازشو قرار گیرد مد گسیختگی به صورت لهیدگی بتن زیر صفحه بارگذاری است.
- ✓ در تیرهای عمیق که نسبت دهانه برشی به ارتفاع آن‌ها کمتر یا مساوی با  $0/8$  است و بازشو در دهانه برشی قرار دارد، افزایش در ارتفاع بازشو نسبت به حالتی که طول بازشو افزایش پیدا کند باعث کاهش شدیدتری در ظرفیت نهایی تیر می‌شود.

✓ برای تامین بازشو با مساحت مشخص در مرکز دهانه برشی تیرهای عمیق که نسبت دهانه برشی به ارتفاع آن‌ها کمتر مساوی با  $0/8$  است، حالت بهینه زمانی است که طول بازشو بزرگتر مساوی از ارتفاع بازشو باشد.

✓ تاثیر بازشو بر ظرفیت نهایی و شکل‌پذیری تیر عمیق، بستگی به میزان قطع شدگی مسیر بار توسط بازشو دارد.

✓ مقاوم سازی تیرهای عمیق دارای بازشو با کامپوزیت FRP باعث افزایش قابل ملاحظه‌ای در ظرفیت نهایی تیر می‌شود و شکل‌پذیری تیر را نیز افزایش می‌دهد.

✓ اگر بازشو در وسط تیر عمیق قرار داشته باشد با توجه به اینکه نوع قالب گسیختگی لهیدگی زیر محل بارگذاری است تقویت پایین بازشو تاثیر چندانی در افزایش ظرفیت تیر ندارد.

✓ الگوی مناسب تقویت تیرهای عمیق دارای بازشو وابسته به محل و اندازه بازشو است.

✓ افزایش عرض کامپوزیت در بالا و پایین بازشو افزایش در ظرفیت نهایی تیر و تغییر در مد گسیختگی از ترک خوردن بتن در گوشه‌های بازشو به پارگی الیاف می‌شود.

✓ افزایش تعداد لایه‌های کامپوزیت زمانی در افزایش ظرفیت نهایی تیر عمیق مؤثر است که نوع گسیختگی به صورت پارگی الیاف باشد، در غیر این صورت تاثیر چندانی بر ظرفیت نهایی تیر عمیق ندارد.

## ۷-۳- پیشنهادات

با توجه به بررسی‌های انجام شده کاستی‌هایی در این زمینه محسوس است که برای ادامه مطالعات در این زمینه تحقیقاتی پیشنهاد می‌گردد:

- بررسی اشکال دیگر بازشو مانند دایره
- بررسی رفتار تیرهای عمیق دارای بازشو تحت بار سیکلیک.
- بررسی رفتار تیرهای عمیق دارای بازشو مقاوم شده با الیاف FRP تحت بارگذاری‌های دیگر مانند بار گسترده.
- مدل سازی چسب بین کامپوزیت و بتن.
- بررسی الگوهای دیگر مقاوم سازی با توجه به توانایی مدل ساخته شده.
- گسترش روش STM برای تیرهای عمیق دارای بازشو مقاوم شده با الیاف FRP.

## مراجع

- 1- **Arabzadeh, A.(1992)**. "Reinforced concrete fixed-ended deep beams and multi span". University of Dundee, Civil Engineering Department, PhD Thesis, Secember, 300pp.
- 2- **American Concrete Institute**. "Building Code Requirements for Structural Concrete" (ACI 318-08) and Commentary.
- 3- **Goh, A.T.C.(1995)**. "Prediction of ultimate shear strength of deep beams using neural network". ACI Structural Journal, Vol. 92,pp.28-32.
- 4- **CIRIA Guide 2 (1977)**."The desing of deep beams in reinforced concrete". Ove Arup and Partners, Construction Industry Research and Inforntoon Assocation, London, 131pp.
- 5- **Ramakrishnan, V. and Ananthanarayana, Y. (1968)**. "Ultimate strength of deep beams in shear". ACI Journal, Vol. 65, No. 7,February , pp.87-98.
- ۶- **طاحونی، شاهپور، (۱۳۸۴)**، طراحی ساختمان‌های بتن مسلح، انتشارات دانشگاه تهران.
- 7- **Wight, j. k. and MacGregor, j. g. (2009)**. "Reinforced concrete: Mechanics and Design", (5<sup>th</sup> edition), Pearson Prentice Hall, Upper saddle River, New Jersey.
- ۸- **آیین نامه بتن ایران "آبا"**، (۱۳۸۴)، تجدید نظر اول، چاپ ششم.
- 9- **R. Park and T. Paulay, (1975)**. "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, New York.
- 10- **Arabzadeh A. (1997)**. "Ultimate Strength and Failure Modes of Simply Supported Deep Beams", 4<sup>th</sup> International Conference of Civil Eng.Sharif University; Tehran, Iran; pp.76-84.
- ۱۱- **فرهاد ریاحی، (۱۳۷۶)**. "بررسی روش‌های مختلف تحلیل و طراحی تیرهای عمیق دو سر ساده"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه تربیت مدرس.
- 12- **Paiva, H.A.R. and Siess, C.P.(1965)**."Strength and behavior of deep beams in shear". Proc., ASCE, Vol.91, No. ST5,October, pp. 19-42.
- 13- **Arabzadeh , A. (2001)**. "Analysis of some experimental results of simply supported deep beams using truss analaogy metod". Iranian Journal of Science and Technolgy Shiraz University, Vol.25,No.1,pp.115-128.
- 14- **Kong, F.K., Robins, P.J. and Cole, D.F. (1972)**."Web reinforcement effects on deep beams".ACI Journal, Proc., Vol.67,No. 12, December, pp.1010-1017.

15- **Tanner, N.(1977)**. "Strength and behavior of beam-panels tests and analysis". ACI Journal, Vol. 74, No. 10, October, pp. 511-520.

۱۶- **عربزاده، ابوالفضل، (۱۳۷۸)**. "رفتار و تحلیل تیرهای با ارتفاع زیاد (عمیق) بتن مسلح"، گزارش تحقیقاتی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

17- **Cusens, A.R. and Beaser, I. (1985)**. "Shear strength of concrete Wall-beams under combined top and bottom Loads. Struct". Engr 63B, 3, Sept.:50.

18- **Booth, E. (1986)**. "Discussion of Shear strength of concrete Wall-beams under combined top and bottom Loads by Cusens, A.R. and Beaser", I. (1985). Struct. Engr 64B, 2, June.:48.

19- **Subedi, N.K.(1988)**. "Reinforced concrete deep beams: A method of analysis". Proc., Instn. Civ. Engrs., London, Part 2, pp. 12-25.

20- **Arabzadeh, A. (1999)**. "Behavior of Reinforced concrete Continuous Deep Beams". Proceedings of Conference : Creating with concrete. Dundee, U.K. 6-10.

۲۱- **غلامی، مهدی، (۱۳۸۳)**. "بررسی اثر میلگردهای اصلی بر روی رفتار و مقاومت نهایی تیرهای عمیق بتن مسلح". پایان نامه کارشناسی ارشد. دانشگاه تربیت مدرس.

22- **Fung-Kew Kong, Susanto Teng, Avtar Sing and Kang-Hai Tan, (1996)**. "Effect of Embedment Length of Tension Reinforcement on the Behavior of Lightweight Concrete Deep Beams", ACI Structural Journal, January-February.

23- **Aguilar, Gerardo, Matamoros, Adolfo B, Parra-Montesinos, Gustavo J, Ramírez, Julio A, & Wight, James K. (2002)**. "Experimental evaluation of design procedures for shear strength of deep reinforced concrete beams". ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 4, PP. 539-548.

24- **Quintero-Febres, Carlos G, Parra-Montesinos, Gustavo, & Wight, James K. (2006)**. "Strength of struts in deep concrete members designed using strut-and-tie method". ACI Structural Journal-American Concrete Institute, Vol. 103, No. 4, pp. 577-586.

25- **Arabzadeh, A, Rahaie, AR, & Aghayari, R. (2009)**. "A simple Strut-and-Tie model for prediction of ultimate shear strength of RC deep beams". International Journal of Civil Engineering, Vol. 7, No. 3, pp. 141-153.

26- **Ning Zhang; Kang-Hai Tan, M.ASCE; and Chee-Lai Leong, (2009)**. "Single-Span Deep Beams Subjected to Unsymmetrical Loads". Journal of STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE. Vol. 135, No. 3, Pp. 239-252.



27- **Mohammad Mohammadhassani, MohdZaminJumaat, Ashraf Ashour, Mohammed Jameel, (2011).** "Failure modes and serviceability of high strength self compacting concrete deep beams". Journal of Engineering Failure Analysis. Vol. 18, No. 8, pp. 2272-2281.

۲۸- معاونت امور فنی، تدوین ضوابط و معیارهای فنی " آیین نامه بتن ایران " (۱۳۸۲). انتشارات مدیریت و برنامه-ریزی کشور، چاپ ششم.

۲۹- "شرحی بر آیین نامه سازه های بتن مسلح ACI 318-89"، جلد دوم، ترجمه و تدوین مجید رضا نقبه.

30- **James G. Macgregor, (1997).** Reinforced Concrete Mechanics and Design. chapter 18 "Discontinuity Regions, Corbels, Deep Beam, and Joint". third edition. prentice-hall international, inc.

31- **Kong, F. J, (2002).** "Reinforced Concrete Deep Beams". Taylor & Francis Books, Inc. New York.

32- **Kong, FK, & Sharp, GR. (1973).** "Shear strength of lightweight reinforced concrete deep beams with web openings". The Structural Engineer, Vol. 51, No. 8, pp. 267-275.

33- **Andermatt, M. F, (2010).** "Concrete Deep Beams Reinforced with Internal FRP", Master of Science Thesis, University of Alberta, Department of Civil Engineering.

۳۴- **میرزایی، مهدی. (۱۳۸۷).** "ارزیابی مقاومت برشی تیرهای عمیق بتن مسلح تقویت شده با ورق های FRP"، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه. دانشگاه تربیت مدرس.

35- **ACI 440R-96, (2002).** State-of-art on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforced for Concrete Structure, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

36- **Islam, MR, Mansur, MA, & Maalej, M. (2005).** "Shear strengthening of RC deep beams using externally bonded FRP systems". Cement and Concrete Composites, Vol. 27, No. 3, pp. 413-420.

37- **El Maaddawy, Tamer, & Sherif, Sayed. (2009).** "FRP composites for shear strengthening of reinforced concrete deep beams with openings". Composite Structures, Vol. 89, No. 1, pp. 60-69.

38- **ABAQUS Theory Manual, version 6.11:** Habbit Karlsson & Sorensen Inc, 2012.

۳۹- **مرتضی نیکوروش، (۱۳۹۱).** "تحلیل غیرخطی تیرهای بتن مسلح مقاوم شده با FRP تحت پیچش"، پایان نامه کارشناسی ارشد عمران - سازه، دانشگاه تربیت مدرس.

40- **Lubliner. J., Oliver. J., Oller. S., Oñate. E., (1989).** "A Plastic-Damage Model for Concrete", International Journal of Solids and Structures, Vol. 25, pp. 299–329.

41- **Lee. J., Fenves. G.L., (1998).** "Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures," Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, Nol. 8, pp. 892–900.

42- **Maekawa. K., Pimanmas. A., Okamura. H., (2003).** "Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete", SPON PRESS (Taylor&Francis).

۴۳- **عربزاده. ا.، نیکوروش. م.، سلطانی محمدی. م.،** "تاثیر مدل‌های سخت‌شدگی کششی بر پاسخ عددی تیرهای بتن مسلح

تحت اثر لنگر خمشی - پیچشی"، چهارمین کنفرانس ملی بتن، تهران، مهرماه ۱۳۹۱.

44- **Jin. C., Soltani. M., An. X., (2005).** "Experimental Study of Cracking Behavior of Opening in Concrete Dams", Computers & Structures, Vol. 83, pp. 525-35.

45- **CEB-FIP ModelCode1990**, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Switzerland,(1990).

46- **Collins. P., Mitchell. D.,(1991).** "Prestressed Concrete Structures", Prentice-Hall, New Jersey, 1<sup>st</sup>Ed.

۴۷- **صفایی. حمید، (۱۳۹۱).** "بررسی اثر اندازه بر رفتار تیرهای عمیق با بتن سبک"، پایان نامه کارشناسی ارشد عمران - سازه،

دانشگاه تربیت مدرس.

48- **Wong, Rita SY, & Vecchio, Frank J. (2003).** "Towards modeling of reinforced concrete members with externally bonded fiber-reinforced polymer composites". ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 1, PP. 47-55.

49- **Kaw.A.K., (2006),** "Mechanics of Composite Materials", Taylor&Francis Group, 2<sup>nd</sup> Ed.

50- **Bank, Lawrence C. (2006).** "Composites for construction: Structural design with FRP materials". John Wilfy & Sons, New Jersey, 1<sup>st</sup> Ed.

51- **Hashin, Z. (1980).** "Fatigue Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites" J. Applied Mech. Vol. 48, PP. 329-34.

52- **Teng. S., Kong. F., Poh. S.,(1998).** "Shear strength of reinforced and prestressed concrete deep beams. part I: current design methods and a proposed equation.", Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, pp. 112-123.

- 53- **Campione, Giuseppe, & Minafò, Giovanni. (2012).** "Behaviour of concrete deep beams with openings and low shear span-to-depth ratio". *Engineering Structures*, Vol. 41, PP. 294-306.
- 54- **Mukherjee. M., Sachan. A., (2008).** "Evolution of Dilatancy Angle during Shearing of Kaolin Clay with Different Microfabrics" , *JACMAG 12<sup>th</sup>*. Goa, India.
- 55- **Mercan, Bulent, Schultz, Arturo E, & Stolarski, Henryk K. (2010).** "Finite element modeling of prestressed concrete spandrel beams". *Engineering Structures*, Vol. 32, No. 9, PP. 2804-2813.
- 56- **Han, Lin-Hai, Yao, Guo-Huang, & Tao, Zhong. (2007).** "Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion. *Thin-Walled Structures*", Vol. 45, No. 1, PP. 24-36.

## **Abstract**

Deep beams are one of the important member in concrete structures. In this member due to low shear span to depth ratio, loads transfer to the support by truss mechanism. Failure of these beams is shear failure along with formation of diagonal cracks. Due to architectural requirements and a change in building's function, presence of openings is unavoidable that cause significant reduction in capacity of these member. Therefore using the fiber reinforced polymer (FRP) for retrofitting beams and change in position as well as dimension of the openings caused increasing capacity. Due to very few researches has been done in this area and there is no clear and acceptable equation for design of these members, more research seems to be necessary. In this thesis three dimensional model of reinforced concrete deep beams with web openings strengthened with FRP integrated in ABAQUS finite element software. Modeling of concrete elements using the plastic – damage model, modeling of steel reinforcement using the classic plastic theory and modeling of FRP as none – isotropic done. Comparing the results of numerical analysis with the result of experimental shows validity of results and method of modeling. As well as with determined analysis influence of factor including the amount of fiber FRP, size, position and shape of opening have been studied. Studies have shown that out of shear span with considering the required dimension and strengthen with FRP is the best position for openings.

**Keywords:** Concrete, Deep beams, FRP, Openings, Modeling



**Shahrood University of Technology**

**Faculty of Civil and Architectural Engineering**

**Numerical Modeling of Reinforced Concrete Deep Beams with Openings  
Strengthened with FRP**

**Seyed Alireza Miri Valujae**

Supervisor

**Dr.F.J.Alaee**

Advisor

**Dr.M.S.Mohammadi**

July 2013