

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

بررسی ظرفیت برش اصطکاک در فصل مشترک بتن جدید و قدیم

نگارنده: علی اکبر نجفی منظری

اساتید راهنما:

دکتر فرشید جندقی علائی

دکتر سید مهدی توکلی

بهمن ۱۳۹۵

دانشکده : عمران

گروه : سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای علی اکبر نجفی منظری به شماره دانشجویی: ۹۳۳۲۹۹۴
تحت عنوان: بررسی ظرفیت برش اصطکاک در فصل مشترک بتن جدید و قدیم

در تاریخ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد
مورد ارزیابی و با درجه مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
			دکتر فرشید جندقی علائی
			دکتر سید مهدی توکلی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
			دکتر فرنوش باسلیقه
			دکتر جلیل شفائی

تقدیم بہ ہمہ عزیزانم

اگر درخور تقدیم باشد...

سپاس‌گزاری

از پدر و مادر عزیزم که همواره برای من هم انگیزه بودند و هم هدف سپاسگزارم.

در پایان این راه بر خود لازم می‌دانم از زحمات و حمایت‌های جناب آقای دکتر علایی و جناب آقای دکتر توکلی

که راهنمایی این پایان‌نامه را بر عهده داشتند، تشکر و قدردانی نمایم.

همچنین از جناب آقای دکتر شانی و جناب آقای دکتر باسلیق، که علاوه بر داوری پایان‌نامه، در طول دوره

کارشناسی و کارشناسی ارشد، همواره از ایشان آموختم، تشکر و قدردانی می‌نمایم.

تعهدنامه

اینجانب علی اکبر نجفی منظری دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران-سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی ظرفیت برش اصطکاکی در فصل مشترک بتن جدید و قدیم، تحت راهنمایی دکتر فرشید جندقی علایی و دکتر سید مهدی توکلی متعهد 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، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم‌افزارها و تجهیزات ساخته شده) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان‌نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

چکیده

در مواردی که انتقال برش بین سطوح مورد بررسی قرار می‌گیرد، مفهوم برش اصطکاکی به کار گرفته می‌شود. نمونه‌هایی از موارد کاربرد برش اصطکاکی عبارتند از: سطح تماس اعضای ساخته شده با مصالح غیر متشابه، سطوح بتن‌ریزی شده در زمان‌های مختلف و وجود ترک یا استعداد ترک خوردگی بین دو سطح. در دهه‌های اخیر تحقیقات زیادی جهت افزایش دقت محاسبه و گسترش کاربردهای برش اصطکاکی انجام شده است. این تحقیقات شامل مطالعاتی گسترده در زمینه تأثیر مقاومت بتن مصرفی، درصد میلگرد دوخت سطح مستعد ترک، عملکرد ریشه‌ای میلگردهای دوخت، چگالی بتن مصرفی و زبری سطوح تماس است. هدف از این تحقیق، مطالعه و بررسی عوامل موثر بر برش اصطکاکی در سطح مشترک بتن جدید و قدیم با استفاده از روش اجزای محدود است. اگرچه تاکنون مطالعات آزمایشگاهی زیادی در مورد عوامل تاثیرگذار بر ظرفیت برش اصطکاکی انجام شده است، اما تاکنون مدل عددی قابل اعتمادی برای مطالعه برش اصطکاکی نمونه‌های بتنی توسعه نیافته است. هدف دیگر این تحقیق افزایش میزان آگاهی در مورد عوامل موثر بر مقاومت برش اصطکاکی شامل مقاومت بتن، درصد میلگرد دوخت و زاویه میلگرد با سطح ترک است. برای این منظور و برای شبیه سازی آزمایش push-off، یک مدل عددی با استفاده از نرم افزار اجزای محدود آباکوس ایجاد گردید. برای صحت سنجی مدل عددی از نتایج آزمایشگاهی استفاده شد. در نهایت با یک مطالعه پارامتری، عوامل تاثیرگذار بر مقاومت برش اصطکاکی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد افزایش درصد میلگرد دوخت و مقاومت بتن، باعث افزایش در مقاومت برشی سطح تماس می‌گردد.

واژه‌های کلیدی: انتقال برش اصطکاکی، بتن مسلح، آباکوس، اجزاء محدود غیرخطی

فرم شماره ۱۲: فرم امتیازدهی و مشخصات مقاله

(این فرم بایستی بانظر اعضاء هیات داوران توسط نماینده تحصیلات تکمیلی تکمیل شود.)

نام و نام خانوادگی دانشجو: علی اکبر نجفی منظری رشته و گرایش تحصیلی: مهندسی عمران - گرایش سازه

شماره دانشجویی: ۹۳۳۲۹۹۴

تاریخ دفاع: ۱۳۹۵/۱۱/۱۱

عنوان پایان نامه: بررسی ظرفیت برش اصطکاک در فصل مشترک بتن جدید و قدیم

امتیاز	نام کنفرانس	تاریخ کنفرانس	عنوان مقالات چاپ شده کنفرانسی حداکثر تا روز دفاع از پایان نامه دانشجو:
	اولین کنفرانس ملی پژوهش های کاربردی در مهندسی عمران (مهندسی سازه و مدیریت ساخت) - دانشگاه صنعتی شریف	۳۱ شهریور تا ۱ مهر ۱۳۹۵	مدل سازی انتقال برش اصطکاکی در فصل مشترک بتن جدید و قدیم
	پنجمین کنفرانس ملی و اولین کنفرانس بین المللی مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران - دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیرکبیر	۵ و ۶ آبان ۱۳۹۵	بررسی عوامل موثر بر برش اصطکاکی در سطح مشترک بتن جدید و قدیم
امتیاز	نام مجله	تاریخ ارائه یا پذیرش	عنوان مقالات علمی-پژوهشی چاپ یا پذیرش شده حداکثر تا روز دفاع :
امتیاز	نام مجله	تاریخ ارائه یا پذیرش	عنوان مقالات علمی-ترویجی چاپ یا پذیرش شده حداکثر تا روز دفاع :

نماینده تحصیلات تکمیلی در جلسه دفاع:

تاریخ و امضاء:

فهرست مطالب

۲	۱- مقدمه
۲	۱-۱- پیشگفتار.....
۳	۱-۲- ضرورت انجام پژوهش.....
۴	۱-۳- هدف از انجام پژوهش.....
۴	۱-۴- فصل بندی پایان نامه.....
۸	۲- تاریخچه مطالعات.....
۸	۲-۱- مقدمه
۸	۲-۲- بررسی های آزمایشگاهی.....
۸	۲-۲-۱- اندرسون.....
۹	۲-۲-۲- هانسون.....
۹	۲-۲-۳- هافبک و همکاران.....
۱۲	۲-۲-۴- ماتوک و هاوکینز.....
۱۴	۲-۲-۵- ماتوک.....
۱۵	۲-۲-۶- راندل.....
۱۵	۲-۲-۷- بریکلند و بریکلند.....
۱۶	۲-۲-۸- متوک و همکاران.....
۱۶	۲-۲-۹- علی و وایت.....
۱۷	۲-۲-۱۰- منصور و همکاران.....
۱۹	۲-۲-۱۱- سانتوس و جولینو.....
۱۹	۲-۲-۱۲- زیلیچ و رینک.....

۲۱	۲-۲-۱۳- ماتوک و همکاران
۲۱	۲-۲-۱۴- کانه‌ها و همکاران
۲۲	۲-۲-۱۵- جوچانسو
۲۴	۲-۳-۳- مدل‌های عددی
۲۴	۲-۳-۱- مدل اصلی و اصلاح شده هاوکینر
۲۶	۲-۳-۲- مدل اصلاح شده ولی
۲۷	۲-۴- روابط آیین نامه ای انتقال برش اصطکاک
۳۴	۳- قوانین ساختاری در تحلیل غیر خطی سازه های بتن مسلح
۳۴	۳-۱- مدل‌های بتن ارائه شده در نرم افزار ABAQUS
۳۴	۳-۱-۱- مدل ترک پخش بتن
۳۵	۳-۱-۲- مدل ترک ترد
۳۵	۳-۱-۳- مدل ترکیبی پلاستیک-خسارت بتن
۳۶	۳-۲- مدل ترکیبی پلاستیک-خسارت بتن
۳۷	۳-۲-۱- سطح تسلیم
۳۹	۳-۲-۲- قانون سخت شدگی
۴۰	۳-۲-۳- قانون جریان
۴۱	۳-۲-۴- رفتار بتن در فشار و کشش تک محوره
۴۲	۳-۲-۵- رفتار چرخه‌ای تک محوره بتن
۴۳	۳-۲-۶- الگوی ترک خوردگی
۴۴	۳-۳- منحنی رفتاری بتن در فشار تک محوره

- ۴۴.....۱-۳-۳- منحنی پایه پوپویچ.....
- ۴۵.....۲-۳-۳- هذلولی اصلاح شده هاگنستاد.....
- ۴۶.....۳-۳-۳- مدل فشاری تورنفیلد.....
- ۴۷.....۴-۳- منحنی رفتاری بتن در کشش تک محوره.....
- ۴۸.....۵-۳- انتقال تنش چسبندگی بین میلگرد و بتن.....
- ۴۹.....۱-۵-۳- مدل سازی میکرومکانیک.....
- ۵۰.....۲-۵-۳- مدل سازی ریز مقیاس.....
- ۵۰.....۳-۵-۳- مدل سازی متوسط مقیاس.....
- ۵۰.....۴-۵-۳- مدل سازی درشت مقیاس.....
- ۵۱.....۶-۳- مدل رفتاری میلگرد.....
- ۵۳.....۷-۳- روش حل مسائل غیر خطی.....
- ۵۳.....۱-۷-۳- روش تفاضل محدود مرکزی با رویکرد صریح.....
- ۵۸.....۴- صحت سنجی مدل عددی.....
- ۵۸.....۱-۴- مقدمه.....
- ۵۸.....۲-۴- مدل سازی عددی آزمایش پوش-آف.....
- ۵۸.....۱-۲-۴- مشخصات هندسی و مکانیکی نمونه.....
- ۵۹.....۲-۲-۴- مدلسازی و مش بندی نمونه.....
- ۶۱.....۳-۲-۴- اندرکنش، بارگذاری و شرایط مرزی.....
- ۶۴.....۴-۲-۴- تحلیل حساسیت.....
- ۶۹.....۵-۲-۴- اعتبار سنجی.....
- ۷۷.....۳-۴- جمع بندی.....

۵- مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری.....	۸۰
۵-۱- مقدمه	۸۰
۵-۲- تأثیر مقاومت بتن.....	۸۰
۵-۳- تأثیر درصد میلگرد دوخت.....	۸۱
۵-۴- تأثیر زاویه میلگرد با سطح ترک.....	۸۳
۶- نتیجه گیری و پیشنهادات.....	۸۸
۶-۱- مقدمه	۸۸
۶-۲- نتیجه گیری.....	۸۸
۶-۳- پیشنهادات.....	۹۰

فهرست جداول

- جدول ۱-۲- روابط آیین نامه‌ای محاسبه ظرفیت برش اصطکاک..... ۲۷
- جدول ۲-۲- ضرایب اصطکاک و چسبندگی بر اساس آیین نامه Eurocode 2 [27]..... ۲۹
- جدول ۳-۲- ضرایب اصطکاک و چسبندگی بر اساس آیین نامه CAN/CSA A23.3 [28]..... ۳۰
- جدول ۴-۲- ضریب λ بر اساس آیین نامه CAN/CSA A23.3 [28]..... ۳۰
- جدول ۵-۲- ضرایب اصطکاک پیشنهادی آیین نامه بتن آمریکا [۲۹]..... ۳۱
- جدول ۶-۲- ضرایب اصطکاک پیشنهادی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۶۹]..... ۳۲
- جدول ۱-۴- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی [۵۴]..... ۵۹
- جدول ۲-۴- مقایسه نتایج شبیه‌سازی عددی با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی..... ۷۱
- جدول ۱-۵- مقایسه نتایج تحلیل عددی با آیین نامه آمریکا و اروپا و مبحث ۹ مقررات ملی..... ۸۴

فهرست اشکال

- شکل ۱-۱- موارد کاربرد برش اصطکاک در سازه [۱]..... ۳
- شکل ۱-۲- تأثیر وجود ترک اولیه بر نمونه‌های پوش-آف [۴]..... ۱۰
- شکل ۲-۲- مقایسه رابطه پیشنهادی بریکلند با نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های با ترک اولیه [۴]..... ۱۱
- شکل ۳-۲- مقایسه دیاگرام پوش زیا با نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های بدون ترک اولیه [۴]..... ۱۱
- شکل ۴-۲- نمونه‌های پوش-آف و پول-آف [۶]..... ۱۲
- شکل ۵-۲- تأثیر برش مستقیم بر مقاومت برشی [۶]..... ۱۳
- شکل ۶-۲- مکانیزم انتقال برش در نمونه‌های: الف- بدون ترک اولیه [۶]، ب- با ترک اولیه [۶]..... ۱۴
- شکل ۷-۲- منحنی تنش برشی-لغزش برشی نمونه‌های مورد آزمایش [۱۱]..... ۱۷
- شکل ۸-۲- مقایسه نتایج آزمایشگاهی با رابطه پیشنهادی [۱۱]..... ۱۸
- شکل ۹-۲- مکانیزم‌های موثر در انتقال برش [۱۸]..... ۲۰
- شکل ۱۰-۲- جزئیات نمونه‌های پوش-آف ماتوک و همکاران [۱۹]..... ۲۱
- شکل ۱۱-۲- جزئیات نشیمن‌های مورد آزمایش [۲۰]..... ۲۲
- شکل ۱۲-۲- ارتباط بین تنش برشی و لغزش برشی [۲۱]..... ۲۳
- شکل ۱۳-۲- رابطه اصلی و اصلاح شده تنش برشی-لغزش برشی [۲۲] و [۲۳]..... ۲۶
- شکل ۱۴-۲- حالت تنش المان در صفحه برش [۲۵]..... ۲۷
- شکل ۱-۳- سطح تسلیم در حالت تنش دو محوری در صفحه تنش‌های اصلی [۳۶]..... ۳۷
- شکل ۲-۳- سطح تسلیم در صفحه دویاتوریک متناظر با مقادیر مختلف K_c [۳۶]..... ۳۹
- شکل ۳-۳- قانون جریان غیروابسته. الف- کرنش حجمی تحت فشار دو محوره [۳۹] و ب- شکل تابع پتانسیل [۴۰]..... ۴۰
- شکل ۴-۳- منحنی تنش-کرنش بتن. الف- فشاری. ب- کششی..... ۴۱

- شکل ۳-۵- رفتار چرخه‌ای بتن در مدل پلاستیک-خسارت بتن [۳۶]..... ۴۳
- شکل ۳-۶- مدل فشاری پوپویچ [۴۴]..... ۴۵
- شکل ۳-۷- مدل فشاری هاگنستاد اصلاح شده [۴۶]..... ۴۶
- شکل ۳-۸- تنش‌های چسبندگی ناشی از اتصال مکانیکی بتن و آج آرماتور [۳۰]..... ۴۸
- شکل ۳-۹- تشکیل ترک‌های اصلی و شکافتی [۳۰]..... ۴۹
- شکل ۳-۱۰- تنش‌های موضعی در بتن و آرماتور [۳۰]..... ۴۹
- شکل ۳-۱۱- مدل میلگرد اصلاح شده اچ سو [۵۱]..... ۵۱
- شکل ۳-۱۲- مدل میلگرد پارک و پائولی [۵۲]..... ۵۲
- شکل ۴-۱- الف- نمونه مورد مطالعه. ب- چیدمان میلگردها در نمونه [۵۴]..... ۵۹
- شکل ۴-۲- الف- مش بندی نمونه. ب- محل اعمال شرایط مرزی..... ۶۰
- شکل ۴-۳- الف- شرایط مرزی تکیه‌گاه. ب- بارگذاری نمونه..... ۶۱
- شکل ۴-۴- محل اندازه‌گیری عکس‌العمل تکیه‌گاهی. ب- سطح تماس بتن..... ۶۲
- شکل ۴-۵- الف- نمونه پوش-آف مورد آزمایش. ب- محل قرارگیری LVDT [۵۴]..... ۶۳
- شکل ۴-۶- الف- مجموعه نقاط اندازه‌گیری لغزش. ب- نقطه اندازه‌گیری لغزش..... ۶۳
- شکل ۴-۷- مقایسه نتایج اندازه‌گیری لغزش به ازای یک نقطه و مجموعه نقاط..... ۶۴
- شکل ۴-۸- حساسیت مدل به متغیر زاویه اتساع (درجه)..... ۶۵
- شکل ۴-۹- حساسیت مدل به متغیر سطح تسلیم..... ۶۶
- شکل ۴-۱۰- حساسیت مدل به متغیر خروج از مرکزیت..... ۶۷
- شکل ۴-۱۱- انواع شبکه بندی مورد مطالعه در آزمایش..... ۶۸
- شکل ۴-۱۲- حساسیت مدل به متغیر f_{b0}/f_{c0} ۶۹
- شکل ۴-۱۳- حساسیت مدل به اندازه شبکه به کار رفته..... ۶۹
- شکل ۴-۱۴- نمودار تنش برشی-لغزش برشی نمونه‌های آزمایشگاهی و مدلسازی عددی..... ۷۰

- شکل ۴-۱۵- نمودار تنش برشی-بازشدگی ترک نمونه‌های آزمایشگاهی و مدلسازی عددی..... ۷۰
- شکل ۴-۱۶- مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم..... ۷۲
- شکل ۴-۱۷- تغییر شکل میلگردها در انتهای بارگذاری. الف- نمونه آزمایشگاهی ب- نمونه عددی. ۷۳
- شکل ۴-۱۸- نتایج شبیه سازی کرنش کششی..... ۷۴
- شکل ۴-۱۹- تنش عمود بر سطح ترک در لحظه تسلیم میلگردهای دوخت (N/m^2)..... ۷۵
- شکل ۴-۲۰- میزان آسیب دیدگی سطح تماس..... ۷۶
- شکل ۵-۱- تأثیر مقاومت مشخصه بتن بر مقاومت برش اصطکاک..... ۸۰
- شکل ۵-۲- تأثیر مقاومت مشخصه بتن بر لغزش متناظر با حداکثر تنش برشی..... ۸۱
- شکل ۵-۳- تأثیر درصد آرماتور بر مقاومت برشی..... ۸۲
- شکل ۵-۴- نمودارهای تنش برشی-لغزش برشی تمام نمونه‌ها..... ۸۳
- شکل ۵-۵- تأثیر زاویه میلگرد بر مقاومت برش اصطکاک..... ۸۵

فصل اول

مقدمه

۱- مقدمه

۱-۱- پیشگفتار

در طراحی سازه‌های بتنی، شرایطی بوجود می‌آید که تنش برشی در عرض یک صفحه مشخص منتقل می‌شود. این صفحه مشخص می‌تواند یک صفحه مستعد ترک، درز سرد^۱ یا یک صفحه ترک خورده به دلیل جمع شدگی بتن باشد. زمانی که یک سطح برش تحت نیروی برشی قرار می‌گیرد، نیروی برشی تمایل به ایجاد ترک در امتداد سطح برش دارد. با ایجاد ترک، به علت زبر بودن سطح ترک و حرکت نسبی دو قطعه ترک خورده نسبت به یکدیگر، دو قطعه از یکدیگر جدا شده و فاصله می‌گیرند. در اثر فاصله گرفتن دو قطعه از یکدیگر، میلگردهای دو سمت ترک تحت کشش قرار می‌گیرند. بنابراین میلگردها با ایجاد فشار روی سطح، باعث می‌شوند برش به صورت اصطکاکی منتقل شود. در اثر لغزش دو سطح نسبت به یکدیگر، به میلگردها نیروی برشی نیز وارد می‌شود که عملکرد شاخه‌ای^۲ نامیده می‌شود. به طور کلی برش در موارد زیر به صورت اصطکاکی منتقل می‌شود:

- درزهای اجرائی
- قطعات پیش ساخته^۳
- شانته‌های بتنی^۴
- دستک‌های بتنی^۵
- مقاطع ترک خورده
- سطوحی که به صورت مجزا و با تاخیر زمانی بتن‌ریزی می‌شوند، مانند فصل مشترک تیرهای

پیش ساخته و دال ریخته شده در محل

¹ Cold joint

² Dowel action

³ Precast members

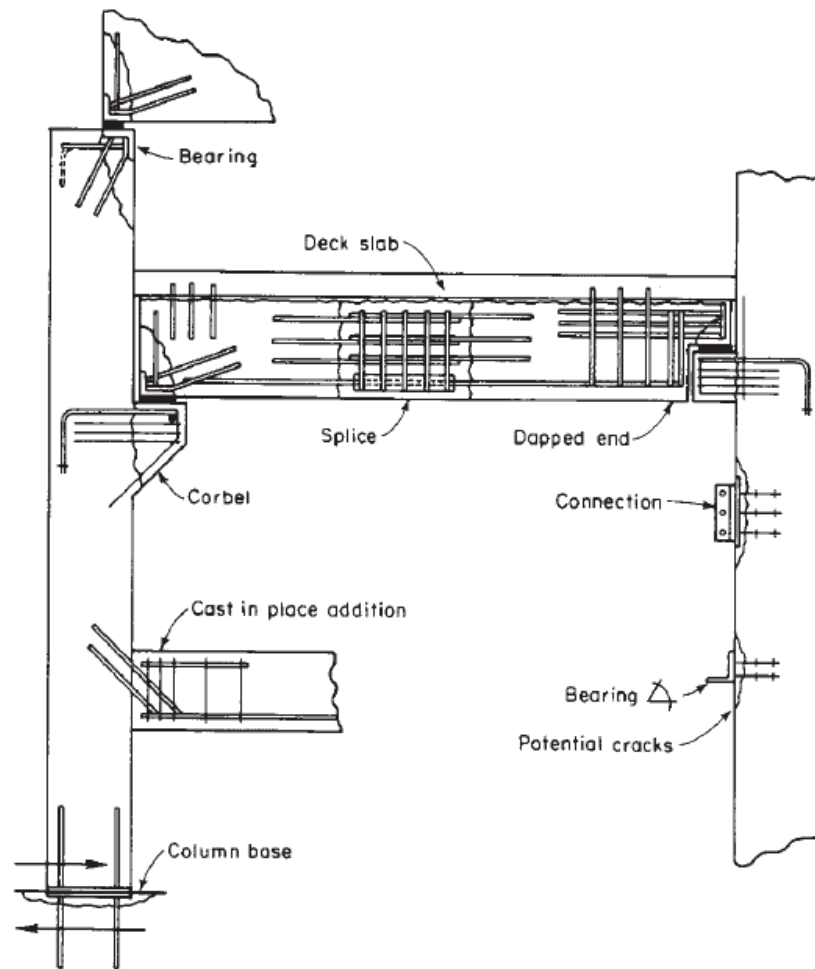
⁴ Dapped end

⁵ Corbel

- اتصالات تیر به ستون و ستون به کف ستون

- محل اتصال دیوار برشی به سقف

در شکل ۱-۱ نمونه‌هایی از کاربردهای برش اصطکاک در سازه نشان داده شده است.



شکل ۱-۱- موارد کاربرد برش اصطکاک در سازه [۱]

۱-۲- ضرورت انجام پژوهش

بسیاری از سازه‌های بتنی به دلیل مشکلاتی از قبیل اجرای نادرست، طراحی نادرست، کیفیت پایین مصالح و عدم رعایت ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، ظرفیت باربری لازم را ندارند. همچنین به دلیل شرایط محیطی از جمله حملات کلریدی و سولفاتی، نفوذ نمک‌ها، یخ‌زدگی و ... به مرور زمان ظرفیت

باربری خود را از دست می‌دهند. به همین دلیل مسئله ترمیم و بهسازی سازه‌های موجود بسیار حائز اهمیت است. یکی از روش‌های ترمیم و تقویت سازه‌های بتن مسلح، جایگزینی بتن فرسوده سطحی با بتن جدید و افزایش ابعاد المان‌های سازه‌ای است. در این موارد در سطح تماس بتن جدید و قدیم، تئوری برش اصطکاک حاکم است.

۱-۳- هدف از انجام پژوهش

هدف از انجام این تحقیق، بررسی ظرفیت برش اصطکاک نمونه‌های پوش-آف^۱ و مطالعه پارامترهای تاثیرگذار از شامل درصد میلگردهای دوخت، مقاومت بتن مصرفی، لغزش دو قطعه بتنی نسبت به یکدیگر و زاویه آرماتور با سطح ترک، با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس می‌باشد.

۱-۴- فصل بندی پایان نامه

در فصل دوم، مطالعات سایر محققین شامل مطالعات آزمایشگاهی، عددی و تحلیلی در رابطه با برش اصطکاک تشریح می‌شود. همچنین روابط آیین نامه‌های مختلف در رابطه با برش اصطکاک بیان می‌گردد.

در فصل سوم، قوانین و معادلات ساختاری حاکم بر تحلیل غیر خطی اعضای بتن مسلح و روش‌های حل معادلات توسط نرم افزار آباکوس مورد بررسی قرار می‌گیرد. سپس مدل‌های رفتاری و روش حل معادلات عددی استفاده شده در این پایان نامه معرفی می‌شود.

در فصل چهارم، صحت نتایج حاصل از شبیه سازی عددی مورد بررسی قرار می‌گیرد. صحت نتایج با مقایسه نمودار تنش برشی - لغزش برشی^۲، تنش برشی - بازشدگی ترک، الگوی ترک خوردگی مقطع و تغییر شکل میلگردها با نتایج آزمایشگاهی و همچنین نسبت انرژی جنبشی به انرژی داخلی سیستم صورت می‌گیرد.

¹ Push-off

² Shear-Slip

در فصل پنجم تأثیر پارامترهای موثر بر برش اصطکاک مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این پایان نامه، تأثیر مقاومت بتن، درصد میلگرد دوخت و زاویه آن با سطح ترک بررسی شده است. در فصل ششم، نتایج بدست آمده از این پایان نامه ارائه شده است. در نهایت با توجه به کاستی‌های موجود در این تحقیق، پیشنهاداتی برای ادامه مطالعات ارائه گردیده است.

فصل دوم

تاریخی مطالعات

۲- تاریخچه مطالعات

۲-۱- مقدمه

در این قسمت از تحقیق به مرور مطالعات انجام گرفته در زمینه برش اصطکاک پرداخته می‌شود. در هر قسمت، روابط و پارامترهای مربوط به هر رابطه و محدودیت‌های آن آورده شده است.

۲-۲- بررسی های آزمایشگاهی

۲-۲-۱- اندرسون^۱

اندرسون [۲] اولین کسی بود که در سال ۱۹۶۰ با استفاده از نمونه‌های پوش-آف به مطالعه برش در اتصالات بتنی پرداخت و رابطه زیر را برای برآورد تنش برشی بین دو بتن معرفی کرد:

$$v_u = v_0 + k * \rho \quad (۱-۲)$$

که در این رابطه:

v_n : حداکثر تنش برشی در سطح بین دو بتن

v_0, k : پارامترهایی هستند که از آزمایش پوش-آف^۲ بدست می‌آیند

ρ : درصد میلگرد عبوری از سطح ترک

این رابطه براساس آزمایش روی بتن‌هایی با مقاومت ۲۱/۶۸ و ۵۱/۷۱ مگاپاسکال بدست آمده است.

بتن با مقاومت ۲۱/۶۸ مگاپاسکال معرف بتن ضعیف و بتن با مقاومت ۵۱/۷۱ مگاپاسکال معرف بتن

قوی است. نتایج آزمایش نشان داد افزایش زبری سطوح تماس باعث افزایش ظرفیت برشی می‌شود.

برای بتن ضعیف و قوی رابطه فوق به ترتیب به صورت زیر درمی‌آید:

¹ Anderson

² Push-off

حداکثر مقاومت برشی در بتن ضعیف بر حسب مگاپاسکال:

$$v_u = 4.41 + 229 * \rho \quad (2-2)$$

حداکثر مقاومت برشی در بتن قوی بر حسب مگاپاسکال:

$$v_u = 5.52 + 276 * \rho \quad (3-2)$$

تنش جاری شدن فولاد مصرفی ۲۷۵ مگاپاسکال بوده است.

۲-۲-۲- هانسون^۱

هانسون [۳] با انجام آزمایش پوش-آف برای سطوح زیر به بررسی برش در سطح تماس شاستیر موجود و دال ریخته شده در محل پرداخت. نتایج نشان داد افزایش زبری سطح تماس باعث افزایش ظرفیت برشی سطح تماس می‌شود. در نهایت رابطه زیر برای برآورد مقاومت برشی ارائه شد:

$$v_u = 3.45 + 121 * \rho \quad (4-2)$$

تنش جاری شدن فولاد مصرفی ۳۴۵ مگاپاسکال بوده است.

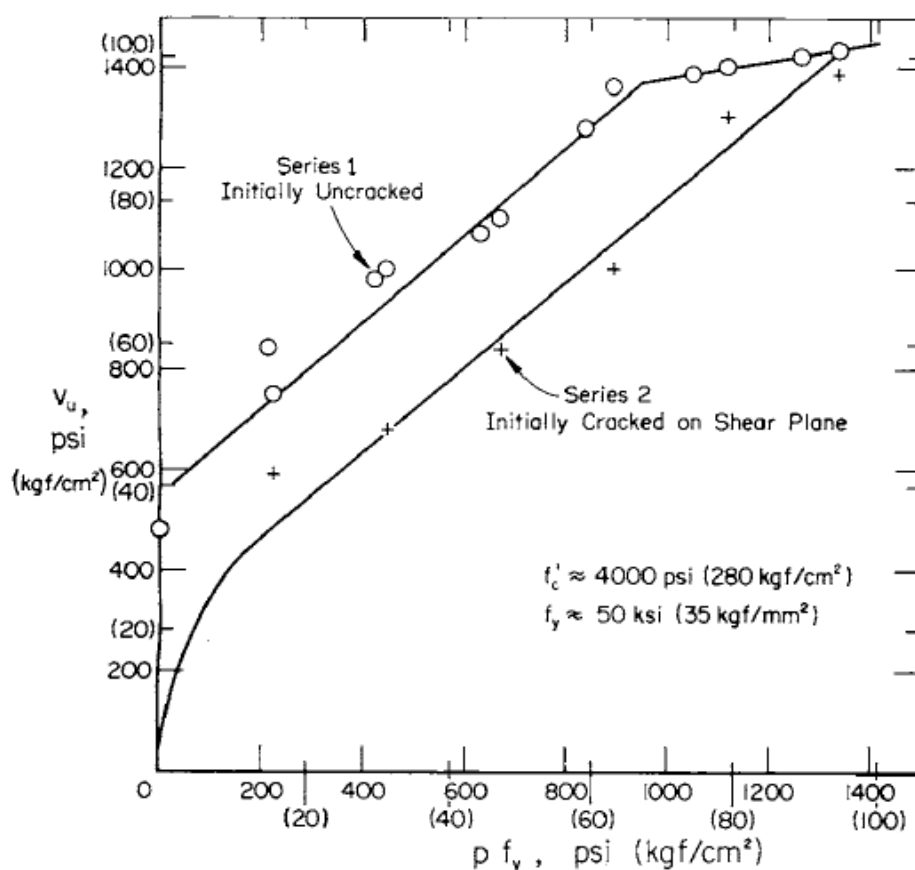
۲-۲-۳- هافبک و همکاران^۲

هافبک و همکاران [۴] در سال ۱۹۶۹ به مطالعه آزمایشگاهی عوامل تأثیر گذار بر برش بین دو سطح بتنی با و بدون ترک اولیه پرداختند. عوامل مورد بررسی شامل تأثیر الف) وجود ترک اولیه، ب) مقاومت و قطر میلگردها در سطح برش، ج) مقاومت بتن و د) عملکرد ریشه‌ای میلگردها بود. نتایج آزمایشات آن‌ها در زیر آمده است:

- وجود ترک اولیه باعث کاهش مقاومت برشی و افزایش لغزش برشی می‌شود (شکل ۱-۲).
- افزایش مقاومت و درصد میلگرد باعث افزایش در مقاومت برشی می‌شود.

¹ Hanson

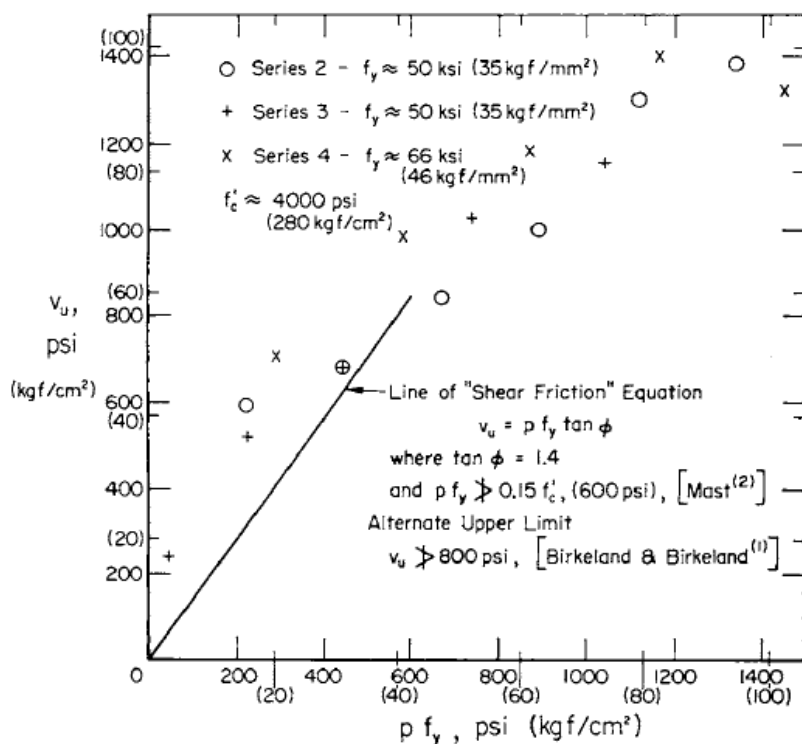
² Hofbeck et al



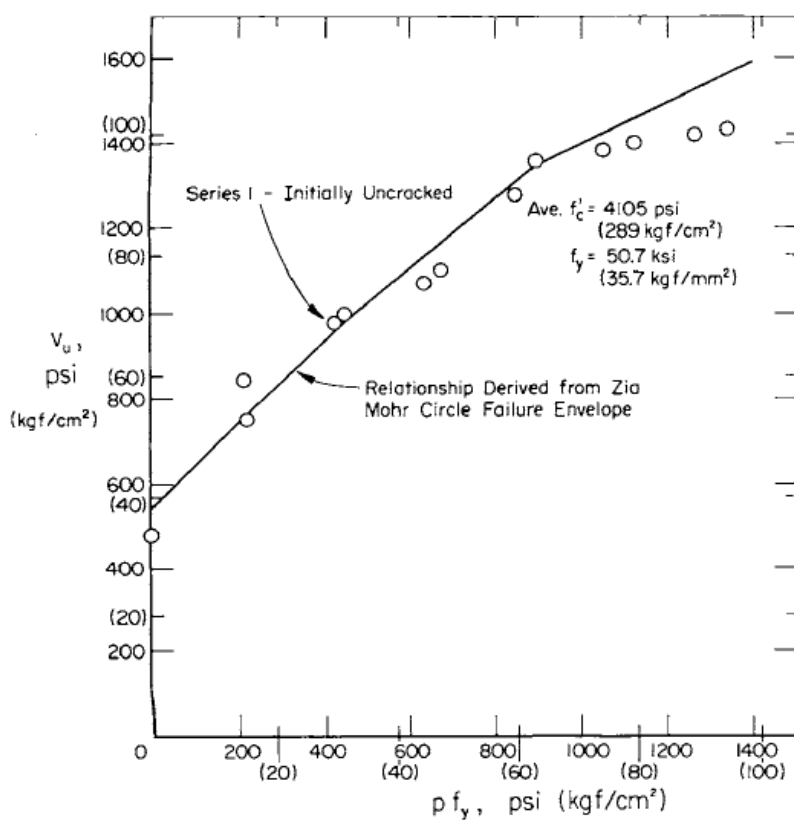
شکل ۲-۱- تأثیر وجود ترک اولیه بر نمونه‌های پوش-آف [۴]

- در نمونه‌های با ترک اولیه تأثیر عملکرد ریشه‌ای میلگردها قابل توجه است. به طوری که وجود میلگرد در سطح برش باعث افزایش ۲۳ تا ۳۴ درصدی مقاومت برشی می‌شود. اما تأثیر عملکرد ریشه‌ای میلگردها در نمونه‌های بدون ترک اولیه، ناچیز و کمتر از ۱۰ درصد است.
- در نمونه‌های با ترک اولیه، استفاده از رابطه پیشنهادی بریکلند و بریکلند^۱ [۵] باعث نتایج محافظه کارانه می‌شود (شکل ۲-۲).
- در نمونه‌های بدون ترک اولیه یا نمونه‌های با ترک اولیه دارای سطح تماس زبر، برای برآورد مقاومت برشی می‌توان از دیاگرام پوش زیا استفاده کرد (شکل ۲-۳).

¹ Birkeland and Birkeland



شکل ۲-۲- مقایسه رابطه پیشنهادی بریکلند با نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های با ترک اولیه [۴]

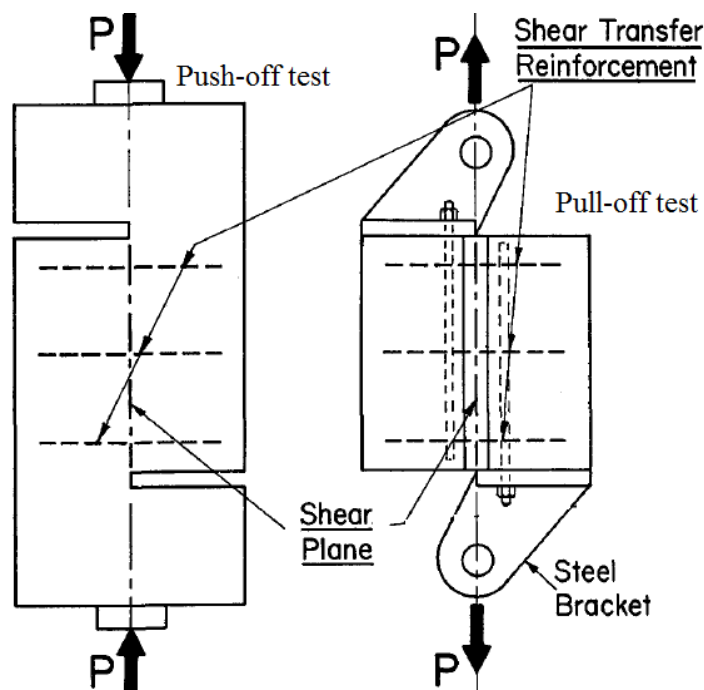


شکل ۲-۳- مقایسه دیاگرام پوش زیا با نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های بدون ترک اولیه [۴]

۲-۲-۴- ماتوک و هاوکینز^۱

ماتوک و هاوکینز [۶] در سال ۱۹۷۲ به مطالعه انتقال برش از سطوح ترک خورده بتنی پرداختند و تأثیر عوامل موثر بر برش اصطکاک را در نظر گرفتند. عوامل موثر شامل مشخصات سطوح تماس، میلگردهای دوخت و مقاومت بتن مصرفی بود. به طور خلاصه نتایج آزمایشات مطالعات آنها عبارت است از:

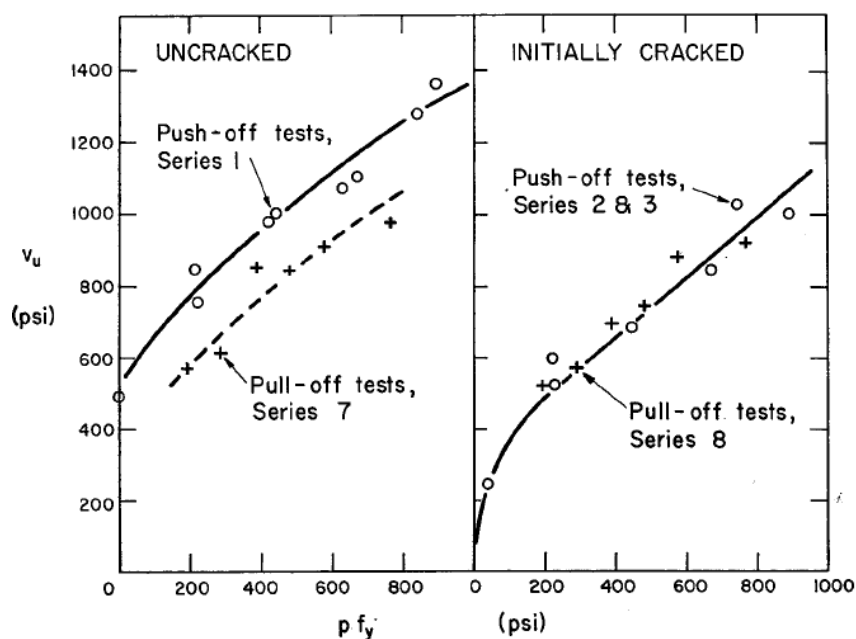
- تنش کششی مستقیم و موازی با سطح برش در آزمایش Pull-Off (شکل ۲-۴) باعث کاهش مقاومت برشی سطوح ترک نخورده می‌شود. این مقایسه نسبت به آزمایش پوش-آف صورت گرفته است. علت این امر کاهش سهم چسبندگی در نمونه‌های Pull-Off عنوان شده است. مقاومت برشی سطوح ترک خورده و ترک نخورده در هر دو آزمایش یکسان گزارش شده است (شکل ۲-۵).



شکل ۲-۴- نمونه‌های پوش-آف و پول-آف [۶]

¹ Mattock and Hawkins

- الزامات آیین نامه ۳۱۸-۷۱ ACI در مورد انتقال برش از سطوح ترک خورده و ترک نخورده بتنی محافظه کارانه است.
- وجود یک ترک قبلی در صفحه برش، باعث کاهش مقاومت برشی و افزایش لغزش برشی می‌شود.

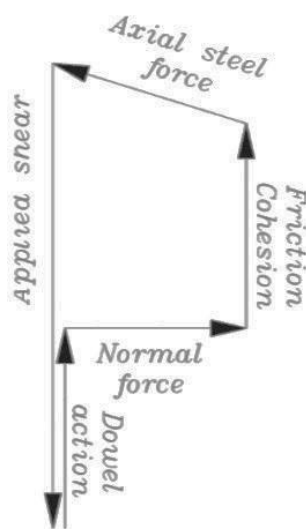


شکل ۵-۲- تأثیر برش مستقیم بر مقاومت برشی [۶]

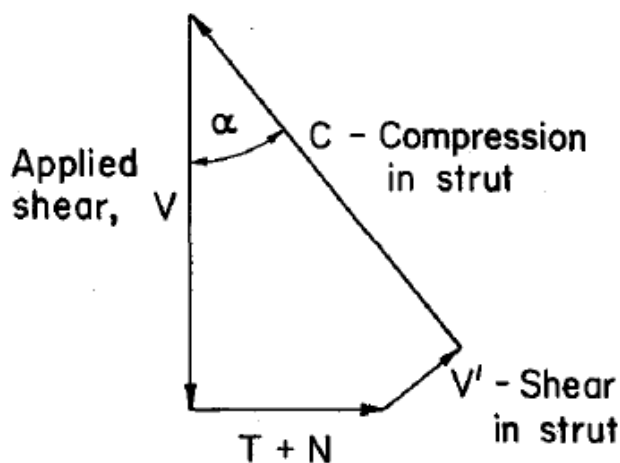
- برش در سطوح ترک خورده بتنی به صورت ترکیبی از اصطکاک، چسبندگی و عملکرد ریشه‌ای منتقل می‌شود. اما برش در سطوح ترک نخورده بتنی به صورت عملکرد خرپایی منتقل می‌شود. در نهایت رابطه‌ای برای پیش‌بینی حداکثر مقاومت برشی ارائه دادند:

$$v_u = 140 + 0.8(\rho f_y + \sigma_{N_x}) \quad (5-2)$$

- در نمونه‌های ترک نخورده دارای میلگرد دوخت، نیروی برشی بوسیله میلگردهای دوخت و مولفه نیروی فشاری خرپای بتنی شکل گرفته بین ترک منتقل می‌شود (شکل ۶-۲).



ب



الف

شکل ۲-۶- مکانیزم انتقال برش در نمونه های: الف- بدون ترک اولیه [۶]، ب- با ترک اولیه [۶]

۲-۲-۵- ماتوک

ماتوک [۷] در سال ۱۹۷۴ تأثیر میلگردهای مورب و موازی با سطح برش را با آزمایش روی ۲۳ نمونه پوش-آف و بررسی تئوریک آنها مورد مطالعه قرار داد. مشاهدات آزمایش نشان داد ترک‌های قطری کششی با زاویه ۲۵-۴۵ درجه نسبت سطح برش و در تنش برشی ۳/۸-۴/۳ مگاپاسکال اتفاق می‌افتد. او با استفاده از روابط تنش-کرنش و تئوری خرابی معادل رابطه زیر را جهت برآورد مقاومت برشی سطوح بدون ترک اولیه ارائه داد.

ظرفیت برشی در نمونه‌های با میلگرد مورب با سطح برش:

$$v_u = 2.76 \sin^2 \theta + \rho f_y (0.8 \sin^2 \theta - 0.5 \sin \theta) \quad \text{MPa} \quad (۶-۲)$$

در نمونه‌های ترک نخورده دارای میلگرد مورب با سطح برش، نیروی برشی بوسیله مولفه نیروی کششی میلگردهای برشی و مولفه نیروی فشاری خرابی بتنی شکل گرفته بین ترک منتقل می‌شود. بررسی نتایج نشان داد ظرفیت برشی سطح تماس به ازای زوایای ۶۸ و ۲۰ درجه، به ترتیب حداقل و حداکثر است.

۲-۲-۶- راندل^۱

راندل [۸] رابطه‌ای ارائه داد که در آن مقاومت برشی ناشی از چسبندگی، اصطکاک و عملکرد ریشه‌ای میلگردهای دوخت است.

$$v_u = \tau_{coh} + \mu\sigma_n + \alpha\rho\sqrt{f_c f_y} \quad (7-2)$$

$$v_u = C \frac{f_{ck}^{\frac{1}{3}}}{\gamma_{coh}} + \mu \left(\rho k \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + \sigma_n \right) + \alpha\rho \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq \beta v \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8-2)$$

اولین عبارت (چسبندگی) حاصل از قفل و بست بین سنگدانه‌های بتن و پیوند شیمیایی شیره بتن است. دومین عبارت (اصطکاک) حاصل از لغزش قطعات بتنی نسبت به یکدیگر است که خود متاثر از زیری سطح و فشار جانبی عمود بر سطح است. سومین عبارت (عملکرد ریشه‌ای) ناشی از مقاومت خمشی میلگردهای دوخت است.

۲-۲-۷- بریکلند و بریکلند^۲

بریکلند و بریکلند [۵] یک رابطه خطی برای تنش برشی طولی در سطح تماس دو بتن ارائه کردند.

$$\vartheta_u = \rho f_y \tan\varphi = \rho f_y \mu \quad (9-2)$$

رابطه فوق رابطه برش اصطکاک است که با انجام آزمایش روی سطوح تماس یکنواخت، سطوح تماس زبر و سطح تماس بتن به فولاد حاصل شده و ضرایب اصطکاک μ به صورت تجربی و بر اساس نتایج آزمایش بدست آمده است. ضریب اصطکاک برای سطح تماس یکنواخت، زبر و سطح تماس فولاد به بتن به ترتیب برابر $1/7$ ، $1/4$ و $1-0/8$ معرفی شد. براساس نظریه فوق از مقاومت کششی بتن صرف می‌شود و تمام نیروی کششی بوسیله میلگردهای دوخت تحمل می‌شود. همچنین تنش‌های برشی بوسیله اصطکاک منتقل می‌شوند و از سهم میلگردها در تحمل برش^۳ صرف نظر می‌شود. محدودیت‌های

¹ Randl

² Birkeland and Birkeland

³ Dowel action

رابطه فوق به صورت زیر است:

$$\rho \leq 1.5\% \quad , \quad \vartheta_u \leq 5.52 \quad , \quad f_c \geq 27.58 \quad (10-2)$$

تنش جاری شدن فولاد مصرفی ۴۱۴ مگاپاسکال بوده است.

۲-۲-۸- متوک و همکاران^۱

متوک و همکاران [۹] در سال ۱۹۷۶ به مطالعه روی بتن های مسلح سبک با ترک اولیه پرداختند و با آزمایش روی ۶۷ نمونه پوش-آف روابط زیر را برای حداکثر تنش برشی قابل حمل ارائه دادند:
برای تمام بتن های ساخته شده از ماسه و سنگدانه سبک

$$\vartheta_u = 1.38 + 0.8 * \rho f_y \leq 0.2 f_c \text{ and } 5.52 \text{ MPa} \quad (11-2)$$

برای تمام بتن های ساخته شده از ماسه سبک

$$\vartheta_u = 1.72 + 0.8 * \rho f_y \vartheta_u \leq 0.2 f_c \text{ and } 6.90 \text{ MPa} \quad (12-2)$$

تنش جاری شدن فولاد مصرفی ۳۴۵ مگاپاسکال بوده است.

۲-۲-۹- علی و وایت^۲

علی و وایت [۱۰] مقدار مقاومت برشی در سطح تماس دو بتن (هم برای بتن پر مقاومت و هم برای بتن معمولی) را به صورت عددی بررسی کرده و تأثیر ۴ پارامتر زبری سطح، مقاومت بتن، میلگردهای برشی و تنش نرمال در سطح تماس را در نظر گرفتند و رابطه زیر را پیشنهاد دادند:

$$\frac{\vartheta_u}{f_c} = 1.47a \sqrt{\frac{\rho f_y + \sigma_n}{f_c}} \leq 1.2b \quad (13-2)$$

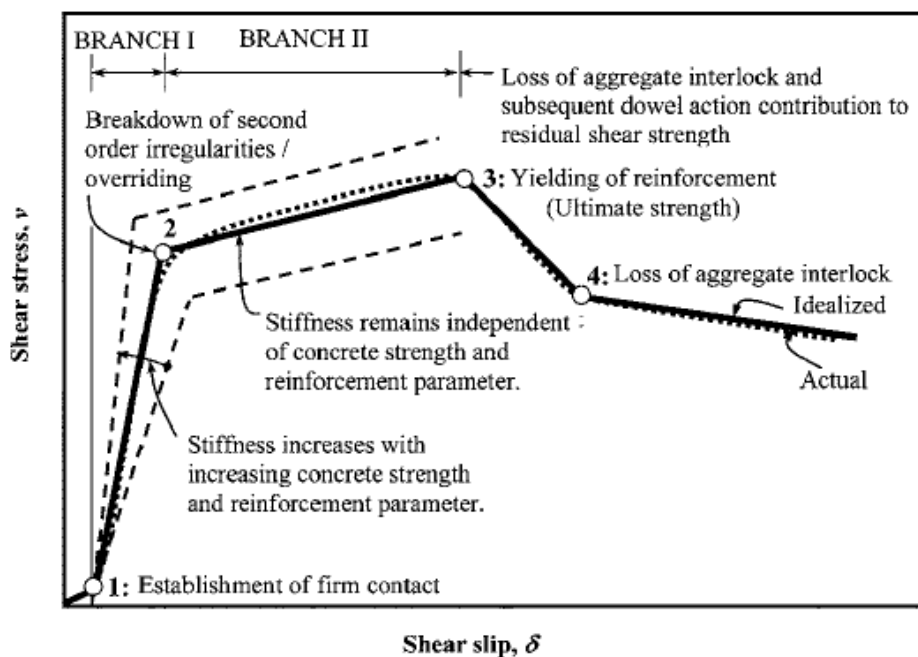
a و b پارمترهایی هستند که بر اساس نتایج آزمایشگاهی بدست می آیند.

¹ Mattock et al

² Ali and White

۲-۲-۱۰- منصور و همکاران^۱

منصور و همکاران [۱۱] به بررسی برش مستقیم در ۱۹ نمونه ترک خورده بتنی با مقاومت بالا، به صورت آزمایشگاهی و تحلیلی پرداختند. نتایج نشان داد رفتار ترک در نمودار تنش برشی-لغزش برشی بوسیله ۴ مرحله مشخص می‌شود. این نمودار در شکل ۷-۲ نشان داده شده است و به صورت زیر تشریح می‌گردد:



شکل ۷-۲- منحنی تنش برشی-لغزش برشی نمونه‌های مورد آزمایش [۱۱]

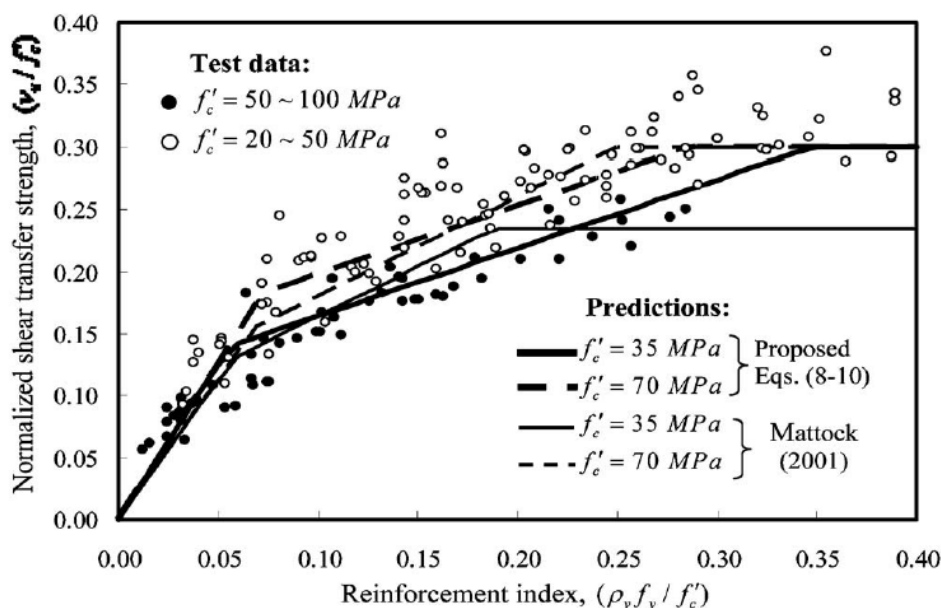
در مرحله ۱ به دلیل وجود ترک اولیه در سطح برش، نمونه دارای سختی ناچیز است. با اعمال نیروی برشی، در نقطه ۱ اولین تماس بین دو قطعه بتنی صورت می‌گیرد. با افزایش نیرو، زبری‌های سطح دچار تغییر شکل می‌شوند و در نهایت در نقطه ۲ زبری‌های سطح ترک خرد می‌شوند. در این مرحله انتقال تنش بوسیله میلگردها و زبری‌های سطح ترک صورت می‌گیرد. از نقطه ۲ به بعد به دلیل از بین رفتن زبری‌های سطح ترک، عملکرد ریشه‌ای میلگردها مهم‌ترین نقش را در انتقال برش دارند.

¹ Mansur et al

$$\frac{v_u}{f_c} = 2.5\rho \frac{f_y}{f_c} \quad \text{for} \quad \frac{\rho v f_y}{f_c} \leq 0.075 \quad (14-2)$$

$$\frac{v_u}{f_c} = \frac{0.56}{f_c^{0.385}} + 0.55\rho \frac{f_y}{f_c} \quad \text{for} \quad 0.075 \leq \frac{\rho v f_y}{f_c} \leq 0.270 \quad (15-2)$$

$$\frac{v_u}{f_c} = 0.3 \quad \text{for} \quad \frac{\rho v f_y}{f_c} \geq 0.270 \quad (16-2)$$



شکل ۸-۲- مقایسه نتایج آزمایشگاهی با رابطه پیشنهادی [۱۱]

به همین دلیل شیب نمودار کاهش می‌یابد. در نهایت در نقطه ۳ میلگردها جاری می‌شوند. از این نقطه به بعد افزایش نیرو باعث تغییر شکل‌های بزرگ در میلگردها، خرد شدگی سطح و از بین رفتن قفل و بست بین دانه‌ای می‌شود. با ادامه بارگذاری در نقطه ۴ قفل و بست بین دانه‌ای به طور کامل از بین می‌رود. پس از نقطه ۴ انتقال تنش بوسیله عملکرد ریشه‌ای میلگردها صورت می‌گیرد. در نهایت یک رابطه ۳ خطی برای برآورد مقاومت برشی در امتداد ترک ارائه شد. رابطه ارائه شده توسط آنها در مقایسه با روابط پیشنهادی آیین‌نامه‌های طراحی، لو و پانتیک [۱۲]، والراون [۱۳]، ماتوک [۹، ۶، ۱۴] و مائو و اچسو [۱۵]، مقاومت برشی سطح ترک را با دقت بیشتری برآورد می‌کند.

۲-۲-۱۱- سانتوس و جولیو^۱

سانتوس و جولیو [۱۶, ۱۷] آزمایشات گسترده ای در مورد مقاومت چسبندگی لایه بتن ریزی شده در زمانهای مختلف انجام دادند. تفاوت در شرایط عمل آوری، عمر متفاوت دو لایه بتنی و روش آماده سازی سطح برای افزایش زبری در نظر گرفته شد. آنها ضرایب چسبندگی و اصطکاک را براساس پارامتر زبری سطح به صورت زیر ارائه دادند:

$$C_d = \frac{1.062 R_{vm}^{0.145}}{\gamma_{coh}} \quad (۱۷-۲)$$

$$\mu_d = \frac{1.366 R_{vm}^{0.041}}{\gamma_{fr}} \quad (۱۸-۲)$$

C_d : ضریب چسبندگی

μ_d : ضریب اصطکاک

R_{vm} : میانگین عمق شیار

γ_{coh} : ضریب اطمینان جزئی ضریب چسبندگی برابر با ۲/۶

γ_{fr} : ضریب اطمینان جزئی ضریب اصطکاک برابر با ۱/۲

علت استفاده از ضرایب اطمینان، نحوه عمل آوری سطح و نیز مشخصات مصالح سطح برش گزارش شده است. در نهایت حداکثر تنش برشی مقاوم بین سطح دو بتن را به صورت زیر پیشنهاد دادند.

حداکثر تنش برشی در صورتی که میلگرد از سطح ترک عبور نکند:

$$\vartheta_u = C_d f_{ctd} \leq 0.25 f_{cd} \quad (۱۹-۲)$$

حداکثر تنش برشی در صورتی که میلگرد از سطح ترک عبور کند:

$$\vartheta_u = \mu_d (\sigma_n + \rho f_y) \leq 0.25 f_{cd} \quad (۲۰-۲)$$

۲-۲-۱۲- زیلچ و رینک^۲

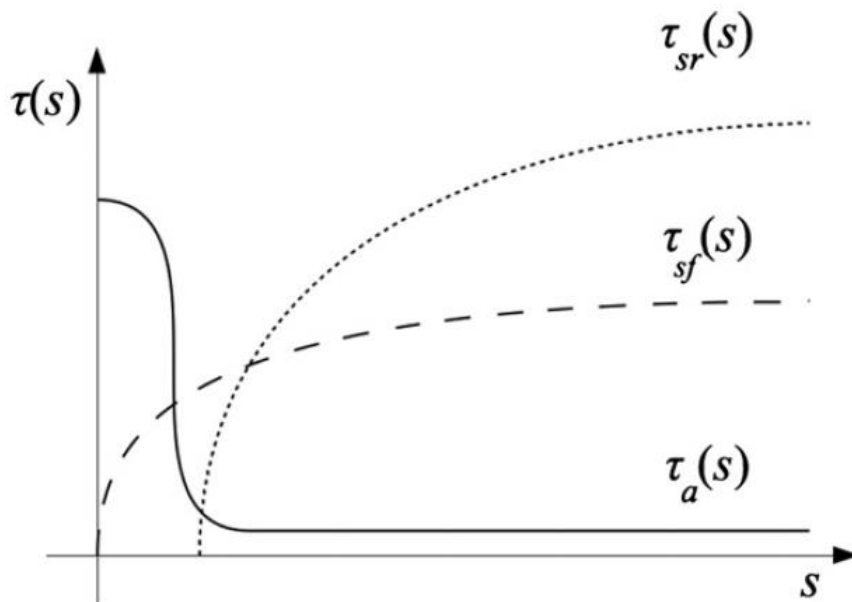
^۱ Santos, Júlio

^۲ Zilch and Reinecke

زیلیچ و رینک [۱۸] در سال ۲۰۰۰ به بررسی درز سرد بین بتن پیش ساخته و بتن ریخته شده در محل به صورت آزمایشگاهی پرداختند. نتایج آزمایشات نشان داد تنش برشی بوسیله ۳ مکانیزم منتقل می شود که به شرح زیر است: الف) چسبندگی ناشی از پیوند شیمیایی بین بتن جدید و قدیم، ب) برش اصطکاک بین بتن جدید و قدیم و پ) عملکرد ریشه‌ای میلگردهای دوخت.

$$\tau(s) = \tau_a(s) + \tau_{sf}(s) + \tau_{sr}(s) \quad (21-2)$$

در رابطه فوق $\tau_a(s)$ ، $\tau_{sf}(s)$ و $\tau_{sr}(s)$ به ترتیب مقاومت ناشی از چسبندگی، اصطکاک و عملکرد ریشه‌ای میلگردها است.



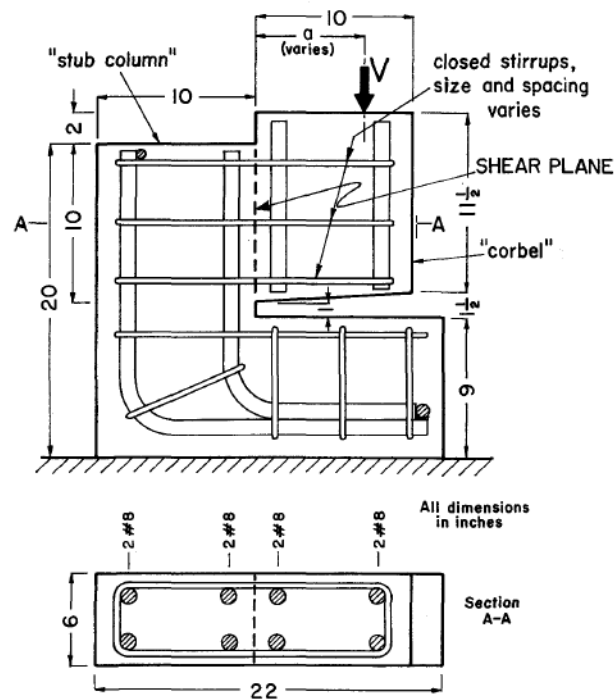
شکل ۲-۹- مکانیزم‌های موثر در انتقال برش [۱۸]

بر طبق مشاهدات آزمایشگاهی، اولین مکانیزم مشارکت کننده در انتقال تنش، مقاومت برشی ناشی از چسبندگی است که به ازای لغزش‌های کم (در حدود ۰/۰۲ تا ۰/۰۵ میلی‌متر) از بین می‌رود. بنابراین مکانیزمی صلب محسوب می‌شود. در صورتی که سطح تماس تحت فشار قرار گیرد یا آنکه میلگرد دوخت از سطح ترک عبور کند، برش به صورت اصطکاکی منتقل می‌شود. با اعمال جابجایی افقی زیاد (در حدود ۴ تا ۶ میلی‌متر)، میلگردها تحت خمش قرار می‌گیرند و در انتقال تنش مشارکت می‌کنند. در شکل ۲-۹ مکانیزم‌های فوق نشان داده شده‌اند.

۲-۲-۱۳- ماتوک و همکاران

ماتوک و همکاران [۱۹] در سال ۱۹۷۵ به بررسی نمونه‌های پوش-آف تحت اثر نیروی برشی و کششی و لنگر خمشی پرداختند (شکل ۲-۱۰). آزمایش روی ۲۷ نمونه پوش آف صورت گرفت. نتایج حاصل از آزمایش‌های آن‌ها به صورت زیر است:

- اعمال نیروی کششی بر سطح تماس باعث کاهش ظرفیت برشی می‌شود.
- در صورتی که لنگر وارد بر سطح تماس کمتر از ظرفیت مقاوم سطح تحت برش باشد، آن‌گاه لنگر وارده تأثیری بر ظرفیت برشی مقطع ندارد.

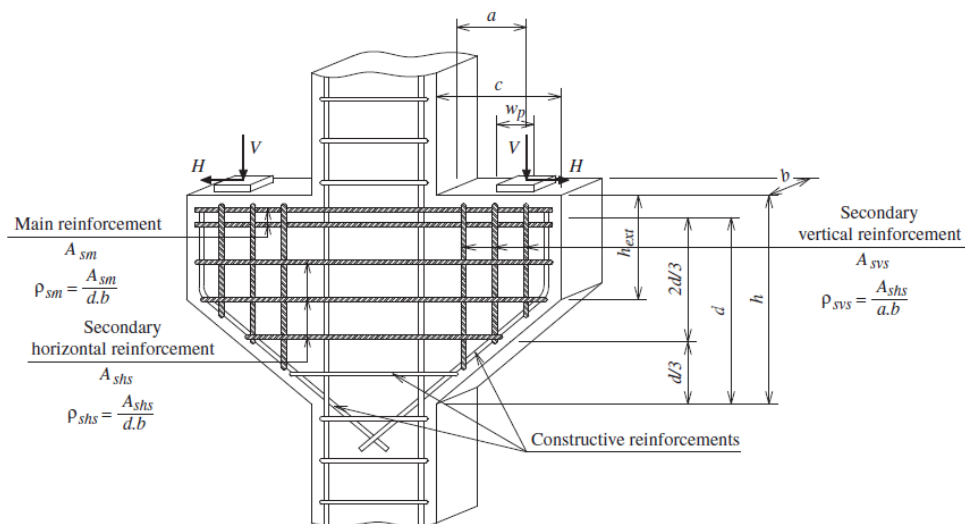


شکل ۲-۱۰- جزئیات نمونه‌های پوش-آف ماتوک و همکاران [۱۹]

۲-۲-۱۴- کانها و همکاران^۱

^۱ R.M.F. Canha et al

کانها و همکاران [۲۰] به مطالعه عددی نشیمن‌های با مقاومت بالا پرداختند و تأثیر نسبت دهانه برشی به عمق مقطع، مقاومت بتن، درصد میلگرد را بررسی کردند (شکل ۲-۱۱). نتایج نشان داد که مقاومت برشی با نسبت دهانه برشی به عمق مقطع رابطه معکوس دارد اما با مقاومت بتن و درصد میلگرد رابطه مستقیم و خطی دارد. همچنین پس از آزمایش مشخص شد که میلگردهای ثانویه افقی باعث افزایش ظرفیت باربری، افزایش شکل‌پذیری و بهبود توزیع ترک‌ها می‌شود ولی میلگردهای عمودی تأثیری در افزایش ظرفیت باربری ندارند و فقط باعث افزایش شکل‌پذیری و بهبود رفتار ترک‌ها می‌شوند. بنابراین استفاده از میلگردهای ثانویه افقی و میلگردهای عمودی در نشیمن‌های با مقاومت بالا الزامی است.



شکل ۲-۱۱- جزئیات نشیمن‌های مورد آزمایش [۲۰]

۲-۲-۱۵- جوچان سو^۱

جوچان سو و همکاران [۲۱] به مطالعه انتقال برش در سطح تماس اعضای بتن مسلح بدون ترک اولیه و تحت بارگذاری شبه استاتیکی^۲، با استفاده از روش اجزاء محدود پرداختند. با توجه به نبود

¹ Juechun Xu

² Quasi-static

الزامات طراحی برای در نظرگیری تأثیر میزان لغزش دو عضو بتنی بر مقاومت برشی، مدلی ارائه دادند تا بتوان تأثیر میزان لغزش بر مقاومت برشی را مورد مطالعه قرار داد. برای مدل سازی انتشار ترک، یک المان جدید بر مبنای فرسایش پیشنهاد دادند تا الگوی ترک خوردگی را شبه سازی کند. سپس با استفاده از مدل سازی ۳۶ نمونه پوش-آف، رابطه‌ای ارائه دادند تا بتوان ظرفیت برشی و ارتباط بین لغزش و مقاومت برشی را برای مقاصد طراحی بدست آورد. در نهایت مطابق شکل ۲-۱۲ برای نمودار تنش برشی-لغزش برشی، در سه فاز ۱، ۲ و ۳ روابط زیر بر حسب مگاپاسکال ارائه گردید:

$$\tau = \tau_{max} \cos\left(\frac{\pi}{2} \frac{\Delta - \Delta_1}{\Delta_1}\right) \quad \text{for } \Delta < \Delta_1 \quad (22-2)$$

$$\tau = \tau_{max} \cos\left(-\frac{\pi}{2} 0.6 \frac{\Delta - \Delta_1}{\Delta_1}\right) + 0.01 \tau_{max} \sin\left(0.125\pi \frac{\Delta - \Delta_1}{\Delta_1}\right) \quad \text{for } \Delta_1 < \Delta < \Delta_2 \quad (23-2)$$

$$\tau = \tau_2 \left(\frac{\Delta}{\Delta_2}\right)^{-0.38} \quad \text{for } \Delta > \Delta_2 \quad (24-2)$$

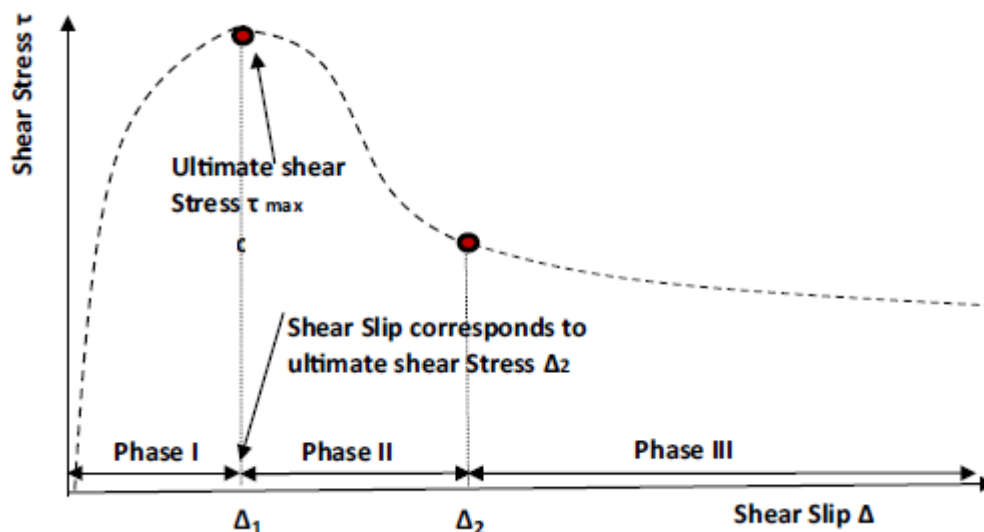
که در روابط فوق:

$$\tau_{max} = (-0.038 f_c^{0.21})(\sigma_n + \rho f_y)^2 + (0.33 f_c^{0.5})(\sigma_n + \rho f_y) + 0.3 f_c^{0.75} \quad (25-2)$$

$$\Delta_1 = (-0.011 f_c' + 1.72) e^{1E-16 f_c' + 0.084(\sigma_n + \rho f_y)} \quad (26-2)$$

$$\Delta_2 = 1.8 \Delta_1 \quad (27-2)$$

$$\tau_2 = \tau_{max} \cos\left(-\frac{\pi}{2} 0.6 \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\Delta_1}\right) + 0.01 \tau_{max} \sin\left(0.125\pi \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\Delta_1}\right) \quad (28-2)$$



شکل ۲-۱۲- ارتباط بین تنش برشی و لغزش برشی [۲۱]

۲-۳- مدل های عددی

۲-۳-۱- مدل اصلی و اصلاح شده هاوکینز

ماتوک و هاوکینز [۶] مدلی برای انتقال برش و بر اساس رابطه بین تنش برشی-لغزش برشی ارائه دادند. مدل ارائه شده توسط آنها مقدار تنش برشی انتقال یافته در اعضای بتن مسلح را بدون در نظرگیری تنش فشاری عمود بر سطح لغزش، در محدوده بارگذاری استاتیکی پیش‌بینی می‌کند. جزئیات مدل اصلی هاوکینز در مرجع [۲۲] قابل مشاهده است. کروتامر و همکاران^۱ [۲۳] مدل ارائه شده توسط هاوکینز را اصلاح کردند و تاثیرات تنش فشاری عمود بر سطح لغزش در محدوده بارگذاری دینامیکی را مورد مطالعه قرار دادند. کروتامر با اعمال ضریب ۱/۴ به مدل هاوکینز، تأثیر تنش فشاری و نرخ بارگذاری را در نظر گرفت. مدل ارائه شده توسط هاوکینز و مدل اصلاح شده کروتامر در شکل ۲-۱۳ نشان داده شده است. شکست برشی در نقطه E، متناظر با حداکثر لغزش برشی اتفاق می‌افتد. وجه تمایز مدل هاوکینز و مدل اصلاح شده کروتامر، ضریب K است که در مدل اصلاح شده اعمال شده است. این ضریب برابر با ۱/۴ و برای در نظرگیری تأثیر بارگذاری دینامیکی و تنش فشاری عمود بر سطح لغزش است. در بند زیر هر قسمت از نمودار تنش برشی-لغزش برشی تشریح می‌گردد:

قسمت OA: رفتار نمونه در این بازه و تا لغزشی برابر با ۰/۰۰۴ اینچ (۰/۱ میلی‌متر) به صورت الاستیک است. در انتهای بازه بتن ترک می‌خورد. در این محدوده مقاومت برشی سطح برش از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\tau_e = 165 + 0.157f'_c \leq \frac{\tau_m}{2} \quad (2-29)$$

که مقادیر فوق بر حسب پوند بر اینچ مربع است.

قسمت AB: در این بازه به دلیل ترک خوردگی بتن، شیب نمودار تا رسیدن به تنش τ_m و لغزش

¹ Krauthammer et al

متناظر با ۰/۰۱۲ اینچ (۰/۳ میلی‌متر) کاهش می‌یابد تا در نهایت در نقطه C میلگردهای دوخت، تسلیم شوند. در این محدوده مقاومت برشی سطح برش از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\tau_e = 8\sqrt{f'_c} + 0.8\rho_w f_y \quad (30-2)$$

قسمت BC: در این بازه به دلیل تسلیم شدن میلگردهای دوخت، مقدار مقاومت برشی مستقل از میزان لغزش سطوح است. در این حالت نقطه C متناظر با لغزش ۰/۰۲۴ اینچ (۰/۶ میلی‌متر) است. قسمت CD: در این بازه اصطکاک نمونه با از بین رفتن زبری‌های سطح ترک کاهش می‌یابد. بدین ترتیب شیب نمودار نیز کاهش می‌یابد. شیب نمودار در این ناحیه از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$K_u = 2000 + 0.75f'_c \quad (31-2)$$

قسمت DE: در این بازه مقدار مقاومت برشی تا رسیدن به لغزش حداکثر Δ_{max} ثابت و برابر τ_L است تا در نهایت در لغزش حداکثر، گسیختگی اتفاق می‌افتد. در این حالت:

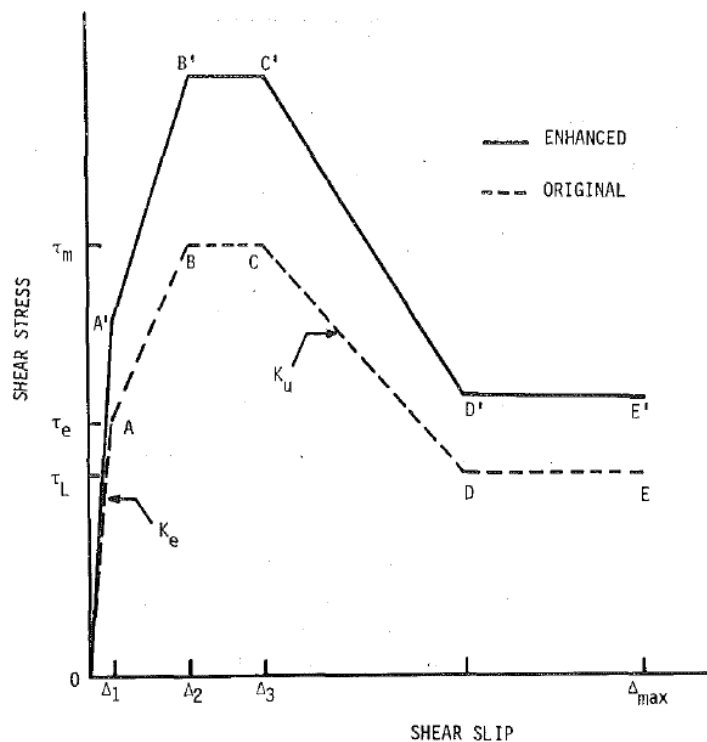
$$\Delta_{max} = 2\left(\frac{e^x - 1}{120}\right) \quad (32-2)$$

$$x = \frac{900}{2.86\sqrt{\frac{f'_c}{d_b}}} \quad (33-2)$$

d_b قطر میلگرد بر حسب اینچ است.

$$\tau_L = \frac{0.85A_{sb}f'_s}{A_c} \quad (34-2)$$

در رابطه فوق A_c ، A_{sb} و f'_s به ترتیب سطح مقطع میلگردهای دوخت، مساحت سطح برش و مقاومت کششی میلگردهای دوخت است.



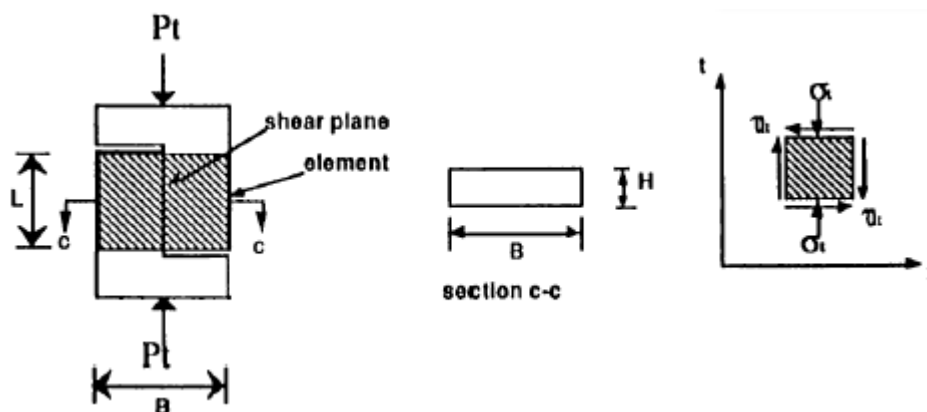
شکل ۲-۱۳- رابطه اصلی و اصلاح شده تنش برشی-لغزش برشی [۲۲] و [۲۳]

۲-۳-۲- مدل اصلاح شده ولی

ولی و بیوکازتوک [۲۴] بر اساس تئوری خرپایی اچسو و همکاران [۲۵]، مدل دیگری برای انتقال برش ارائه دادند. بر اساس تئوری خرپایی، نرم شدگی^۱ بتن در فشار در اثر انتشار و اندرکنش ترک‌ها اتفاق می‌افتد. هدف از ارائه این مدل، پیش بینی مقاومت برشی در مقابل کرنش برشی المان نشان داده شده شکل ۲-۱۴ بود. مدل خرپایی ارائه شده باید شرایط تعادل، سازگاری و قوانین سازگاری مصالح را ارضا کند.

در این مدل، رفتار بتن تا لحظه تشکیل اولین ترک به صورت الاستیک خطی فرض می‌شود. مدل ارائه شده زمانی معتبر است که ترک‌های ناشی از کشش زودتر از خردشدگی بتن در فشار اتفاق بیفتد. برای جزئیات بیشتر در مورد این مدل به مرجع [۲۵] رجوع شود.

^۱ Softening



شکل ۲-۱۴- حالت تنش المان در صفحه برش [۲۵]

۲-۴- روابط آیین نامه ای انتقال برش اصطکاک

در جدول ۲-۱ روابط آیین نامه ای برای محاسبه ظرفیت برش اصطکاک در سازه های بتنی نشان داده شده است.

جدول ۲-۱- روابط آیین نامه ای محاسبه ظرفیت برش اصطکاک

شماره	آیین نامه	رابطه
(۲-۳۵)	CEB-FIP Model Code 1990 [26]	$v_u = cf_{ctd} + \mu(\sigma_n + \rho f_y) \leq 0.25f_{cd}$
(۲-۳۶)	Eurocode 2 [27]	$v_u = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5v f_{cd}$
(۲-۳۷)	CAN/CSA A23.3 [28]	$v_u = \lambda\phi_c (c + \mu(\sigma_n + \rho f_y \sin \alpha)) + \phi_s \rho f_y \cos \alpha$
(۲-۳۸)	ACI 318-08 [29]	$v_u = \rho f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$
(۲-۳۹)	مبحث نهم مقررات ملی ساختمان - ویرایش ۹۲	$v_u = \phi_s \lambda \rho f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$

در روابط فوق:

v_u : مقاومت برشی نهایی در سطح تماس

c : ضریب چسبندگی (یا مقاومت چسبندگی در آیین نامه [28] CAN/CSA A23.3)

f_{ctd} : مقاومت کششی بتن ضعیف‌تر

μ : ضریب اصطکاک

σ_n : تنش فشاری عمود بر سطح تماس ناشی از بارگذاری خارجی

f_y : تنش تسلیم میلگردهای دوخت

f_{cd} : مقاومت مشخصه بتن

α : زاویه بین میلگردهای دوخت و سطح برش

ν : ضریب کاهش مقاومت

λ : ضریبی وابسته به چگالی^۱ بتن

ϕ_c : ضریب کاهش مقاومت بتن برابر ۰/۶۵

ϕ_s : ضریب کاهش مقاومت میلگردهای دوخت برابر ۰/۸۵

بر اساس آیین نامه [26] CEB-FIP Model Code 1990 مقاومت برشی نهایی سطح تماس از حاصل جمع سهم چسبندگی و اصطکاک بدست می‌آید و از سهم عملکرد ریشه‌ای میلگردها صرف نظر شده است. با توجه به شرایط سطح تماس، میزان زبری سطح به دو دسته صاف و زبر تقسیم می‌شود. سطح تماس بتن به فولاد و سطحی که به مقدار کم برس زده شود^۲، در دسته بندی سطوح صاف قرار می‌گیرد. در این حالت ضریب اصطکاک و چسبندگی به ترتیب برابر ۰/۶ و ۰/۲ است. در صورت نمایان بودن سنگدانه در سطح تماس یا استفاده از کلید برشی، سطح در دسته بندی سطوح زبر قرار می‌گیرد و ضریب اصطکاک و چسبندگی به ترتیب برابر ۰/۹ و ۰/۴ است.

آیین نامه [27] Eurocode 2 نیز رابطه‌ای مشابه رابطه آیین نامه CEB-FIP Model Code 1990 [26] برای محاسبه ظرفیت برش اصطکاک ارائه می‌دهد. تفاوت اصلی این دو آیین‌نامه، در نظر گیری زاویه آرماتور با راستای ترک و نوع دسته بندی سطوح در آیین نامه Eurocode 2 است. در جدول ۲-۲

¹ Density

² Light-brushing

مشخصات سطح تماس به همراه ضرایب اصطکاک و چسبندگی نشان داده شده است.

جدول ۲-۲- ضرایب اصطکاک و چسبندگی بر اساس آیین نامه [27] Eurocode 2

نوع سطح	شرایط سطح تماس	μ	c
خیلی صاف ^۱	سطح تماس بتن با فولاد، پلاستیک و چوب	۰/۵	۰/۰۲۵
صاف ^۲	بتنی که در مجاورت بتن سخت شده ریخته می‌شود و سطح تماس آن تمیز و عاری از دوغاب است، اما مضرس نشده است.	۰/۶	۰/۲
زبر ^۳	بتنی که در مجاورت بتن سخت شده ریخته می‌شود و سطح تماس آن تمیز و عاری از دوغاب بوده و مضرس شده است.	۰/۷	۰/۴
مضرس ^۴	بتنی که به وسیله میلگرد به فولاد ساختمانی مهار شده باشد (سطح فولاد ساختمانی باید تمیز و بدون زنگ باشد).	۰/۹	۰/۵

رابطه ارائه شده در آیین نامه [28] CAN/CSA A23.3 نیز مشابه آیین نامه‌های فرانسه و اروپا است.

در جدول ۲-۳ مشخصات سطح تماس به همراه ضرایب اصطکاک و چسبندگی نشان داده شده است.

¹ Very smooth

² Smooth

³ Rough

⁴ Indented

جدول ۲-۳- ضرایب اصطکاک و چسبندگی بر اساس آیین نامه [28] CAN/CSA A23.3

c	μ	شرایط سطح تماس
۰/۲۵	۰/۶	۱ بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای ریخته می‌شود که سطح تماس آن تمیز و عاری از دوغاب است، اما زبر نشده است.
۰/۵	۱	۲ بتنی در مجاورت بتن سخت شده‌ای ریخته می‌شود که سطح تماس آن تمیز و عاری از دوغاب است و شیارهای به عمق حداقل ۵ میلی‌متر در آن ایجاد شده است.
۱	۱/۴	۳ بتنی که به صورت یکپارچه ریخته شده است.
۰	۰/۶	۴ بتنی که به وسیله میلگرد یا برش گیر به فولاد ساختمانی مهار شده باشد (سطح فولاد ساختمانی باید تمیز و بدون زنگ باشد).

در این آیین نامه، ضریب λ برای لحاظ وزن مخصوص بتن است و با توجه به جدول ۲-۴ تعیین می‌شود.

جدول ۲-۴- ضریب λ بر اساس آیین نامه [28] CAN/CSA A23.3

λ	وزن مخصوص بتن
۱	۱ بتن معمولی (بتن با وزن مخصوص 2500 Kg/m^3).
۰/۸۵	۲ بتن نیمه سبک که تمام ریزدانه‌ها از ماسه طبیعی باشد.
۰/۷۵	۳ بتن سبک که ریزدانه‌ها از ماسه طبیعی نباشد.

آیین نامه امریکا نیز رویه‌ای مشابه سایر آیین نامه‌های ذکر شده دارد. با این تفاوت که از اثر چسبندگی صرف نظر کرده و تنها اصطکاک در تحمل تنش‌های برشی نقش دارد. در جدول ۲-۵ مشخصات سطح تماس به همراه ضرایب اصطکاک نشان داده شده است.

جدول ۲-۵- ضرایب اصطکاک پیشنهادی آیین نامه بتن آمریکا [۲۹]

μ	شرایط سطح تماس
$1/4 \lambda^*$	۱ بتنی که به صورت یکپارچه ریخته می‌شود.
$1/0 \lambda$	۲ بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای ریخته می‌شود که سطح تماس برای انتقال برش، تمیز و عاری از دوغاب خشک شده باشد و با ناهمواری تقریباً مساوی با $6/35$ میلی‌متر زبر شود.
$0/6 \lambda$	۳ بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای ریخته می‌شود که سطح تماس آن تمیز و عاری از دوغاب است، اما زبر نشده است.
$0/7 \lambda$	۴ بتنی که به وسیله میلگرد یا برش‌گیر به فولاد ساختمانی مهار شده باشد (سطح فولاد ساختمانی باید تمیز باشد).

* برای بتن سبک، نیمه سبک ماسه‌ای^۱ و معمولی، ضریب λ به ترتیب برابر $0/75$ ، $0/85$ و 1 است.

آیین نامه ایران نیز رویه‌ای مشابه آیین نامه آمریکا دارد. در جدول ۲-۶ مشخصات سطح تماس به همراه ضرایب اصطکاک نشان داده شده است. ضریب λ که جهت اعمال شرایط استفاده از بتن سبک می‌باشد، به شرح زیر تعیین می‌گردد:

الف) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) سبک و سنگدانه‌های درشت (شن) سبک:

$$\lambda = 0/75$$

ب) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) سبک و سنگدانه‌های درشت (شن) معمولی:

$$\lambda = 0/75 \text{ تا } 0/85$$

مقدار دقیق λ با درون‌یابی برحسب درصد حجمی جایگزینی سنگدانه‌های ریز تعیین می‌شود.

پ) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) معمولی و سنگدانه‌های درشت (شن) سبک:

¹ Sand-lightweight

$$\lambda = 0.185 \text{ تا } 1$$

پ) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) معمولی و سنگدانه‌های درشت (شن) معمولی:

$$\lambda = 1$$

ت) در صورت انجام آزمایش مقاومت کششی دو نیمه شدن:

$$\lambda = \frac{f_c}{0.56\sqrt{f_{ct}}} \leq 1 \quad (40-2)$$

که در رابطه فوق f_c و f_{ct} به ترتیب مقاومت فشاری و کششی بتن بر حسب مگاپاسکال است.

جدول ۲-۶- ضرایب اصطکاک پیشنهادی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۶۹]

μ	شرایط سطح تماس
۱/۲۵	۱ بتنی که به صورت یکپارچه ریخته می‌شود.
۰/۹	۲ بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای ریخته می‌شود که سطح تماس برای انتقال برش، تمیز و عاری از دوغاب خشک شده باشد و با ناهمواری تقریباً مساوی با ۵ میلی‌متر زبر شود.
۰/۵	۳ بتنی در مجاورت بتن سخت شده‌ای ریخته می‌شود که سطح تماس آن تمیز و عاری از دوغاب است، اما زبر آن کمتر از ۵ میلی‌متر است.
۰/۶	۴ بتنی که به وسیله میلگرد یا برش‌گیر به فولاد ساختمانی مهار شده باشد (سطح فولاد ساختمانی باید تمیز باشد).

فصل سوم

قوانین ساختاری در تحلیل

غیرخطی سازه‌های بتن مسلح

۳- قوانین ساختاری در تحلیل غیر خطی سازه های بتن مسلح

در اکثر سازه‌ها بتن سازه‌ای جزء اصلی‌ترین مصالح تشکیل دهنده است. بررسی آسیب پذیری و تعیین سطح عملکرد سازه‌ها نیازمند ارزیابی رفتار غیر خطی مصالح به کار رفته است. بنابراین دو راهکار برای بررسی رفتار غیر خطی مصالح وجود دارد: مطالعات آزمایشگاهی و استفاده از برنامه‌های کامپیوتری. پیچیدگی شرایط مرزی و همچنین محدودیت‌های زمانی و هزینه‌های آزمایشگاهی، رغبت به استفاده از شبیه‌سازی عددی را افزایش می‌دهد. لذا استفاده از برنامه‌های کامپیوتری به دلیل عدم محدودیت‌های فوق‌گزینه مناسبی است. اما مطالعه رفتار واقعی سازه‌ها با استفاده از شبیه‌سازی عددی، نیازمند مدلسازی دقیق رفتار غیر خطی مواد است. رفتار غیر خطی اعضای بتن مسلح ناشی از رفتار خمیری میلگردها، ترک خوردگی بتن و اندرکنش بین بتن و میلگرد است. بنابراین در یک شبیه‌سازی عددی، استفاده از معادلات ساختاری که بتواند رفتار واقعی مصالح را پیش‌بینی کند اجتناب‌ناپذیر است [۳۰].

۳-۱- مدل‌های بتن ارائه شده در نرم افزار ABAQUS

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

۱- مدل ترک پخش بتن^۱

۲- مدل ترک ترد^۲

۳- مدل ترکیبی پلاستیک-خسارت بتن^۳

۳-۱-۱- مدل ترک پخش بتن

این مدل بتن را می‌توان برای شبیه‌سازی رفتار بتن تحت بارهای یکنواخت و فشار محصورکنندگی

¹ Concrete Smear Cracking

² Brittle Cracking

³ Concrete Damaged Plasticity

پایین به کار برد (کمتر از یک پنجم حداکثر تنش مقاوم در حالت تک محوره). در این مدل رفتاری ترک خوردگی زمانی اتفاق می‌افتد که تنش موجود به حد صفحه گسیختگی برسد. صفحه گسیختگی با تنش معادل^۱ و تنش انحرافی^۲ رابطه خطی دارد. این مدل رفتاری تنها با روش ضمنی^۳ به کار برده می‌شود. از طرفی با توجه به غیر خطی بودن بتن، مدت زمان تحلیل به روش ضمنی به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. لذا در صورت حل مسئله به روش صریح^۴، این مدل کارایی ندارد.

۳-۱-۲- مدل ترک ترد

این مدل رفتاری برای مدل‌سازی همه نوع المان‌های بتنی بکار برده می‌شود. همچنین از این مدل رفتاری برای مدل‌سازی سنگ‌ها استفاده می‌شود. یکی از مهم‌ترین ضعف‌های این مدل عدم در نظرگیری خسارت فشاری یا همان خردشدگی در مصالح است. به عبارت دیگر در این مدل رفتار فشاری بتن به صورت الاستیک خطی است. کاربرد این مدل برای زمانی است که ترک‌های کششی رفتار غالب بر نمونه است و مصالح در فشار دچار ضعف نمی‌شوند.

۳-۱-۳- مدل ترکیبی پلاستیک-خسارت بتن

در این مدل رفتاری ترک خوردگی در بتن با اصلاح سختی المان‌های بتن صورت می‌گیرد. بنابراین بتن ترک خورده یک ماده پیوسته و همگن است که در آن به جای مدل‌سازی ترک‌ها، آسیب دیدگی هر المان مدل شده است. در این مدل بر خلاف مدل ترک ترد، دو نوع مد خرابی قابل شناسایی است: ایجاد ترک‌های کششی و خرد شدگی بتن در فشار. همچنین این مدل توانایی حل مسایل با هر دو روش ضمنی و صریح را دارد. با نگاهی به مقالات معتبر موجود که برای شبیه‌سازی بتن از نرم افزار اباکوس استفاده کرده‌اند متوجه می‌شویم تقریباً تمامی آن‌ها مدل اخیر را بکار برده‌اند [۳۱-۳۴]. در این پایان

¹ Equivalent pressure stress

² Equivalent deviatoric stress

³ Abaqus Standard

⁴ Explicit

نامه نیز از مدل ترکیبی پلاستیک-خسارت برای شبیه سازی بتن استفاده شده است.

۳-۲- مدل ترکیبی پلاستیک-خسارت بتن

این مدل برای اولین بار توسط لوبلینر و همکاران [۳۵] توسعه یافت. این مدل علاوه بر مدل سازی بتن، توانایی مدلسازی رفتار مصالح شبه ترد از جمله سنگ، ملات و سرامیک‌ها را نیز دارد. رفتار بتن در فشار محصور شدگی کم (کمتر از یک پنجم یا یک چهارم مقاومت مشخصه بتن) به صورت شکننده است. در این حالت خرابی بتن در اثر خرد شدگی در فشار یا ترک خوردگی در کشش اتفاق می‌افتد. در فشار محصورکنندگی بالا، بتن خاصیت شکنندگی خود را از دست می‌دهد. بنابراین مدل پلاستیک-خسارت، برای شبیه سازی رفتار بتن در فشار محصورکنندگی بالا کارایی ندارد [۳۶].

دیگر قابلیت‌های این مدل عبارتند از:

- توانایی مدل سازی بتن ساده و بتن مسلح
- شبیه سازی رفتار بتن تحت بارگذاری یکنواخت، چرخه‌ای و دینامیکی تحت فشار محصور شدگی پایین (فشار محصورشدگی کمتر از یک پنجم مقاومت مشخصه بتن)
- توانایی مدلسازی بتن و سایر مصالح نیمه شکننده در قالب تیر، خرپا و پوسته
- استفاده از ترکیب تئوری پلاستیسیته ایزوتروپیک و خسارت الاستیک ایزوتروپیک برای شبیه

سازی رفتار غیرخطی بتن

- قابلیت استفاده به همراه میلگرد برای شبیه سازی بتن مسلح
- حساس به نرخ کرنش (نرخ بارگذاری)

به طور کلی مدل خسارت خمیری برای شبیه سازی رفتار غیرخطی بتن و وقوع خسارت در آن از

معیارها و قوانین زیر پیروی می‌کند:

۱- معیار تسلیم برای تشخیص شروع تغییر شکل‌های غیرارتجاعی

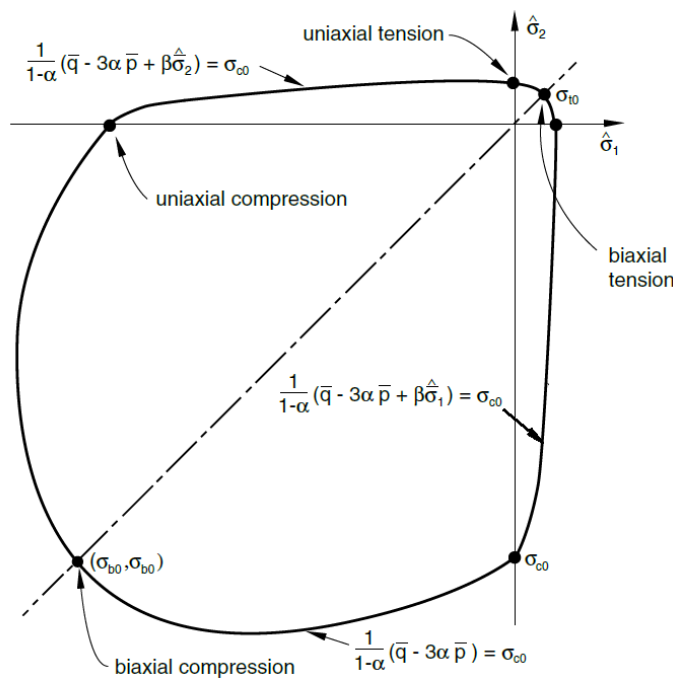
۲- قانون سخت شدگی یا نرم شدگی برای تعیین وضعیت تکمیل سطح تسلیم

۳- قانون جریان برای تعیین نمو کرنش‌های خمیری

۴- معیار خسارت برای برآورد میزان آسیب دیدگی نمونه

۳-۲-۱- سطح تسلیم

در مدل پلاستیک-خسارت بتن از سطح تسلیم بارسلونا که توسط لوبلینر و همکاران [۳۵] ارائه گردید، استفاده شده است. سطح تسلیم بارسلونا بر حسب تنش‌های موثر $\bar{\sigma}$ (مقدار تنشی که توسط قسمت‌های سالم ماده تحمل می‌شود) مطابق شکل ۳-۱ و توسط رابطه (۳-۱) تعریف می‌شود.



شکل ۳-۱- سطح تسلیم در حالت تنش دو محوری در صفحه تنش‌های اصلی [۳۶]

مدل خسارت پلاستیک بتن، تعمیم یافته معیار شکست دارکر-پراگر است. این معیار دارای سطح شکست مخروطی شکل می‌باشد که یکی از تئوری‌های قوی در مدل‌سازی شکست در قطعات بتن آرمه است [۳۷]. در مدل خسارت پلاستیک تابع تسلیم به صورت زیر است:

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

متغیرهای تابع تسلیم فوق به صورت زیر هستند:

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \bar{\sigma} : I \quad (2-3)$$

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

$$\bar{S} = \bar{p}I + \bar{\sigma} \quad (4-3)$$

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}; 0 \leq \alpha \leq 0.5, \quad (5-3)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (6-3)$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c - 1} \quad (7-3)$$

که در روابط فوق:

\bar{p} : تانسور تنش هیدرواستاتیک موثر

\bar{q} : تانسور تنش موثر Mises معادل

\bar{S} : تانسور تنش انحرافی

$\hat{\sigma}_{\max}$: حداکثر تنش موثر اصلی

σ_{b0}/σ_{c0} : نسبت مقاومت فشاری دو محوره به تک محوره بتن. مقدار پیش فرض این متغیر برابر

۱/۱۶ است.

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

تسلیم

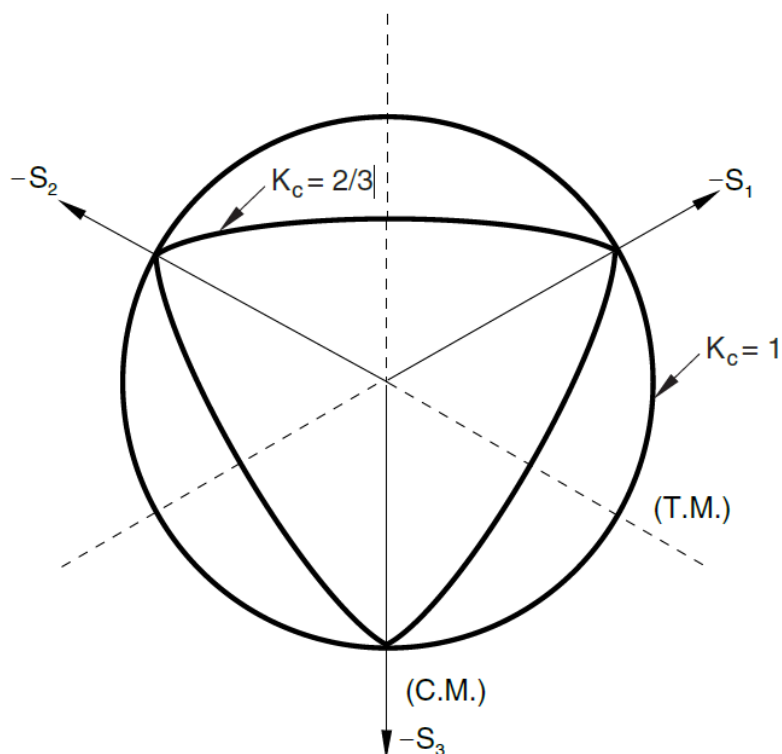
$\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$: تنش پیوستگی کششی موثر

$\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$: تنش پیوستگی فشاری موثر

در شکل ۲-۳ سطح تسلیم در صفحه دویاتوریک^۱ نشان داده شده است. شکل این صفحه با ضریب

^۱ deviatoric

K_c مشخص می‌شود. مقدار این ضریب در بازه ۰/۵ تا ۱ متغیر است. در صورتی که K_c برابر با ۱ باشد، معیار دارکر-پراگر حاصل می‌شود. در این حالت سطح تسلیم به صورت دایره است. در مدل خسارت پلاستیک بتن، مقدار پیشفرض ضریب برابر ۰/۶۶۷ است که بر اساس آزمایش‌های فشاری سه محوره و تحلیل‌های عددی پیشنهاد شده است.



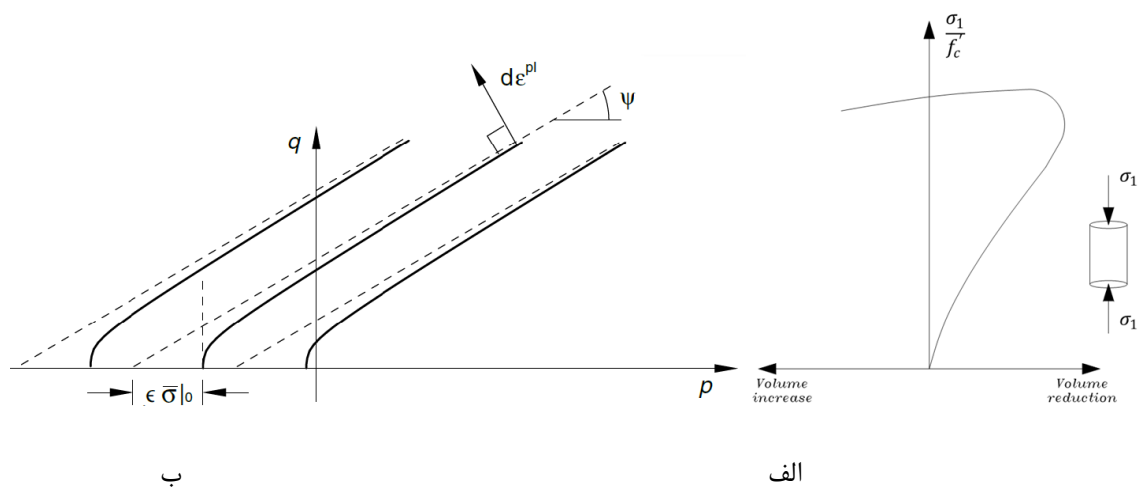
شکل ۳-۲- سطح تسلیم در صفحه دوباتوریک متناظر با مقادیر مختلف K_c [۳۶]

۳-۲-۲- قانون سخت شدگی

قسمت سخت شدگی منحنی تنش-کرنش، نشان دهنده توالی پیوسته رویدادهای تسلیم است. به هر رویداد تسلیم یک سطح تسلیم اختصاص داده می‌شود. با رسیدن ماده به اولین تسلیم، قانون سخت شدگی موقعیت سطح تسلیم بعدی را مشخص می‌کند [۳۸]. متغیرهای سخت شدگی در مدل خسارت-پلاستیک، کرنش خمیری در کشش $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ و در فشار $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ است که وضعیت تکامل سطح تسلیم را مشخص می‌کند.

۳-۲-۳- قانون جریان

قانون جریان، مقادیر نسبی مولفه‌های تانسور نمو کرنش خمیری $d\varepsilon^{pl}$ را مشخص می‌کند. بتن در هنگام بارگذاری تا حدود ۷۵ تا ۹۰ درصد مقاومت فشاری، به تدریج دچار کاهش حجم می‌شود. اما به دلیل قفل و بست بین دانه‌ای بتن، بارگذاری بیشتر از مقادیر فوق باعث افزایش حجم بتن می‌شود. بدین منظور و برای در نظرگیری اتساع در بتن، تابع پتانسیل خمیری^۱ به کار گرفته می‌شود.



شکل ۳-۳- قانون جریان غیروابسته. الف- کرنش حجمی تحت فشار دو محوره [۳۹] و ب- شکل تابع پتانسیل [۴۰]

تابع پتانسیل خمیری با استفاده از قانون جریان غیر وابسته^۲ مطابق رابطه (۸-۳) فرمول بندی می‌شود.

$$d\varepsilon^{pl} = d\lambda \frac{\partial(\bar{\sigma}, \psi)}{\partial \bar{\sigma}} \quad (۸-۳)$$

در مدل پلاستیک خسارت بتن از هذلولی تعمیم یافته دراکر-پراگر به عنوان تابع پتانسیل خمیری

G استفاده شده است. تابع پتانسیل خمیری G به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$G(\bar{\sigma}, \psi) = \sqrt{(\varepsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (۹-۳)$$

در رابطه اخیر، ψ و ε به ترتیب زاویه اتساع و خروج از مرکزیت معیار جریان پتانسیل هستند. در

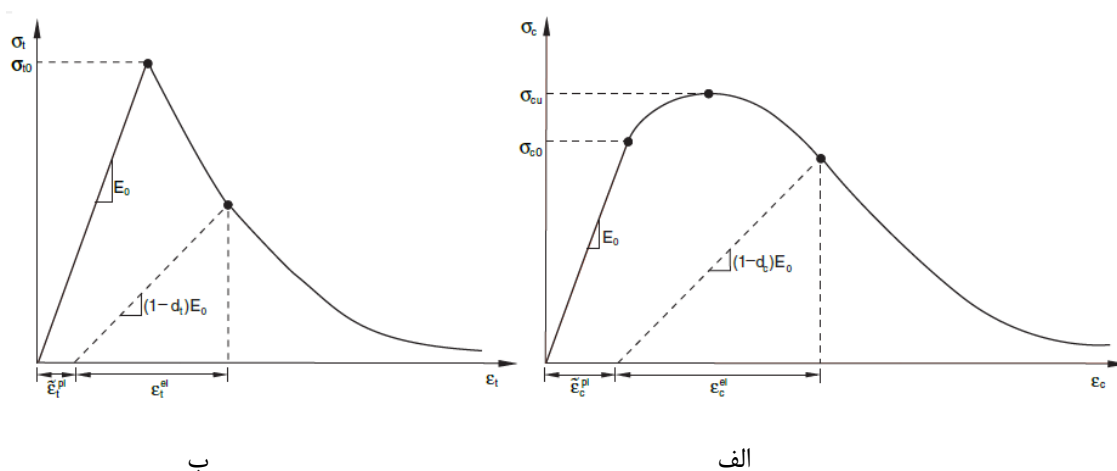
شکل ۳-۳ کرنش حجمی و شکل تابع پتانسیل نشان داده شده است.

¹ Plastic potential function

² Non-associated flow rule

۴-۲-۳ رفتار بتن در فشار و کشش تک محوره

رفتار بتن تحت بارگذاری کششی تک محوره، تا قبل از رسیدن تنش‌ها به مقاومت کششی بتن، به صورت ارتجاعی خطی در نظر گرفته می‌شود. مقاومت کششی بتن همان حد ترک خوردگی است که متناظر با شکل گیری ترک‌های پیش رونده^۱ است. برای در نظرگیری رفتار بتن پس از ترک خوردگی از منحنی نرم شدگی کرنشی^۲ استفاده می‌شود.



شکل ۴-۳- منحنی تنش-کرنش بتن. الف- فشاری. ب- کششی

رفتار بتن در فشار تک محوره تا قبل از رسیدن تنش بتن به حدود ۳۰ درصد مقاومت فشاری، به صورت ارتجاعی خطی در نظر گرفته می‌شود. با اعمال تنش‌های بیشتر از ۳۰ درصد مقاومت فشاری، ریزترک‌ها در بتن گسترش می‌یابند. در مدل خسارت پلاستیک، آسیب دیدگی نمونه با اصلاح سختی سکانتی نمونه صورت می‌گیرد. برای لحاظ اثرات ترک خوردگی ناشی از تنش‌های کششی (وقوع خسارت کششی) و اثرات ناشی از خرد شدگی فشاری (وقوع خسارت فشاری) به ترتیب از پارامتر d_t و d_c استفاده می‌شود. نمودار تنش کرنش با لحاظ اثر خسارت در شکل ۴-۳ نشان داده شده است. رابطه ساختاری پارامتر خسارت کششی و فشاری به ترتیب به صورت زیر است:

¹ Progressive micro cracks

² Strain softening

$$\sigma_t = (1-d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (10-3)$$

$$\sigma_c = (1-d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (11-3)$$

شاخص‌های خسارت فشاری و کششی مشخص کننده کاهش تماس ذرات و از بین رفتن پیوندهای ریز ساختاری است. بدین صورت که پس از ترک خوردگی بتن در کشش یا خرد شدگی بتن در فشار، در هر وضعیت از نمودار تنش - کرنش، مقدار مشخصی از آسیب دیدگی برای بتن در نظر گرفته می‌شود. در این تحقیق برای در نظرگیری مقادیر خسارت فشاری و کششی، از فرض اوناته^۱ و همکاران استفاده شده است [۴۱]. بر اساس فرضیات اوناته، شاخص خسارت کششی و فشاری تک محوری، قبل از رسیدن تنش ماده به مقاومت کششی و فشاری، دارای مقدار صفر است. با ورود به ناحیه نرم شدگی کرنشی (گسترش ترک‌های کششی یا خرد شدگی بتن) مقدار شاخص خسارت کششی و فشاری به ترتیب از روابط زیر بدست می‌آید:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad (12-3)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad (13-3)$$

۳-۲-۵- رفتار چرخه‌ای تک محوره بتن

در بارگذاری چرخه‌ای، با تغییر بارگذاری از کشش به فشار، ترک‌های کششی بسته می‌شوند. در این حالت، وضعیت پیچیده‌ای از ترک خوردگی و آسیب نمونه بتنی اتفاق می‌افتد. در این حالت سختی ماده بر حسب سختی اولیه اصلاح شده و به صورت زیر بیان می‌شود:

در رابطه فوق، متغیر d ، میزان خسارت ماده در اثر بارگذاری چرخه‌ای است. این متغیر تابعی از خسارت کششی یا فشاری است که بر اساس تنش تک محوره σ_{11} و توابع بازیابی سختی ماده S به صورت زیر بیان می‌شود:

$$1-d = (1-s_t d_c)(1-s_c d_t) \quad (14-3)$$

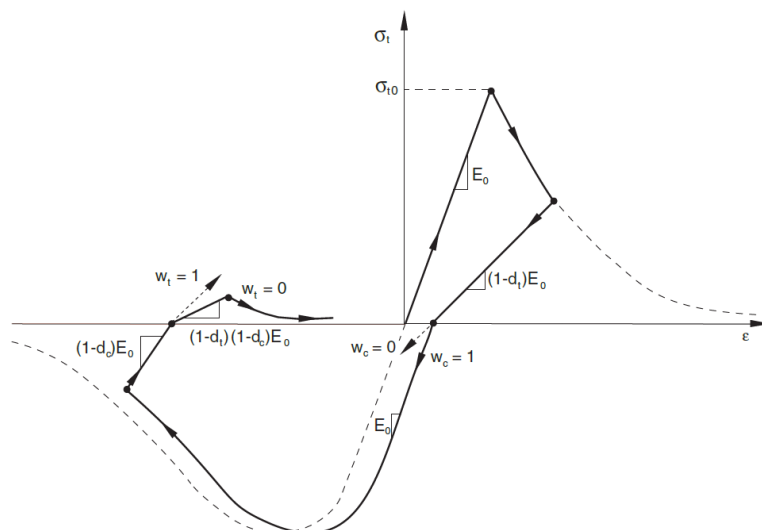
$$S_t = 1 - w_t r^*(\sigma_{11}) \quad (15-3)$$

¹ Onate

$$S_c = 1 - w_c(1 - r^*(\sigma_{11})) \quad (16-3)$$

$$r^*(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{if } \sigma_{11} < 0 \end{cases} \quad (17-3)$$

$$E = (1 - d)E_0 \quad (18-3)$$



شکل ۳-۵- رفتار چرخه‌ای بتن در مدل پلاستیک-خسارت بتن [۳۶]

در بارگذاری چرخه‌ای به سبب تغییر در جهت بارگذاری، عوامل وزنی w_t و w_c برای کنترل بازیابی سختی استفاده می‌شوند. با تغییر وضعیت از کشش به فشار، ترک‌های کششی بسته خواهند شد. در این حالت درصدی از سختی اولیه که وابسته به مقدار w_c است، بازیابی می‌شود. از طرف دیگر میزان آسیب فشاری بر مقاومت کششی تأثیر گذار است. چون آسیب فشاری عمدتاً بوسیله اتساع رخ می‌دهد. اتساع نیز باعث کاهش ظرفیت فشاری و کششی می‌شود. رفتار چرخه‌ای بتن در مدل خسارت-پلاستیک در شکل ۳-۵ نشان داده شده است.

۳-۲-۶- الگوی ترک خوردگی

در مدل خسارت پلاستیک همسانگرد، آسیب دیدگی نمونه در همه جهات به صورت یکسان منظور

می‌گردد. بنابراین در محاسبات پردازشگر^۱، جهت ترک تعیین نمی‌شود. راه حل جایگزین برای تشخیص راستای ترک خوردگی، استفاده از راستای عمود بر راستای بزرگترین کرنش اصلی است [۳۶]. با توجه به آنکه در قسمت پس پردازنده نرم‌افزار^۲، راستاهای تنش و کرنش قابل مشاهده است، به سهولت راستای ترک خوردگی نیز قابل مشاهده است.

۳-۳- منحنی رفتاری بتن در فشار تک محوره

رفتار بتن تحت اثر فشار تک محوره به سه ناحیه تقسیم می‌شود: ناحیه الاستیک خطی، ناحیه سخت شدگی کرنشی و ناحیه نرم شدگی کرنشی. به طور کلی رفتار بتن تا حدود ۳۰ درصد مقاومت مشخصه خود به صورت الاستیک خطی است. سپس وارد ناحیه غیر خطی سخت شدگی کرنشی می‌شود. در این ناحیه، به ازای تنش‌های فشاری در حدود ۳۰ تا ۷۰ درصد مقاومت مشخصه بتن، اتصال بین ملات و سنگدانه از بین می‌رود و به تدریج ریز ترک‌ها بوجود می‌آیند. طی این فرآیند، ترک در داخل ملات سیمان گسترش می‌یابد. در حالت حد نهایی، به ازای تنش‌های در حد مقاومت مشخصه بتن، ریز ترک‌ها به یکدیگر متصل شده و در نهایت گسیختگی در بتن اتفاق می‌افتد [۴۲، ۴۳]. مدل‌های مختلفی برای رفتار تک محوری فشاری بتن بر حسب مقاومت مشخصه و کرنش متناظر با آن ارائه شده است.

۳-۳-۱- منحنی پایه پوپویچ

در شکل ۳-۶ منحنی پایه پوپویچ^۳ نشان داده شده است [۴۴]. معادله رفتاری این مدل به صورت

زیر است:

$$f_{ct} = -\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_p} f_p \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_p}\right)^n} \quad \text{for } \varepsilon_{ci} < 0 \quad (19-3)$$

¹ Processor

² Post-processor

³ Popovics

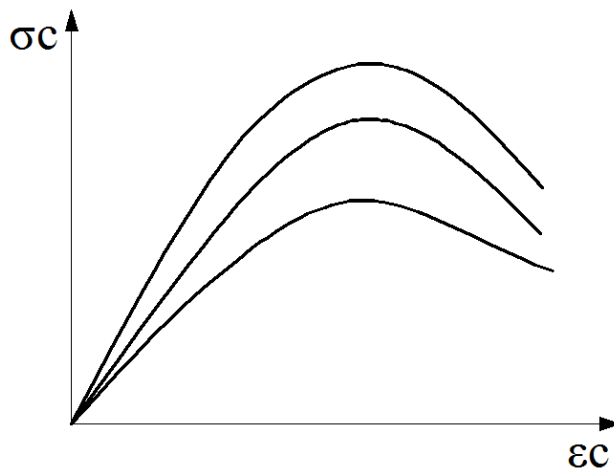
در رابطه فوق، n متغیر مدل^۱ است که از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$n = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (20-3)$$

$$E_{sec} = \frac{f_p}{\varepsilon_p} \quad (21-3)$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad (22-3)$$

E_c و E_{sec} به ترتیب سختی اولیه و سختی سکانتی متناظر با مقاومت مشخصه بتن است.



شکل ۳-۶- مدل فشاری پوپویچ [۴۴]

۳-۳-۲- مدل اصلاح شده هاگنستاد^۲

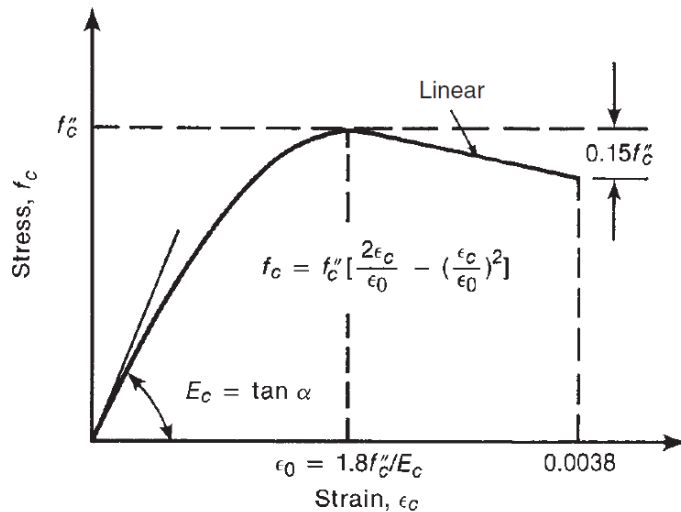
این مدل رفتاری برای بتن‌های تا مقاومتی در حدود ۴۰ مگاپاسکال بکار می‌رود. در شکل ۳-۷ مدل ارائه شده توسط هاگنستاد نشان داده شده است. معادله رفتاری شامل سهمی درجه ۲ و یک خط نزولی تا کرنش ۰/۰۰۳۸ می‌باشد [۴۵]. متغیرهای رابطه هاگنستاد به صورت زیر است:

$$\varepsilon_0 = 1.8 \frac{f_c''}{E_c} \quad (23-3)$$

$$f_c'' = 0.9 f'_c \quad (24-3)$$

¹ Curve fitting parameter

² Hognestad



شکل ۳-۷- مدل فشاری هاگنستاد اصلاح شده [۴۶]

۳-۳-۳- مدل فشاری تورنفیلد^۱

این مدل برای بتن‌هایی در بازه ۱۵ تا ۱۲۵ مگاپاسکال به کار برده می‌شود [۴۷]. در این تحقیق برای معرفی رفتار فشاری بتن به نرم افزار از مدل تورنفیلد استفاده شده است. در این مدل رفتاری، ارتباط بین مقاومت مشخصه و کرنش متناظر با آن به صورت زیر است:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{n(\varepsilon_c / \varepsilon_0)}{n-1 + (\varepsilon_c / \varepsilon_0)^{nk}} \quad (psi) \quad (25-3)$$

که در رابطه فوق:

f'_c : مقاومت مشخصه بتن

ε_0 : کرنش معادل با مقاومت مشخصه که از رابطه (۲۶-۳) بدست می‌آید.

n : ضریبی برای کنترل انحنای منحنی تنش-کرنش بر حسب psi که از رابطه (۲۷-۳) بدست می‌آید.

E_c : مدول مماسی بر حسب psi

k : ضریبی برای کنترل شیب شاخه صعودی و نزولی منحنی تنش-کرنش بر حسب psi که از روابط

(۲۸-۳) و (۲۹-۳) بدست می‌آید.

^۱ Thorenfeldt

$$\varepsilon_0 = \frac{f'_c}{E_c} \left(\frac{n}{n-1} \right) \quad (26-3)$$

$$n = 0.8 + \frac{f'_c}{2500} \quad (27-3)$$

$$k = 1 \quad \text{for} \quad \varepsilon_c / \varepsilon_0 \leq 1 \quad (28-3)$$

$$k = 0.67 + \frac{f'_c}{9000} \geq 1.0 \quad (\text{psi}) \quad \text{for} \quad \varepsilon_c / \varepsilon_0 \geq 1 \quad (29-3)$$

۳-۴- منحنی رفتاری بتن در کشش تک محوره

بر خلاف آزمایشات مقاومت فشاری که با روشی استاندارد بدست می‌آید، مقاومت کششی بتن از روش‌های غیر مستقیم بدست می‌آید. دو مشکل اصلی در آزمایش کشش مستقیم وجود دارد: اول اینکه حذف خروج از مرکزیت بار اعمالی به سادگی امکان پذیر نمی‌باشد و دومین مساله، جلوگیری از شکست نمونه در محل اعمال بار است. چون در ناحیه نزدیک به محل اعمال بار، وضعیت تنش تک محوری وجود ندارد [۴۸]. از طرفی به دلیل پدیده انقباض^۱ و تأثیر اندازه سنگدانه^۲، مقاومت کششی بدست آمده از آزمایش کشش مستقیم را نمی‌توان به عنوان مقاومت کششی در سازه در نظر گرفت [۴۹]. آیین نامه‌های طراحی مقاومت کششی بتن را به صورت تابعی از مقاومت فشاری آن ارائه داده‌اند:

- رابطه آیین نامه ژاپن

$$f_t = 0.2(f'_c)^{\frac{2}{3}} \quad MPa \quad (30-3)$$

- رابطه آیین نامه آمریکا

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad MPa \quad (31-3)$$

با توجه به آنکه در این آزمایش مقاومت کششی بتن ضعیف، مقدار ۳/۱۶ مگاپاسکال بدست آمده

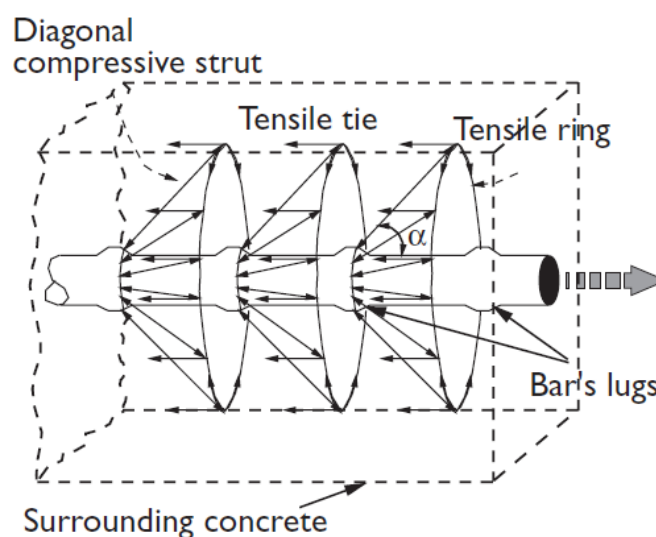
¹ Shrinkage

² Size effect

است، نیازی به استفاده از روابط فوق نیست. لازم به ذکر است بر خلاف رفتار فشاری، بتن به صورت ناگهانی و با شیب تندی مقاومت خود را از دست داده و عملاً به مقاومت صفر می‌رسد. با این حال نرم افزار به صورت خودکار همواره ۱٪ از مقاومت کششی را در محاسبات و به منظور جلوگیری از ناپایداری‌های عددی منظور می‌کند. نکته دیگر اینکه برخلاف رفتار فشاری، در رفتار کششی بتن، منحنی تا رسیدن به مقاومت کششی، رفتار الاستیک و خطی دارد. در این مقاله فرض شده است رفتار بتن پس از رسیدن به مقاومت کششی، به صورت خطی تا تنش معادل با ۱٪ مقاومت کششی نزول پیدا می‌کند [۳۶].

۳-۵- انتقال تنش چسبندگی بین میلگرد و بتن

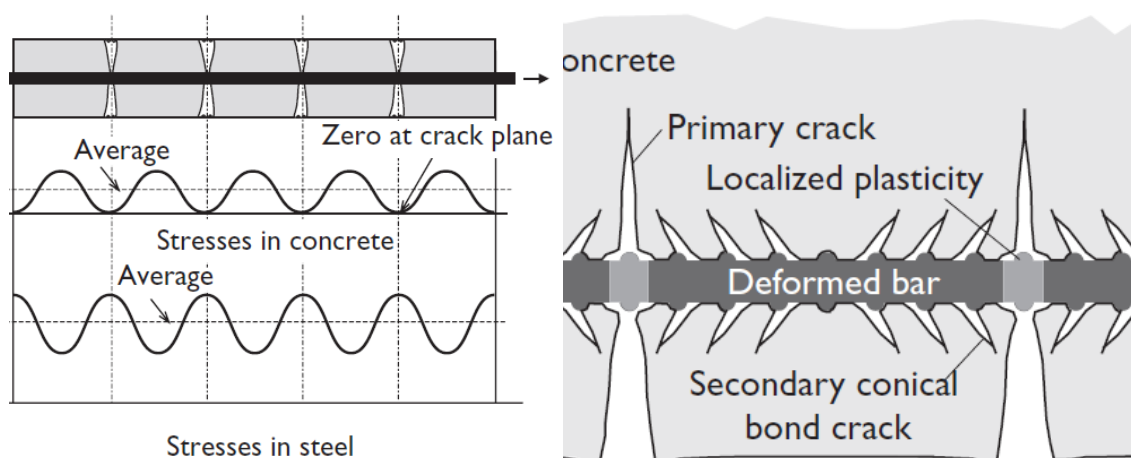
تنش‌های چسبندگی^۱ بین بتن و میلگرد در اثر اتصال مکانیکی آج آرماتور و بتن، چسبندگی شیمیایی و اصطکاک بوجود می‌آید. در یک عضو بتن مسلح، قفل و بست مکانیکی بین بتن و آرماتور باعث ایجاد بیشترین تنش چسبندگی می‌شود. تنش‌های چسبندگی ناشی از قفل و بست مکانیکی بتن و آج آرماتور در شکل ۳-۸ نشان داده شده است. با توجه به شکل، این تنش‌ها به صورت حجمی مخروطی شکل به بتن منتقل می‌شود.



شکل ۳-۸- تنش‌های چسبندگی ناشی از اتصال مکانیکی بتن و آج آرماتور [۳۰]

^۱ Bond stress

مولفه شعاعی تنش‌های مخروطی و مولفه مماسی آن، تنش محصورشدگی و تنش چسبندگی نامیده می‌شود که به ترتیب باعث ایجاد ترک‌های شکافتی^۱ و ترک‌های اصلی در عضو بتن مسلح می‌گردد. ترک‌های شکافتی و اصلی در شکل ۹-۳ نشان داده شده است. در شکل ۱۰-۳ الگوی توزیع تنش بین آرماتور و بتن نشان داده شده است. بر این اساس، در اثر انتقال تنش‌های چسبندگی از آرماتور به بتن، توزیع تنش‌های موضعی بتن و آرماتور در فاصله بتن دو ترک متغیر است [۳۰].



شکل ۹-۳- تشکیل ترک‌های اصلی و شکافتی [۳۰] شکل ۱۰-۳- تنش‌های موضعی در بتن و آرماتور [۳۰]

روش‌های مختلفی برای مدل‌سازی تنش‌های چسبندگی وجود دارد که وابسته به مقیاس مدل‌سازی است. در این قسمت مقیاس‌های مدل‌سازی تنش چسبندگی تشریح می‌گردد:

۳-۵-۱- مدل‌سازی میکرومکانیک

در این مقیاس، تمامی اجزای بتن شامل سنگدانه و سیمان و همچنین آرماتور شامل آج‌ها مدل‌سازی می‌شوند. بنابراین در صورت استفاده از مدل‌های رفتاری مناسب برای بتن و میلگرد، اتصال مکانیکی بین بتن و آج آرماتور به صورت صریح مدل‌سازی می‌شود. در این مقیاس، حجم کنترل محدوده بتن دو ترک ثانویه است.

^۱ Splitting cracks

۳-۵-۲- مدل سازی ریز مقیاس

در این مقیاس، حجم کنترل محدوده بتن دو ترک اصلی است که شامل چندین ترک ثانویه است. در این حالت اجزای بتن شامل سنگدانه و سیمان و اجزای آرماتور شامل آجها، مدل سازی نمی شوند. به عبارتی بتن به صورت همگن مدل سازی می شود. برای جبران این کاستی، به سطح تماس بتن و آرماتور، مدل های چسبندگی لغزش آرماتور اختصاص داده می شود.

۳-۵-۳- مدل سازی متوسط مقیاس

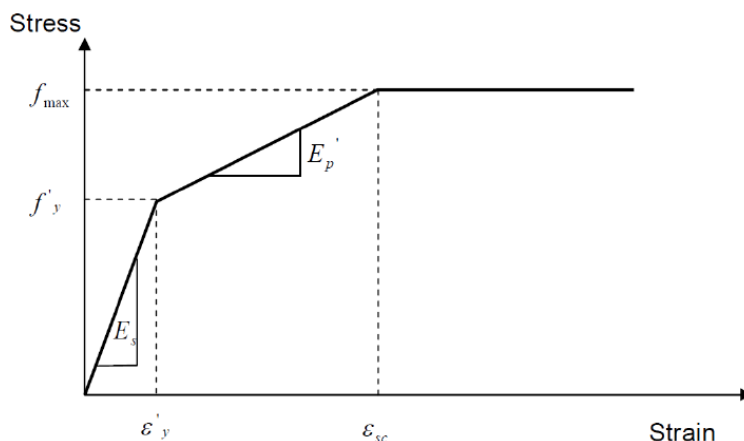
در این مقیاس، حجم کنترل شامل چندین ترک اصلی است که در این حجم، از لغزش بین بتن و میلگرد صرف نظر می گردد. برای جبران این کاستی، تنش های چسبندگی به صورت ضمنی و با اصلاح مدل های رفتاری بتن و آرماتور وارد محاسبات می شود. در این مقیاس، از پیچیدگی ها و همچنین هزینه محاسباتی بالای مدل سازی نسبت به مدل سازی ریز مقیاس کاسته می شود و از طرف دیگر، دقت محاسبات نسبت به مدل سازی درشت مقیاس، به طور قابل ملاحظه ای بهبود می یابد. در این پژوهش، از این مقیاس مدل سازی استفاده شده است.

۳-۵-۴- مدل سازی درشت مقیاس

در این مقیاس، حجم کنترل کل عضو بتن مسلح است. این نوع مدل سازی به دلیل هزینه محاسباتی کم و سهولت کاربرد، در طراحی سازه ها و روش های آیین نامه ای کاربرد فراوانی دارد. در این حالت، مدل سازی تنش چسبندگی و لغزش آرماتورها با بیان رابطه ای بین نیروی بیرون کشیدگی آرماتور و لغزش انتهای آن صورت می گیرد.

۳-۶- مدل رفتاری میلگرد

به جهت آنکه بتن غیر مسلح در کشش ضعیف است، از میلگرد برای مسلح کردن بتن استفاده می‌شود. رفتار میلگرد تک به صورت الاستیک پلاستیک کامل در نظر گرفته می‌شود. اما این رابطه ایده‌آل برای میلگردهای که در بتن مدفون شده است، صادق نیست.



شکل ۳-۱۱- مدل میلگرد اصلاح شده اچ سو [۵۱]

پس از ترک خوردن مقطع بتنی، توزیع تنش در فولاد و بتن دچار تغییر می‌شود. اچ سو [۵۰] برای تشریح این رفتار، یک مدل دو خطی برای میلگرد مدفون در بتن معرفی نمود. این مدل برای کرنش‌های در بازه صفر تا ۰/۰۵ صادق است. کوه [۵۱] با اصلاح مدل اچ سو برای کرنش‌های بیشتر از ۰/۰۵، روابط زیر را ارائه داد:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{for } f_s < f'_y \quad (3-32)$$

$$f_s = f'_y = \left(1 - \frac{2 - \alpha/45}{1000\rho} \right) \left(0.43 + 0.5 \frac{f_y^*}{f_y} \right) f_y \quad \text{for } f_s \geq f'_y \quad (3-33)$$

$$E'_p = \left(3.3 - 2.5 \frac{f_y^*}{f_y} \right) E_p \quad (3-34)$$

$$E_p = 0.025 E_s \quad \text{or} \quad 10 f_y \quad (3-35)$$

$$f_s = f_{\max} \quad \text{when } f_s \geq f_{\max} \quad (3-36)$$

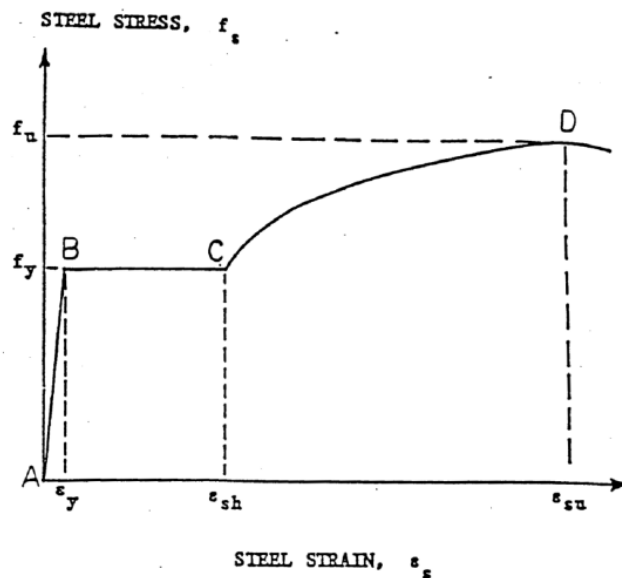
$$\varepsilon_{sc} = \frac{f_{\max} - f'_y}{E_p} + \varepsilon'_y \quad (37-3)$$

$$\varepsilon'_y = \frac{f'_y}{E_s} \quad (38-3)$$

$$f_y^* = \left(1 - \frac{4}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \right) f_y \quad (39-3)$$

$$f_{cr} = 3.75 \sqrt{f'_c} \quad (40-3)$$

که در روابط فوق ε_{sc} و ε'_y به ترتیب کرنش حداکثر مدل و کرنش تسلیم منحنی تنش-کرنش دو خطی است. منحنی تنش کرنش اصلاح شده در شکل ۱۱-۳ نشان داده شده است.



شکل ۱۲-۳- مدل میلگرد پارک و پائولی [۵۲]

پارک و پائولی [۵۲] نیز مدلی بر مبنای سخت شدگی کرنشی ارائه دادند. این مدل شامل سه قسمت الاستیک، پلاستیک و سخت شدگی کرنش است که در شکل ۱۲-۳ نشان داده شده است. روابط به کار رفته در مدل آنها به صورت زیر است:

ناحیه الاستیک (قسمت AB):

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{for } \varepsilon_s < \varepsilon_y \quad (41-3)$$

ناحیه پلاستیک (قسمت BC):

$$f_s = f_y \quad \text{for} \quad \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh} \quad (42-3)$$

ناحیه سخت شدگی کرنشی (قسمت BC):

$$f_s = f_y \left(\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{20(30 + r + 1)^2} \right) \quad \text{for} \quad \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh} \quad (43-3)$$

در رابطه فوق:

$$m = \frac{\left(\frac{f_u}{f_y}\right)(30 + r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (44-3)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (45-3)$$

۳-۷- روش حل مسائل غیر خطی

برای حل مسائل غیر خطی دو فرمول بندی کلی ارائه شده است: فرمول بندی ضمنی^۱ و فرمول بندی صریح^۲. هر کدام از فرمول بندی‌های فوق دارای مزایا و معایبی هستند. فرمول بندی ضمنی در مسائلی که مصالح تغییرات زیادی در سختی نشان می‌دهند، به لحاظ محاسباتی روشی هزینه بر و دارای مشکل عدم همگرایی است. این در حالی است که هزینه محاسباتی رویکرد صریح به طور قابل توجهی کمتر از روش ضمنی است. همچنین در این روش مشکل همگرایی، کمتر رخ می‌دهد. بنابراین در این پایان نامه برای حل معادلات غیر خطی، از روش تفاضل محدود مرکزی^۳ با رویکرد صریح استفاده می‌شود. در ادامه این روش تشریح می‌شود.

۳-۷-۱- روش تفاضل محدود مرکزی با رویکرد صریح

در این روش، معادلات تعادل دینامیکی در لحظه t اقنا می‌شود. سپس با استفاده از شتاب محاسبه

¹ Implicit formulation

² Explicit formulation

³ Central finite difference

شده در لحظه t ، مقدار جابجایی، سرعت و شتاب در لحظه $t+\Delta t$ به دست می‌آید [۵۳، ۳۶]. معادلات حرکت با استفاده از روش تفاضل مرکزی محدود به صورت زیر است:

$$\dot{u}_{(i+\frac{1}{2})}^N = \dot{u}_{(i-\frac{1}{2})}^N + \frac{\Delta t_{(i+1)} + \Delta t_{(i)}}{2} \ddot{u}_{(i)}^N \quad (46-3)$$

$$u_{(i+1)}^N = u_{(i)}^N + \Delta t_{(i+1)} \dot{u}_{(i+\frac{1}{2})}^N \quad (47-3)$$

در روابط فوق u^N درجه آزادی (مولفه جابجایی یا چرخش) و i شماره نمو هر گام تحلیل است. محاسبه سرعت در لحظه $t+\Delta t/2$ نیازمند محاسبه شتاب در لحظه t است. شتاب در لحظه t با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\ddot{u}_{(i)}^N = (M^{NJ})^{-1} (P_{(i)}^J - I_{(i)}^J) \quad (48-3)$$

در رابطه فوق (M^{NJ}) ماتریس جرم، $P_{(i)}^J$ ماتریس نیروی اعمالی و $I_{(i)}^J$ ماتریس نیروهای داخلی المان است. در این روش، زمان بارگذاری به تعداد زیادی گام زمانی تقسیم می‌شود. سپس به جای انجام تکرار در هر گام زمانی برای رسیدن به همگرایی، با تخمین خطا در انتهای هر گام محاسباتی، این خطا در گام بعدی اصلاح می‌شود. بنابراین با استفاده از روش صریح، زمان محاسبات به طور چشمگیری کاهش می‌یابد.

۳-۷-۱-۱- پایداری تحلیل

اپراتور تفاضل مرکزی در صورتی پایدار است که هر گام زمانی از حد پایداری سیستم کمتر باشد:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{\max}} \sqrt{1 + \zeta_{\max}^2} - \zeta_{\max} \quad (49-3)$$

در رابطه فوق ζ_{\max} نسبت میرایی بحرانی در مود ارتعاشی متناظر با بالاترین فرکانس سیستم است. در صورتی که رابطه فوق برقرار نباشد، حل صریح ناپایدار خواهد بود. در این حالت با افزایش دامنه بارگذاری، نوسانات شدیدی در تاریخچه زمانی پاسخها مشاهده می‌شود.

۳-۷-۱-۲- تخمین نمو زمانی پایدار

حد تقریبی پایداری، مدت زمان لازم برای عبور موج اتساعی از داخل کوچکترین بعد هر المان است:

$$\Delta t \approx \frac{L_{\min}}{C_d} \quad (50-3)$$

$$C_d = \sqrt{\frac{\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}}{\rho}} \quad (51-3)$$

$$\hat{\lambda} = \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (52-3)$$

$$\hat{\mu} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (53-3)$$

که در روابط فوق:

L_{\min} : کوچکترین بعد المان

C_d : سرعت موج

$\hat{\lambda}$ و $\hat{\mu}$: ثابت‌های لامه هستند.

عبارت $\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}$ مدول موثر المان است که مشخص کننده سختی موثر المان است. در مسایل غیر خطی، به دلیل تغییرات مدول الاستیسیته مواد، مدول موثر نیز به طور پیوسته تغییر می‌کند. با توجه به روابط (50-3) و (51-3)، افزایش سختی، کاهش اندازه و چگالی المان، باعث کاهش نمو زمانی پایدار^۱ می‌شود. با توجه به ثابت بودن زمان تحلیل T، کاهش در نمو زمانی پایدار با افزایش تعداد نمو‌های زمانی همراه است. افزایش در تعداد نمو‌های زمانی نیز، باعث افزایش در هزینه محاسبات خواهد شد. البته باید توجه داشت که با کاهش در نمو زمانی پایدار، خطای تحلیل نیز در پایان هر گام محاسباتی کاهش می‌یابد که خود باعث کاهش در نوسانات منحنی پاسخ می‌شود.

۳-۱-۷-۳- کاهش هزینه محاسباتی با استفاده از مقیاس کردن زمان شبیه سازی^۲

برای کاهش تعداد گام‌های تحلیل n، می‌توان مدت زمان شبیه سازی T را به صورت مصنوعی کاهش داد. این روش برای مصالحی که وابسته به نرخ کرنش هستند، مناسب نیست. زیرا کاهش زمان شبیه سازی، به منزله افزایش نرخ کرنش است. برای مصالحی که وابسته به نرخ کرنش هستند، می‌توان از روش مقیاس کردن جرم استفاده کرد.

^۱ Stable time increment

^۲ Time scaling

(۵۴-۳)

$$T \approx n * \Delta t$$

۳-۷-۱-۴ - کاهش هزینه محاسباتی با استفاده از مقیاس کردن جرم^۱

در صورتی که مدت زمان شبیه سازی برابر با T باشد، تعداد گام‌های محاسباتی برابر است با:

$$n \approx T \max\left(\frac{1}{L_e} \sqrt{\frac{\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}}{\rho}}\right) \quad (۵۵-۳)$$

در روش صریح، تخمین گام زمانی پایدار بر اساس المانی انجام می‌شود که دارای کمترین نمو زمانی پایدار باشد. برای افزایش گام زمانی پایدار، می‌توان جرم المان‌ها را به صورت مصنوعی افزایش داد تا هزینه محاسباتی کاهش یابد. در صورتی که خواص مواد وابسته به نرخ کرنش باشند، استفاده از این روش مطلوب خواهد بود. زیرا افزایش در جرم، تاثیری بر زمان شبیه سازی T نخواهد داشت. استفاده از روش مقیاس کردن جرم برای کاهش زمان تحلیل، باعث افزایش انرژی جنبشی و ایجاد خطا در محاسبات می‌گردد. در صورتی که در تاریخچه زمانی تحلیل، انرژی جنبشی کمتر ۱۰ درصد انرژی داخلی سیستم باشد، خطای محاسبات ناچیز خواهد بود [۳۶].

^۱ Mass scaling

فصل چہارم

صحت سنجی مدل عددی

۴- صحت سنجی مدل عددی

۴-۱- مقدمه

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

در این فصل پاسخ نمونه عددی پوش-آف با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شود و صحت نتایج تحلیل اجزاء محدود، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۴-۲- مدل سازی عددی آزمایش پوش-آف

در این پایان‌نامه، شبیه سازی اجزاء محدود غیر خطی بوسیله نرم افزار آباکوس انجام شده است. مدل اجزا محدود شامل بتن، میلگردهای دوخت، لایه تماس و میلگردهای طولی است.

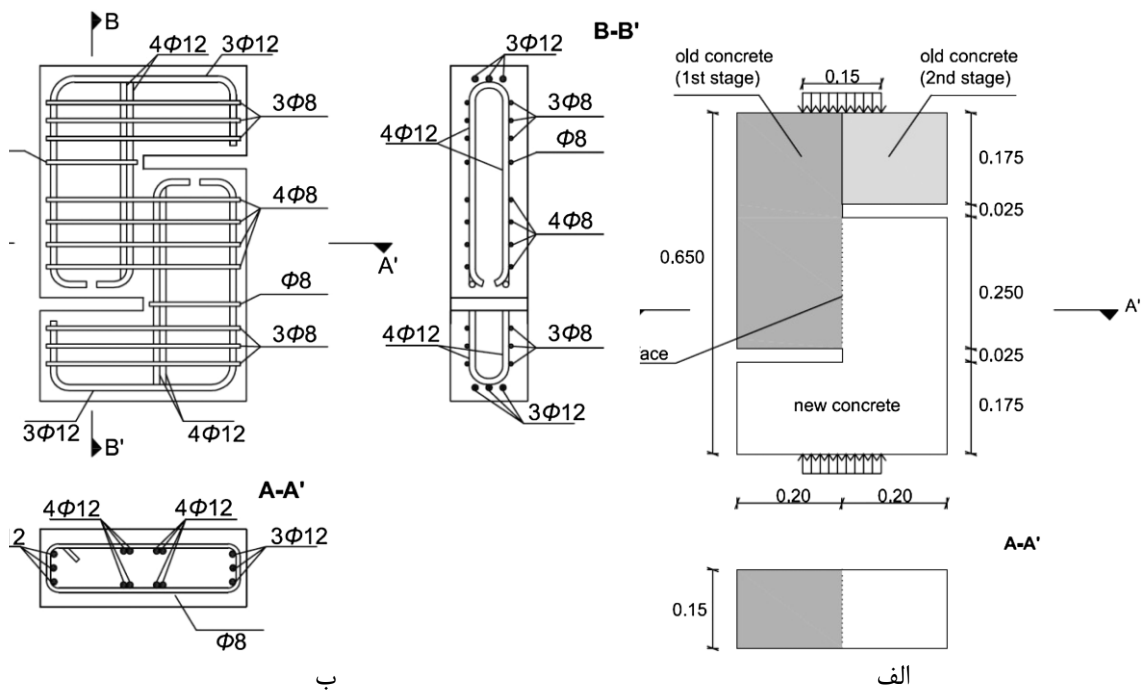
۴-۲-۱- مشخصات هندسی و مکانیکی نمونه

در این مقاله آزمایش پوش-آف انجام شده در آزمایش فیگورا [۵۴] برای شبیه سازی عددی انتخاب شده است. نمونه مورد مطالعه از دو قطعه بتنی L شکل با ابعاد $150 * 200 * 450$ میلی‌متر تشکیل شده است. میانگین مقاومت ۲۸ روزه بتن قدیم و جدید به ترتیب $58/8$ و $41/5$ مگاپاسکال و میانگین مقاومت آن‌ها در روز آزمایش نیز به ترتیب برابر $67/8$ و $55/3$ مگاپاسکال است. مقاومت کششی بتن جدید با انجام آزمایش کشش مستقیم نمونه‌های استوانه‌ای، $3/16$ مگاپاسکال بدست آمده است. درصد میلگرد عبوری از درز سرد برابر $1/07$ درصد و تنش تسلیم آن‌ها برابر $605/4$ مگاپاسکال است. در جدول ۴-۱ مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده شده است. در شکل ۴-۱-الف و ب، نیز نمونه مورد مطالعه

و چیدمان میلگردها در آن نمایش داده شده است.

جدول ۴-۱- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی [۵۴]

مقاومت فشاری بتن (مگاپاسکال)				
میانگین	نمونه ۳	نمونه ۲	نمونه ۱	سن بتن (روز)
۵۵/۳	۴۳/۵	۴۶/۵	۳۴/۵	۲۸
				۴۵۰
۴۱/۵	۵۴/۵	۵۶/۰	۵۵/۵	۲۸
				۴۷۸
۵۸/۵	۵۸/۵	۵۹/۰	۵۸/۰	۲۸
				۴۷۸
۶۷/۸	۶۸/۵	۶۹/۵	۶۵/۵	۲۸
				۴۷۸

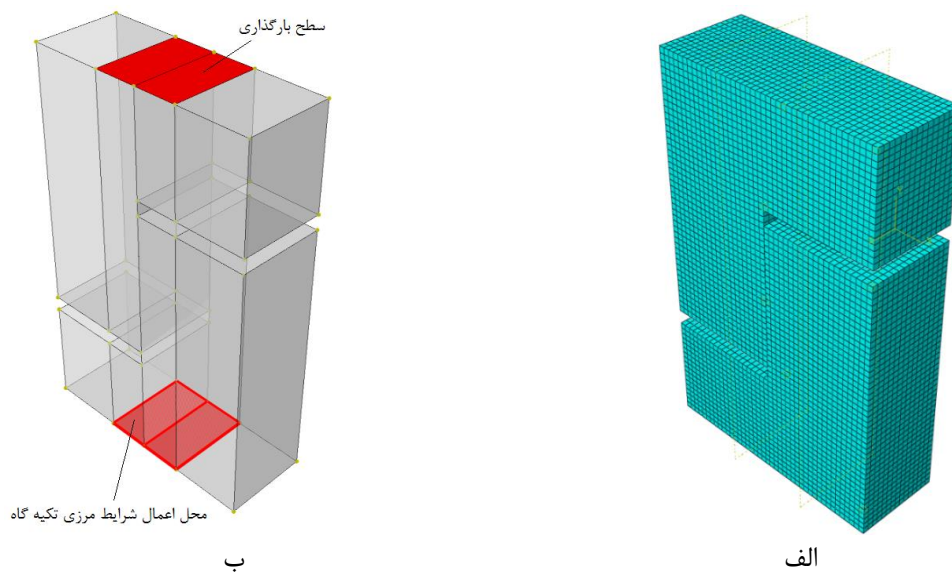


شکل ۴-۱- الف- نمونه مورد مطالعه. ب- چیدمان میلگردها در نمونه [۵۴]

۴-۲-۲- مدلسازی و مش بندی نمونه

برای شبیه سازی دقیق آزمایش پوش-آف، تمام پارامترهای موثر در برش اصطکاکی باید به طور مناسب معرفی شوند. مدل اجزا محدود شامل بتن، میلگردهای دوخت، لایه تماس و میلگردهای طولی

است. در این تحقیق برای معرفی رفتار فشاری بتن به نرم افزار از مدل تورنفیلد استفاده شده است. توضیحات تکمیلی در مورد این مدل رفتاری در فصل ۳ ارائه شده است. المان مورد استفاده برای بتن از نوع C3D8R با هشت گره است که هر گره دارای ۳ درجه آزادی انتقالی است. این نوع المان برای استفاده در تحلیل‌های غیر خطی شامل تماس، تغییر شکل‌های بزرگ، پلاستیسیته و خرابی به کار می‌رود [۳۶]. به جهت استفاده از انتگرال گیری کاهش یافته در این المان، از حرف R استفاده شده است. تنش تسلیم میلگرد برابر ۶۰۵/۴ مگاپاسکال است. برای میلگرد به جای استفاده از المان T3D2 از المان B31 استفاده شده است. اگرچه در نگاه اول تفاوت این دو نوع المان در قابلیت تحمل تنش‌های ناشی از خمش و برش می‌باشد و عملاً ظرفیت میلگردها در این دو مود رفتاری قابل نظر بوده و بیشتر بر روی ظرفیت محوری آن‌ها حساب می‌شود، اما در آزمایش پوش-آف به دلیل آنکه نقش میلگردها در انتقال برش قابل توجه است، از المان B31 استفاده شده است [۵۵، ۵۶].

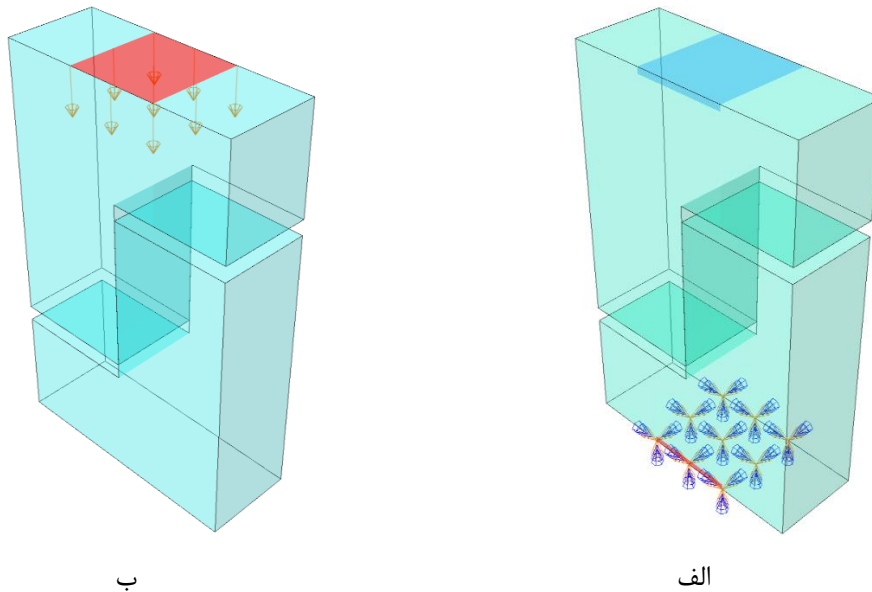


شکل ۴-۲-الف- مش بندی نمونه. ب- محل اعمال شرایط مرزی

برای رسیدن به دقت مورد نظر، مش‌بندی‌های مختلفی انجام شد. در نهایت با مش یکنواخت ۱۰ میلی‌متر برای تمام المان‌ها شامل بتن و میلگردها، نمودار تنش برشی-لغزش برشی مدل عددی بر نمونه آزمایشگاهی منطبق گردید. مش بندی نمونه در شکل ۴-۲-الف نشان داده شده است.

۳-۲-۴- اندرکنش، بارگذاری و شرایط مرزی

در مدل سازی عددی آزمایش پوش-آف، برای جلوگیری از شکست موضعی بتن، دو قطعه صلب به ابعاد ۱۵۰*۱۵۰ میلی متر در محل اعمال بار و تکیه گاه قرار گرفت (شکل ۳-۴-۲-ب). مطابق با شکل ۳-۴-۱ الف درجات آزادی اتصال بتن به کف بسته شد. سپس جابجایی با سرعت ۰/۰۰۸ میلی متر بر ثانیه بر سطح بارگذاری اعمال گردید (شکل ۳-۴-۲-ب).

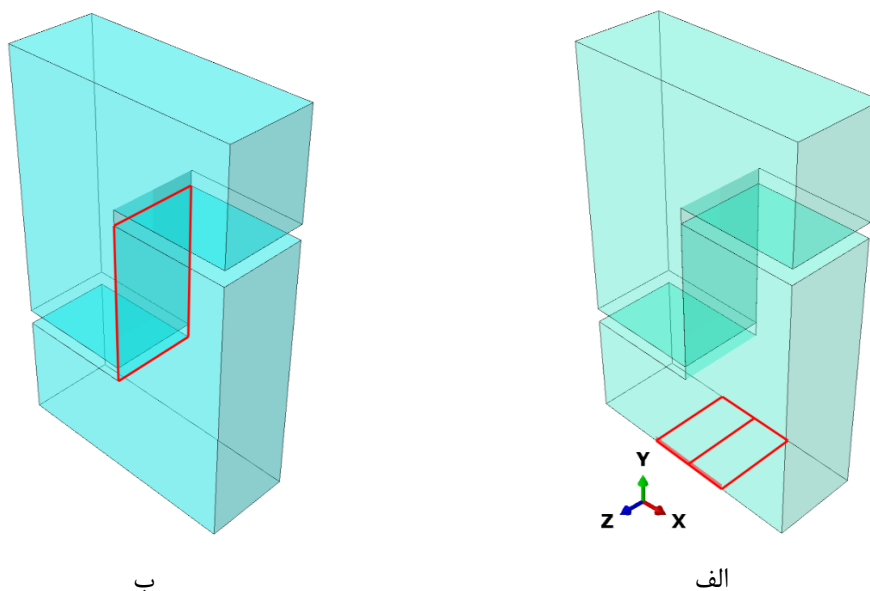


الف
ب
شکل ۳-۴-۱ الف- شرایط مرزی تکیه گاه. ب- بارگذاری نمونه

میلگردها در داخل بتن مدفون شدند. با مدفون ساختن میلگردها در داخل بتن، درجات آزادی میلگردها، با درجات آزادی بتن اطراف یکسان خواهد بود. برای اعمال شرایط تماسی بین دو بتن، به جای تعریف المانی جدید در سطح تماس، مشخصات سطح به طور مستقیم به سطح تماس^۱ بتن اختصاص داده شد. علت این امر ضخامت بسیار ناچیز لایه تماسی بین بتن جدید و قدیم است. با توجه به اینکه بتن جدید در مجاورت بتن قدیم بدون آماده سازی سطح (ایجاد شیار) قرار گرفته است، به سطح تماس دو قطعه بتن، ضریب اصطکاک ۰/۶ اعمال شد [۵۷]. در نرم افزار آباکوس، چسبندگی سطح

^۱ Surface-base

در سه راستا قابل تعریف است: دو مولفه به موازات سطح و یک مولفه عمود بر سطح. دو مولفه موازی سطح نشان دهنده مقاومت برشی است و مولفه عمود بر سطح، نشان دهنده مقاومت کششی است. مقدار $3/16$ مگاپاسکال که همان مقاومت کششی بتن جدید است، برای لحاظ چسبندگی، به سطح تماس اختصاص یافت. به دلیل آنکه در آزمایشگاه، مقاومت برشی لایه تماسی اندازه‌گیری نشده است، از مطالعات سایر محقق استفاده شده شد. براساس مراجع [۵۸-۶۰] مقاومت برشی در حدود $1/4$ برابر مقاومت کششی برآورد شده است.



شکل ۴-۴- محل اندازه‌گیری عکس‌العمل تکیه‌گاهی. ب- سطح تماس بتن

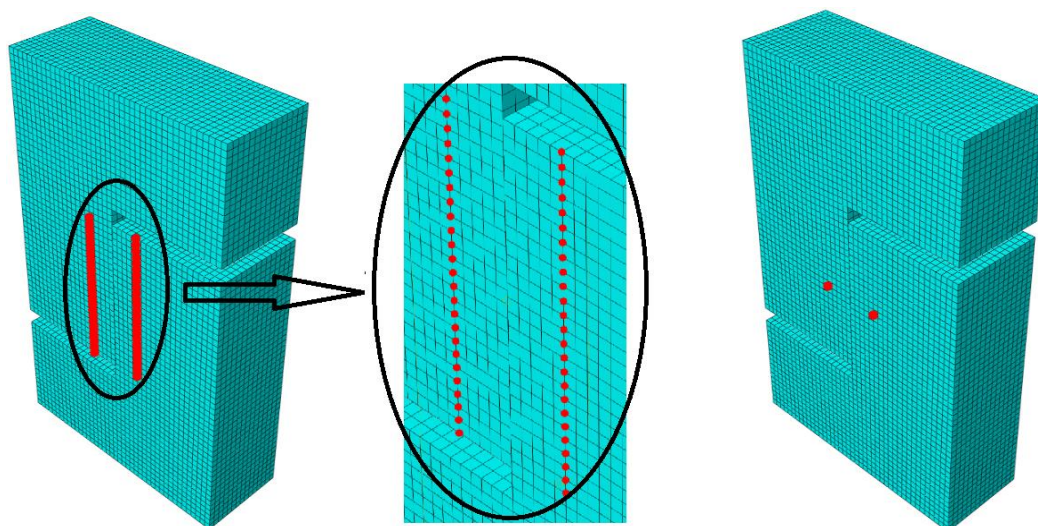
برای اندازه‌گیری نیروی وارده بر سطح تماس، مقدار عکس‌العمل تکیه‌گاهی در راستای y استخراج شد. در شکل ۴-۴ الف محل اندازه‌گیری عکس‌العمل تکیه‌گاهی نشان داده شده است. از تقسیم واکنش تکیه‌گاهی راستای y بر مساحت سطح تماس دو قطعه بتنی، تنش برشی متوسط حاصل می‌شود. ابعاد سطح تحت برش، $250 * 150$ میلیمتر است (شکل ۴-۴ ب). با توجه به محل قرارگیری LVDT در نمونه آزمایشگاهی (شکل ۴-۵ الف و ب)، برای اندازه‌گیری جابجایی نسبی قطعات بتنی در مدل عددی، دو سری نقطه در دو طرف سطح تماس و به فاصله ۴۵ میلی‌متر از آن تعریف شد.



ب

الف

شکل ۴-۵-الف- نمونه پوش-آف مورد آزمایش. ب- محل قرارگیری LVDT [۵۴]



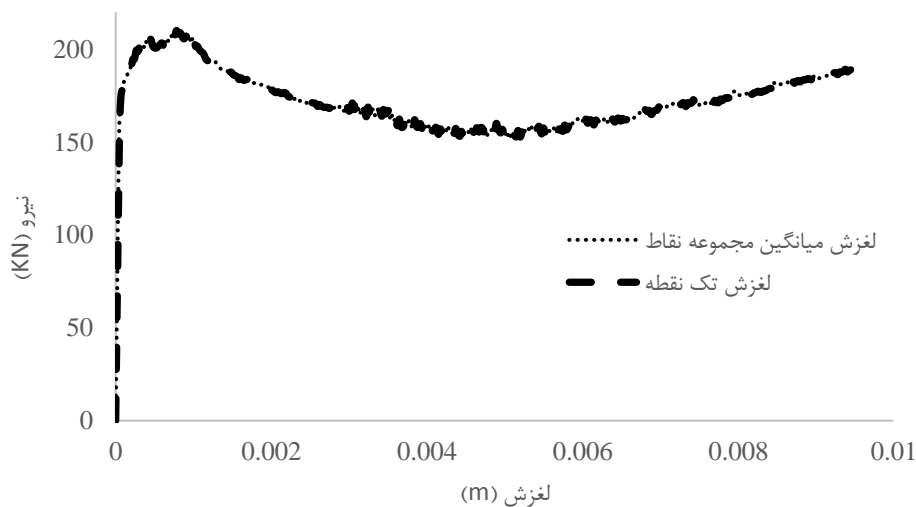
ب

الف

شکل ۴-۶-الف- مجموعه نقاط اندازه گیری لغزش. ب- نقطه اندازه گیری لغزش

با تفصل جابجایی در راستای y ، مقدار لغزش دو قطعه نسبت به یکدیگر حاصل می شود. در تمام

مدل‌های پوش-آف ساخته شده در نرم افزار آباکوس، لغزش بر اساس اختلاف جابجایی دو نقطه به فاصله ۴۵ میلی‌متر از سطح برش، اندازه‌گیری شده است (شکل ۴-۶-الف). بر اساس شکل ۴-۷، نتایج لغزش میانگین مجموعه نقاط با نتایج یک نقطه (همان نقطه ای که در آزمایشگاه، لغزش بر اساس آن سنجیده شده است) یکسان می‌باشد. بنابراین اثرات محلی در اندازه‌گیری لغزش وجود ندارد. شکل ۴-۶-ب مجموعه نقاطی که لغزش در آن‌ها اندازه‌گیری شده است را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۷- مقایسه نتایج اندازه‌گیری لغزش به ازای یک نقطه و مجموعه نقاط

۴-۲-۴- تحلیل حساسیت

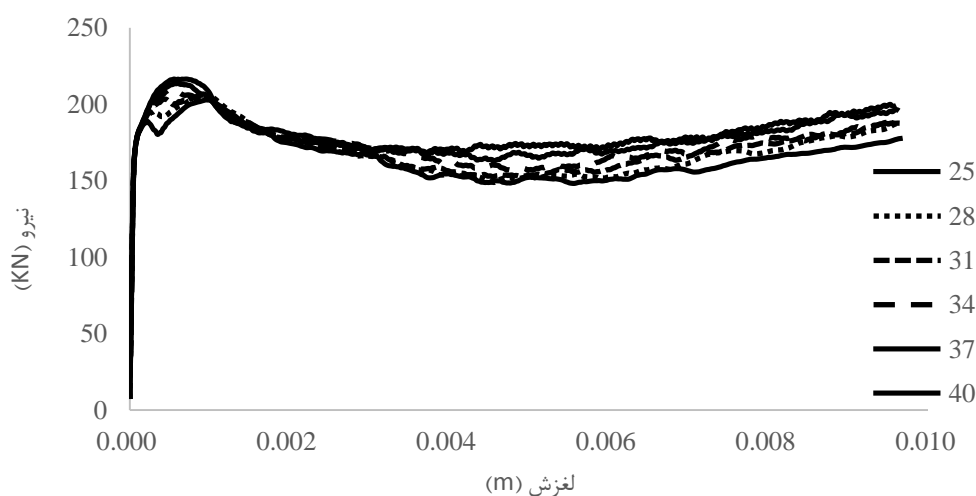
در مدل‌سازی آزمایش پوش-آف، از مقادیر منطقی برای تعیین پارامترهای مدل خسارت-پلاستیک بتن^۱ استفاده شد. هدف از این قسمت، بررسی تأثیر این مقادیر است.

۴-۲-۴-۱- حساسیت به زاویه اتساع

متغیر زاویه اتساع، پارامتری است که برای در نظرگیری تغییرات حجمی بتن معرفی می‌گردد. با استفاده از مقادیر مختلف و منطقی زاویه اتساع، می‌توان نتایج تحلیل عددی را با نتایج آزمایشگاهی منطبق کرد. مقدار زاویه اتساع به تنش محصور شدگی و مشخصات بتن وابسته است [۶۱، ۶۲]. هر چه

¹ Concrete damaged plasticity

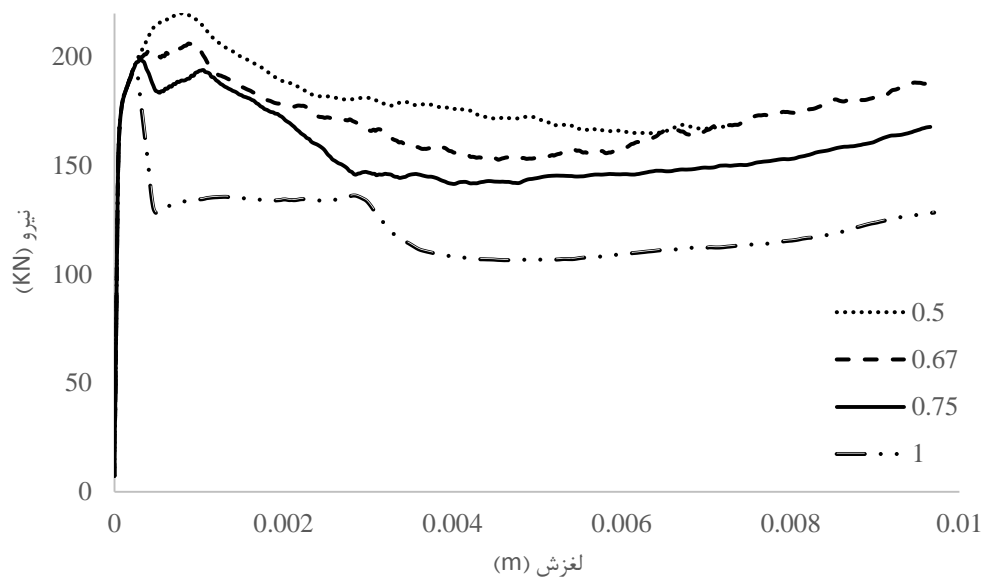
مقدار این زاویه کوچکتر باشد، رفتار مصالح ترد و هرچه این زاویه بزرگتر باشد، ماده از شکل پذیری بیشتری برخوردار است. با توجه به نتایج آزمایشگاهی، زاویه اتساع بین ۲۰ تا ۴۰ درجه متغیر است [۶۳]. در فشار محصور شدگی کم، فرض ثابت بودن زاویه اتساع، خطای زیادی در محاسبات وارد نمی‌کند [۶۴]. در این تحقیق مقدار زاویه اتساع، ۳۱ درجه در نظر گرفته شده است. تحلیل حساسیت در شکل ۴-۸ نشان داده شده است. با توجه به نتایج تحلیل، تغییر زاویه اتساع تأثیر چندانی در نتایج ندارد.



شکل ۴-۸- حساسیت مدل به متغیر زاویه اتساع (درجه)

۴-۲-۲-۴- متغیر سطح تسلیم

این متغیر بیانگر مقاومت برشی معادل بتن در تنش فشاری دو محوره به مقدار آن در تنش فشاری سه محوره است. این متغیر شکل سطح تسلیم را در صفحات انحرافی مشخص می‌کند و در بازه ۰/۵ تا ۱ متغیر است. در صورتی که مقدار این متغیر برابر با ۱ باشد، شکل سطح تسلیم در صفحات انحرافی به دایره تبدیل می‌شود. در اکثر مقالات معتبر برای بتن غیر محصور از عدد ۰/۶۶۷ استفاده شده است [۳۳، ۳۴، ۶۵]. در این پایان نامه نیز از عدد ۰/۶۶۷ برای متغیر سطح تسلیم استفاده می‌شود. در شکل ۴-۹ تحلیل حساسیت به متغیر سطح تسلیم نشان داده شده است. همانطور که در شکل مشخص است، تغییر این پارامتر باعث تغییر در نتایج می‌شود.

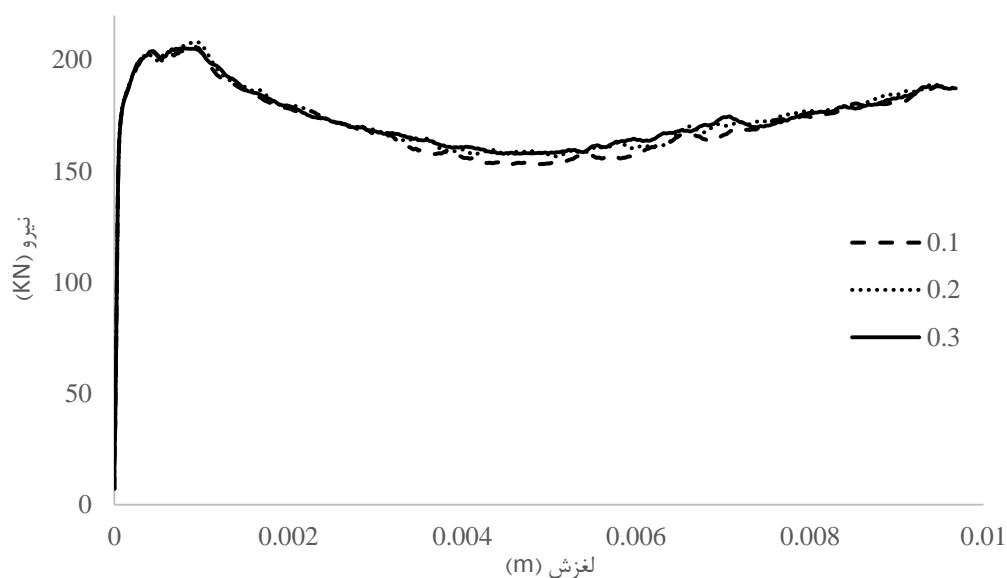


شکل ۴-۹- حساسیت مدل به متغیر سطح تسلیم

۴-۲-۴-۳- متغیر خروج از مرکزیت (ε)

این متغیر بیانگر شکل تابع پتانسیل در فشار همه‌جانبه^۱ منفی و نزدیک به صفر است و بر اساس نوع ماده، در بازه ۰ تا ۰/۳ متغیر است. در شکل ۴-۱۰ تحلیل حساسیت متغیر خروج از مرکزیت نشان داده شده است. همانطور که در شکل مشخص است، تغییر این پارامتر تأثیر چندانی بر نتایج ندارد. بنابراین در این تحقیق از مقدار پیشنهادی ۰/۱ استفاده شده است [۳۶].

^۱ Hydrostatic



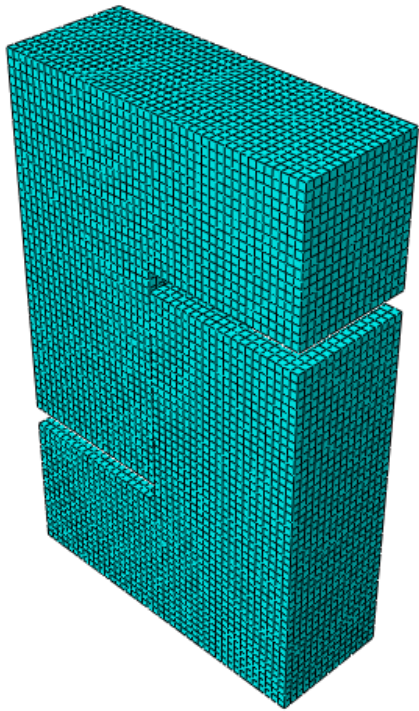
شکل ۴-۱۰- حساسیت مدل به متغیر خروج از مرکزیت

۴-۴-۲-۴- متغیر نسبت مقاومت فشاری دو محوره به تک محوره (f_{b0}/f_{c0})

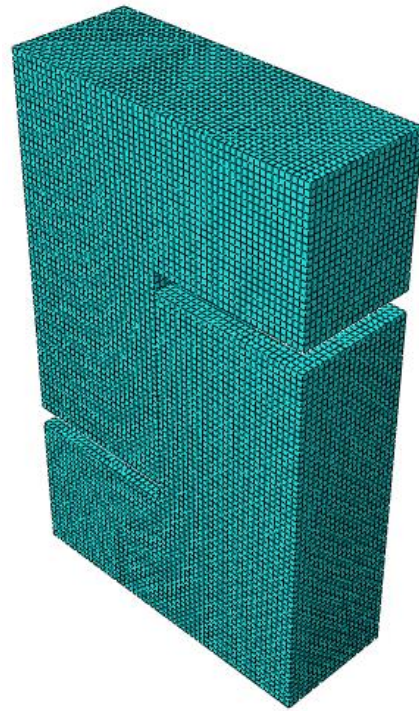
مقدار پیشفرض این متغیر بر اساس مطالعات کوفر و همکاران [۶۶] برابر ۱/۱۶ می باشد. در اینجا نیز از همین ضریب استفاده شده است. در شکل ۴-۱۲ تحلیل حساسیت به متغیر خروج از مرکزیت نشان داده شده است. همانطور که در شکل مشخص است، تغییر این پارامتر تأثیر چندانی بر نتایج ندارد.

۴-۴-۲-۵- حساسیت به اندازه شبکه اجزا محدود

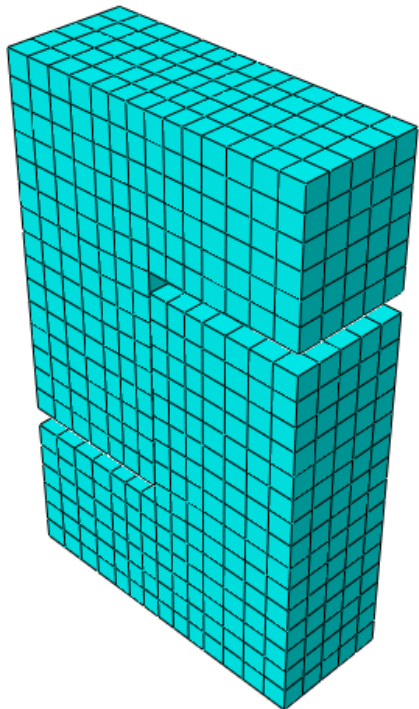
در این قسمت میزان وابستگی پاسخهای شبیه سازی عددی با اندازه شبکه به کار رفته مورد بررسی قرار می گیرد. شبکه های مورد بررسی ۳۰، ۲۰، ۱۰ و ۷/۵ میلی متر می باشد (شکل ۴-۱۱). نتایج تحلیل برای ۴ اندازه شبکه مختلف در شکل ۴-۱۳ نشان داده شده است. همانطور که از نتایج تحلیل مشخص است، به ازای اندازه شبکه کمتر از ۱۰ میلی متر، تغییر محسوسی در منحنی نیروی برشی-لغزش برشی ایجاد نمی شود.



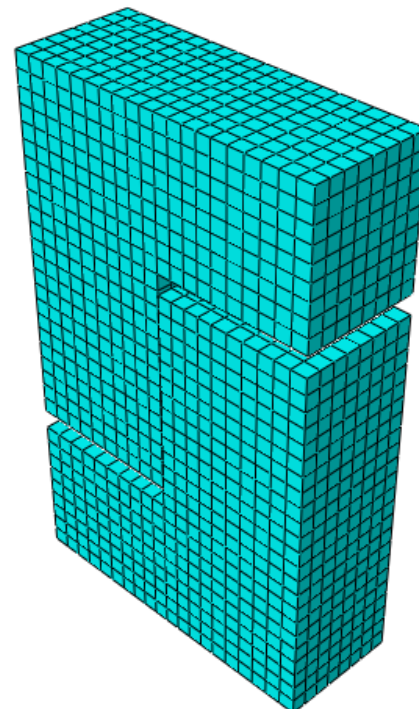
ب- شبکه $10 * 10 * 10$ میلی متر



الف- شبکه $7/5 * 7/5 * 7/5$ میلی متر

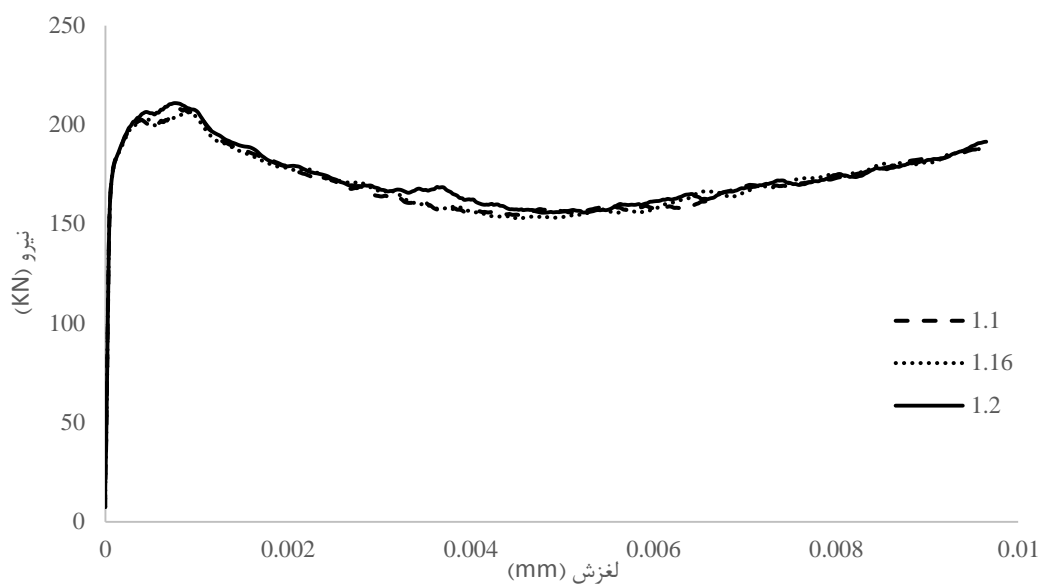


د- شبکه $30 * 30 * 30$ میلی متر

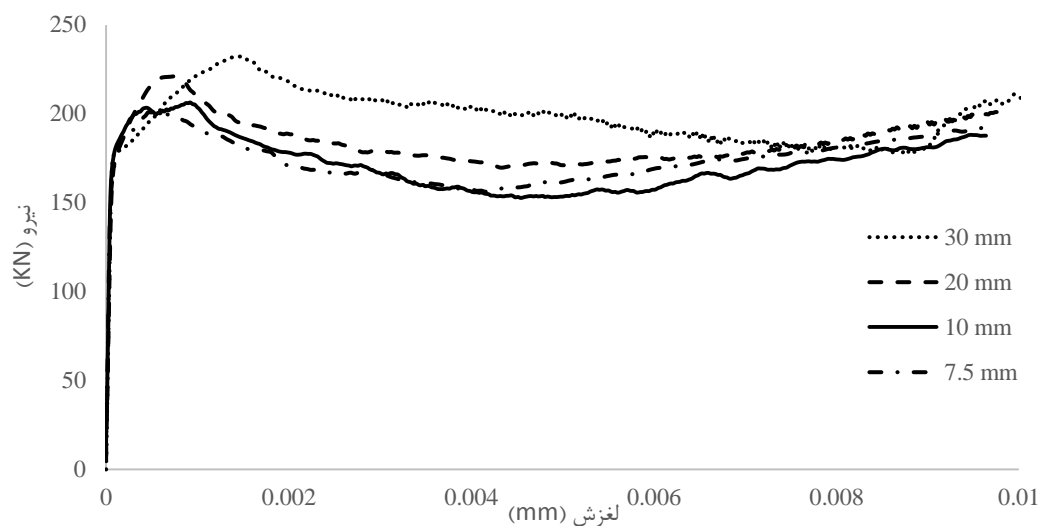


ج- شبکه $20 * 20 * 20$ میلی متر

شکل ۴-۱۱- انواع شبکه بندی مورد مطالعه در آزمایش



شکل ۴-۱۲ - حساسیت مدل به متغیر f_{b0}/f_{c0}

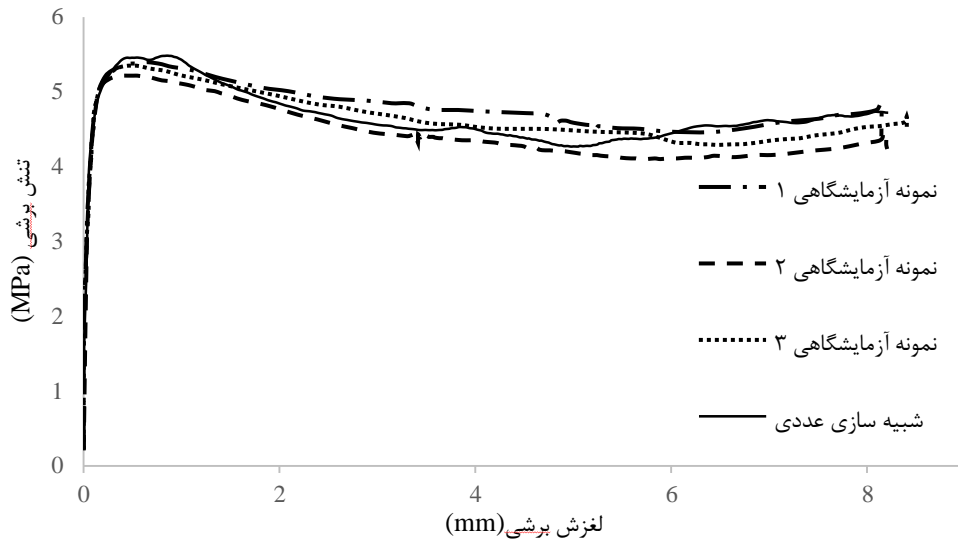


شکل ۴-۱۳ - حساسیت مدل به اندازه شبکه به کار رفته

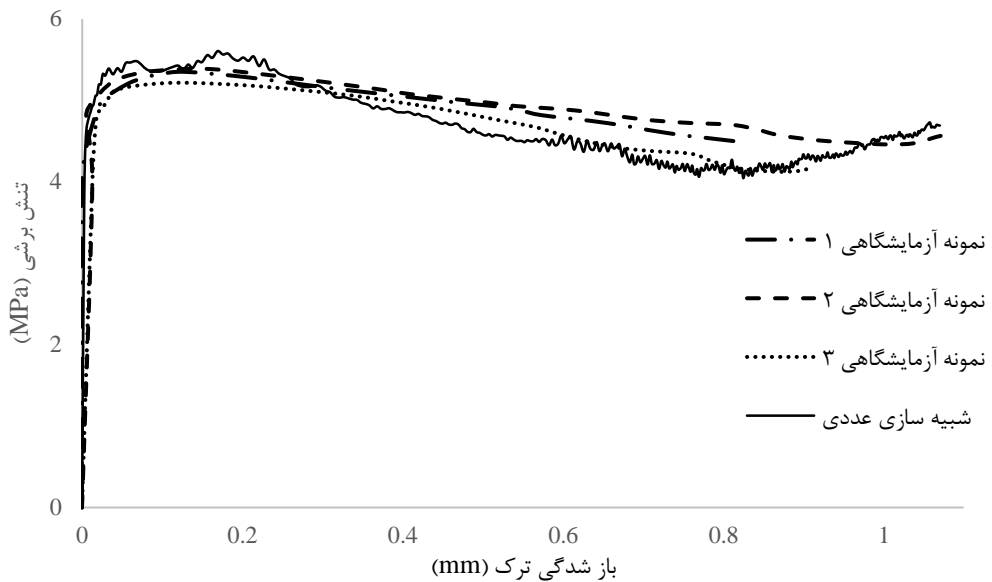
۴-۲-۵- اعتبار سنجی

نمودار تنش برشی-لغزش برشی و تنش برشی-باز شدگی ترک، حاصل از شبیه‌سازی و نتایج آزمایشگاهی، به ترتیب در شکل ۴-۱۴ و شکل ۴-۱۵ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی با یکدیگر مطابقت دارد. در جدول ۴-۲ نیز

مقادیر کمی تنش برشی و لغزش برشی حاصل از شبیه سازی عددی و نتایج آزمایشگاهی، نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۴- نمودار تنش برشی-لغزش برشی نمونه‌های آزمایشگاهی و مدلسازی عددی



شکل ۴-۱۵- نمودار تنش برشی-بازشدگی ترک نمونه‌های آزمایشگاهی و مدلسازی عددی

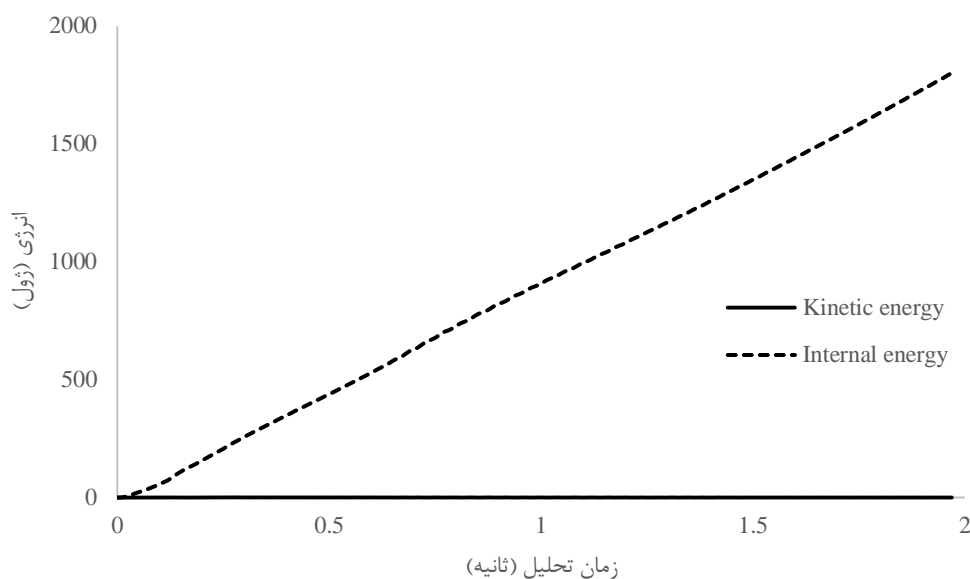
جدول ۴-۲- مقایسه نتایج شبیه‌سازی عددی با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی

نمونه	شماره نمونه	τ_1 (MPa)	s_1 (mm)	τ_2 (MPa)	s_2 (mm)
آزمایشگاهی	۱	۵/۳۹۲	۰/۵۷۰	۴/۴۲۹	۶/۱۹۰
	۲	۵/۲۳۱	۰/۴۳۹	۴/۰۷۸	۵/۸۰۲
	۳	۵/۳۶۹	۰/۵۲۶	۴/۲۷۴	۶/۴۷۹
	میانگین	۵/۳۳۰	۰/۵۱۲	۴/۲۶۱	۶/۱۵۷
عددی	۱	۵/۷۱۰	۰/۴۹۳	۴/۱۴۰	۵/۲۸۹
درصد اختلاف		۷	۴	۳	۱۴

در این پایان نامه، برای حل عددی آزمایش پوش-آف از روش صریح موجود^۱ در کتابخانه نرم افزار استفاده شد. این روش عموماً برای حل مسائل دینامیکی به کار می‌رود. علت استفاده از این روش به جای روش ضمنی^۲، مشکلات مربوط به همگرایی در روش ضمنی است. این مشکلات عموماً ناشی از معادلات غیر خطی و شرایط پیچیده تماسی است. با توجه به آنکه شرایط بارگذاری آزمایشگاه به صورت شبه استاتیکی است، انرژی جنبشی سیستم ناچیز خواهد بود. در نرم افزار آباکوس، برای حصول اطمینان از ارضای شرایط شبه استاتیک، انرژی جنبشی سیستم با انرژی داخلی آن مقایسه می‌شود. در صورتی که انرژی جنبشی کمتر از ۵ تا ۱۰ درصد انرژی داخلی باشد، شرایط شبه استاتیک برقرار خواهد بود و نتایج تحلیل مورد اعتماد است [۶۷]. در شکل ۴-۱۶ نمودار انرژی جنبشی و داخلی سیستم نشان داده شده است. در کل زمان تحلیل، نسبت انرژی جنبشی به داخلی، کمتر از ۵ درصد است. بنابراین شرایط بارگذاری شبه استاتیکی در کل زمان تحلیل حفظ شده است و نتایج دارای اعتبار می‌باشند.

^۱ Explicit

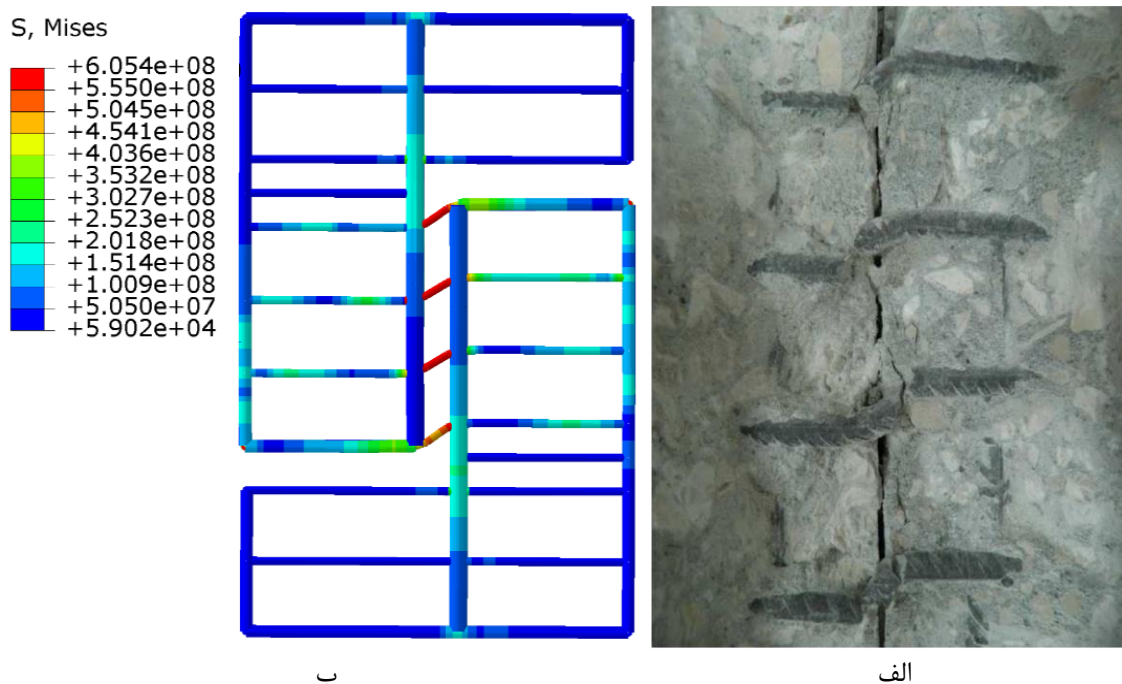
^۲ Implicit



شکل ۴-۱۶- مقایسه انرژی جنبشی با انرژی داخلی سیستم

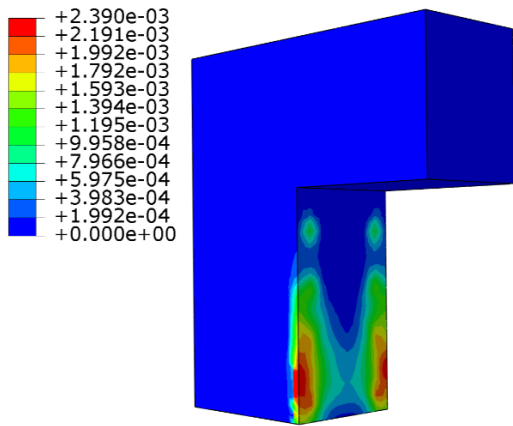
بر اساس مطالعات منصور [۱۱] حداکثر تنش برشی با جاری شدن میلگردهای سطح برش اتفاق می‌افتد. پس از جاری شدن میلگردهای سطح برش، مقاومت برشی تا مقدار τ_2 کاهش یافته و سپس افزایش می‌یابد. علت این پدیده آن است که به ازای لغزش‌های بیشتر از s_2 مولفه نیروی محوری میلگردها نیز در انتقال تنش برشی موثر است. برای لغزش‌های کمتر از s_2 پاسخ سازه اصولاً متأثر از اثر مشترک اصطکاک و چسبندگی است. مقادیر اصطکاک و چسبندگی پس از رسیدن به حداکثر مقاومت برشی، روندی نزولی دارد. در حالیکه مقاومت برشی ناشی از عملکرد ریشه‌ای میلگردها پیوسته افزایشی است [۵۴].

در شکل ۴-۱۷ تغییر شکل آرماتورها در انتهای آزمایش نشان داده شده است. نحوه تغییر شکل آرماتورها، مشابه تغییر شکل نمونه آزمایشگاهی می‌باشد. با اعمال جابجایی قطعات بتنی، میلگردها تحت تغییر مکان برشی قرار می‌گیرند. بنابراین آرماتورها به صورت همزمان تحت خمش نیز قرار می‌گیرند.

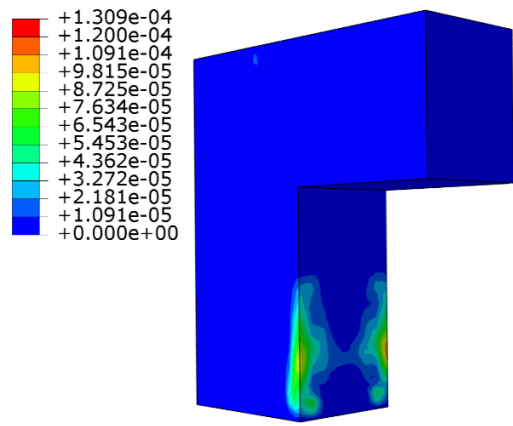


شکل ۴-۱۷- تغییر شکل میلگردها در انتهای بارگذاری. الف- نمونه آزمایشگاهی ب- نمونه عددی

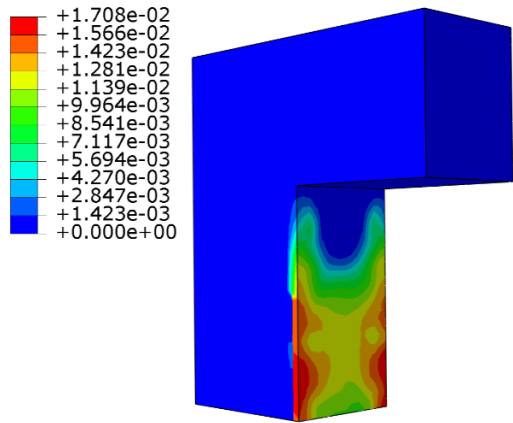
در شکل ۴-۱۸ الگوی ترک خوردگی نمونه عددی نشان داده شده است. همانطور که از نتایج شبیه سازی مشخص است، ترک خوردگی فقط در راستای سطح تماس اتفاق افتاده است و این نتیجه منطبق بر ترک خوردگی نمونه آزمایشگاهی (شکل ۴-۱۷) است. اعداد نشان داده شده در شکل، نشان‌دهنده مقادیر کرنش است.



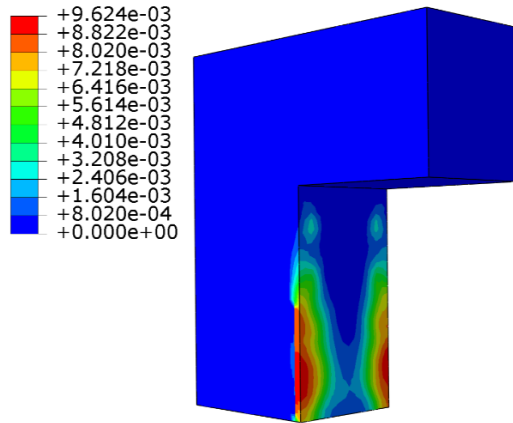
Δ = 0.4 mm - ب



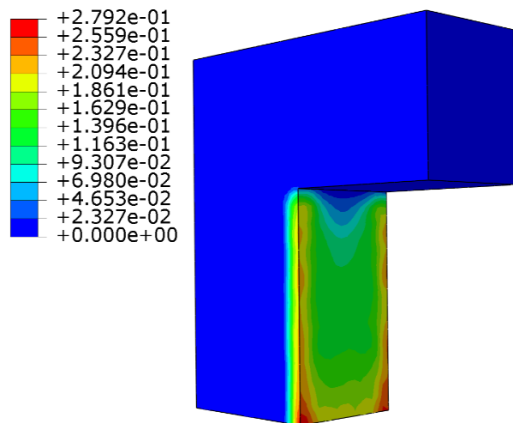
Δ = 0.2 mm - الف



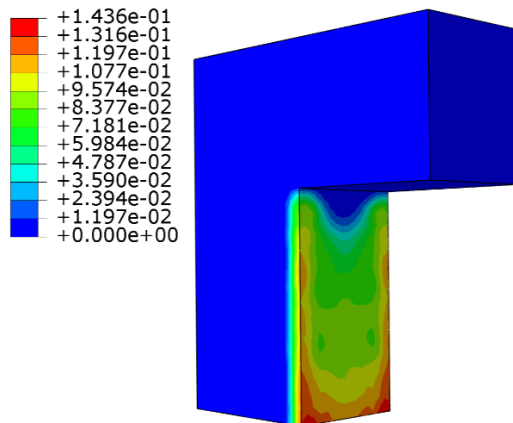
Δ = 0.8 mm - ت



Δ = 0.6 mm - پ



Δ = 10 mm - ج



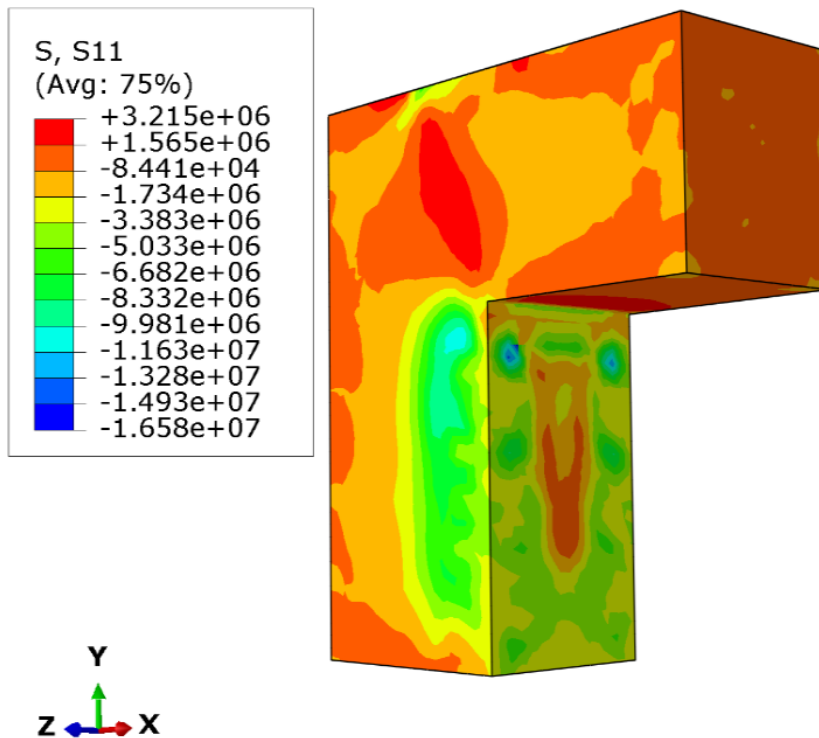
Δ = 5.4 mm - ث

شکل ۴-۱۸- نتایج شبیه سازی کرنش کششی

در شکل ۴-۱۹ تنش عمود بر سطح تماس در لحظه تسلیم میلگردها نمایش داده شده است. در این

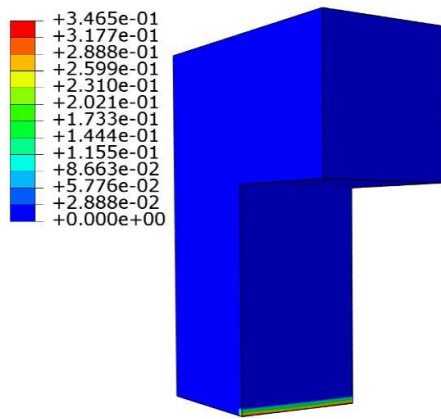
شکل، به خوبی مفهوم برش اصطکاکی قابل توضیح است. با اعمال برش بر سطح لغزش، میلگردهای

دوخت تحت کشش قرار می‌گیرند. برای برقراری تعادل، سطح لغزش تحت فشار قرار می‌گیرد. از حاصلضرب ضریب اصطکاک در تنش متوسط عمود بر سطح، مقاومت برش اصطکاکی حاصل می‌شود.

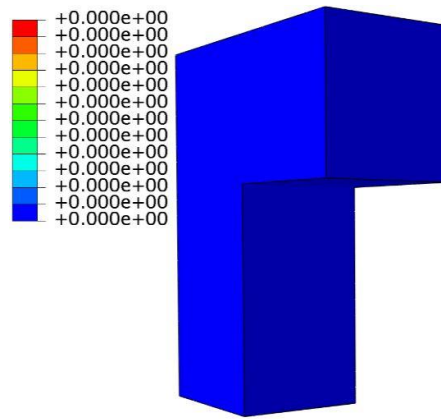


شکل ۴-۱۹- تنش عمود بر سطح ترک در لحظه تسلیم میلگردهای دوخت (N/m^2)

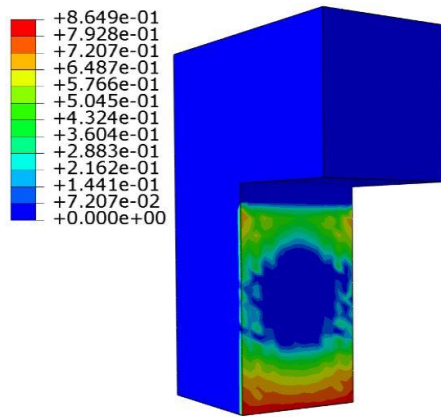
بر طبق مشاهدات آزمایشگاهی زیلچ و رینک [۱۸]، اولین مکانیزم مشارکت کننده در انتقال تنش، مقاومت برشی ناشی از چسبندگی است که به ازای لغزش‌های کم از بین می‌رود. بنابراین مکانیزمی صلب محسوب می‌شود. در شکل ۴-۲۰ میزان آسیب دیدگی سطح تماس بر حسب میزان لغزش سطوح نسبت به یکدیگر نشان داده شده است. همانطور که از نتایج شبیه‌سازی مشخص است، به ازای لغزش ۰/۳ میلیمتر میزان آسیب دیدگی سطح به حدود ۹۶/۷۹ درصد رسیده است.



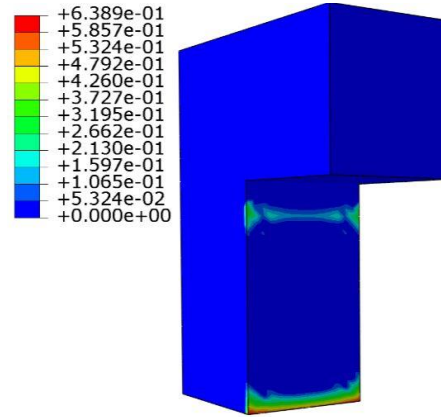
ب- $\Delta = 0.1 \text{ mm}$



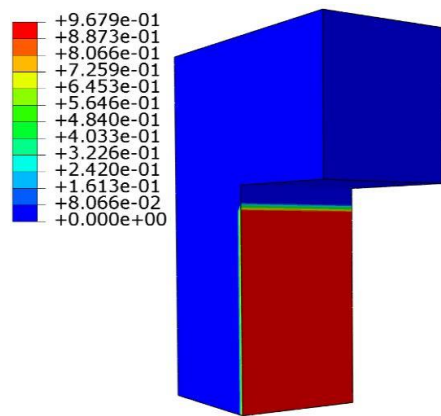
الف- $\Delta = 0.0 \text{ mm}$



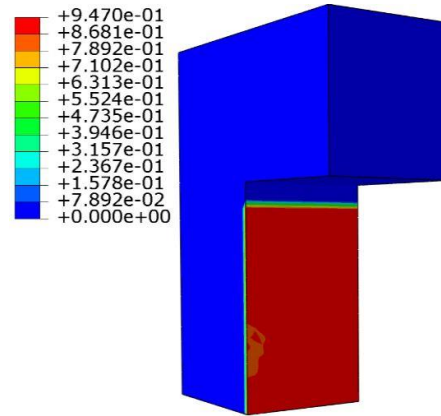
ت- $\Delta = 0.2 \text{ mm}$



پ- $\Delta = 0.15 \text{ mm}$



ج- $\Delta = 0.3 \text{ mm}$



ث- $\Delta = 0.25 \text{ mm}$

شکل ۴-۲۰- میزان آسیب دیدگی سطح تماس

۴-۳- جمع بندی

در این فصل، نمونه پوش-آف با استفاده از فرضیات ارائه شده در فصل ۳ شبیه سازی شد. نتایج حاصل از شبیه سازی عددی اعم از تنش عمود بر سطح، الگوی ترک خوردگی مقطع، تغییر شکل میلگردها، نسبت انرژی جنبشی به انرژی داخلی سیستم، نمودار تنش-لغزش نمونه‌ها و نمودار تنش-بازشدگی ترک، نشان‌دهنده مدل‌سازی درست آزمایش پوش-آف است.

فصل پنجم

مطالعات رقابری و تحلیل

پارامتری

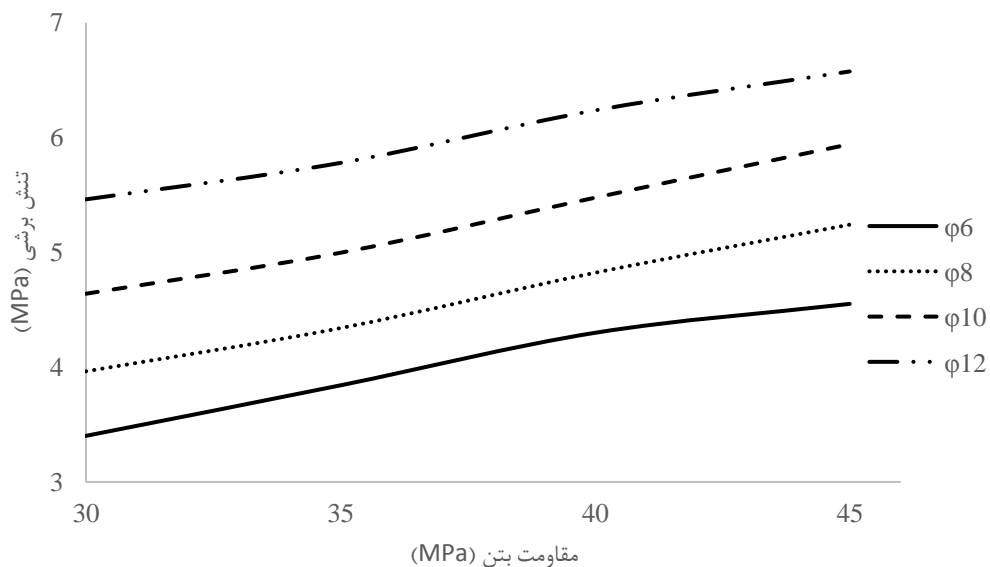
۵- مطالعات رفتاری و تحلیل پارامتری

۵-۱- مقدمه

مطالعه پارامتری یک پدیده، به منظور بررسی عوامل موثر بر رفتار آن صورت می‌گیرد. در این فصل، نمونه صحت سنجی شده فصل قبل، مورد مطالعه قرار می‌گیرد. متغیرهای مورد بررسی، درصد میلگرد دوخت ترک، مقاومت مشخصه بتن و زاویه میلگرد با سطح ترک است.

۵-۲- تأثیر مقاومت بتن

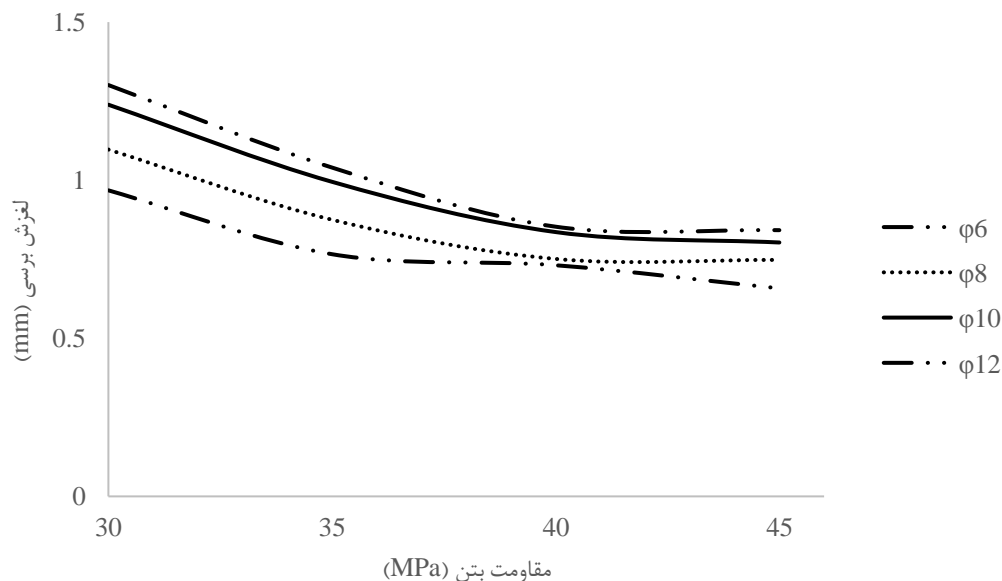
در این قسمت، تأثیر مقاومت مشخصه بتن جدید بر ظرفیت برش اصطکاک نمونه‌های پوش-آف بررسی می‌شود. با توجه به آنکه مقاومت کششی بتن تابعی از مقاومت فشاری آن است، مقاومت کششی بتن نیز متناسب با مقاومت فشاری تغییر می‌کند.



شکل ۵-۱- تأثیر مقاومت مشخصه بتن بر مقاومت برش اصطکاک

در این پایان نامه مقاومت کششی بتن، ۱۰ درصد مقاومت فشاری آن لحاظ شد. نتایج تحلیل نشان دهنده ارتباط خطی بین مقاومت بتن و مقاومت برشی است و افزایش مقاومت بتن، باعث افزایش

مقاومت برش اصطکاک می‌شود. به گونه‌ای که تغییر در مقاومت مشخصه بتن از ۳۰ به ۳۵، ۴۰ و ۴۵ مگاپاسکال، باعث افزایش مقاومت برش اصطکاک به میزان ۱۳، ۲۶ و ۳۴ درصد می‌گردد. این نتیجه در مطالعات سایر محققین نیز گزارش شده است [۴]. در شکل ۵-۱ مقاومت حداکثر نمونه‌ها به ازای میلگردهای مختلف نشان داده شده است.



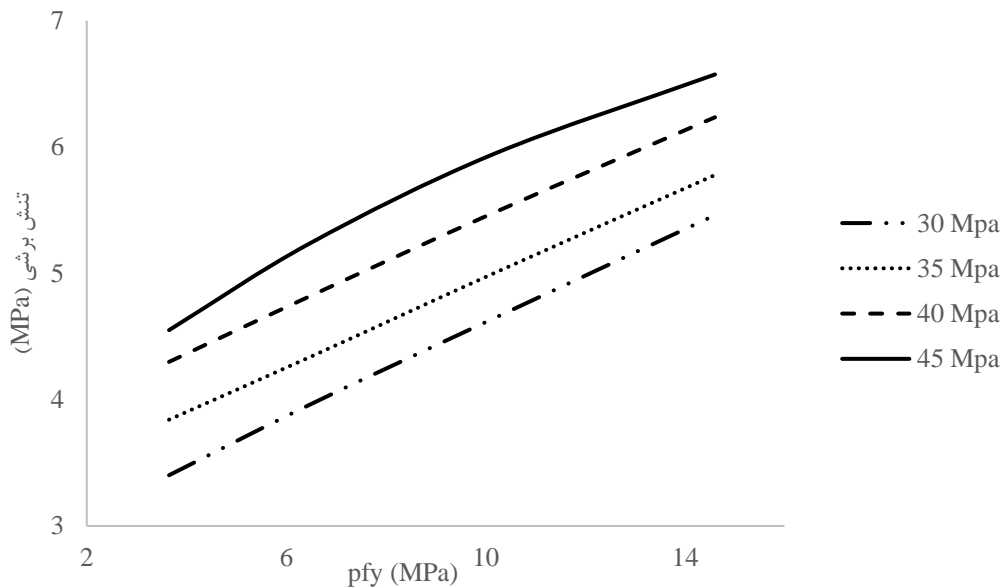
شکل ۵-۲- تأثیر مقاومت مشخصه بتن بر لغزش متناظر با حداکثر تنش برشی

در شکل ۵-۲ لغزش متناظر با حداکثر مقاومت برشی نشان داده شده است. بر اساس نتایج تحلیل، افزایش مقاومت بتن باعث کاهش لغزش متناظر با حداکثر مقاومت برشی و افزایش مقاومت برشی می‌شود.

۵-۳- تأثیر درصد میلگرد دوخت

در این قسمت، تأثیر درصد میلگرد دوخت بر ظرفیت برش اصطکاک نمونه‌های پوش-آف بررسی می‌شود. ظرفیت برش اصطکاک نمونه بتنی، به درصد میلگرد دوخت نیز وابسته است. درصد میلگرد دوخت، با تغییر در قطر آرماتور و تعداد آن صورت می‌گیرد. به جهت سهولت تحلیل و مدل‌سازی، تغییر در درصد میلگرد دوخت با تغییر در قطر آرماتور صورت گرفت. همانطور که در شکل ۵-۳ نشان داده

شده است، افزایش درصد میلگرد دوخت، باعث افزایش مقاومت برش اصطکاک می‌شود. به گونه‌ای که تغییر میلگرد دوخت از ۶ به ۸، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر، باعث افزایش مقاومت برش اصطکاک به میزان ۱۶، ۳۶ و ۶۱ درصد می‌گردد. بر اساس آیین نامه ACI نیز، مقاومت برشی با درصد میلگرد دوخت رابطه خطی دارد.



شکل ۳-۵- تأثیر درصد آرماتور بر مقاومت برشی

در شکل ۴-۵ نتایج شبیه‌سازی عددی تمام نمونه‌ها نشان داده شده است. بر اساس آیین نامه ACI، مقاومت برش اصطکاک از رابطه (۱-۵) بدست می‌آید.

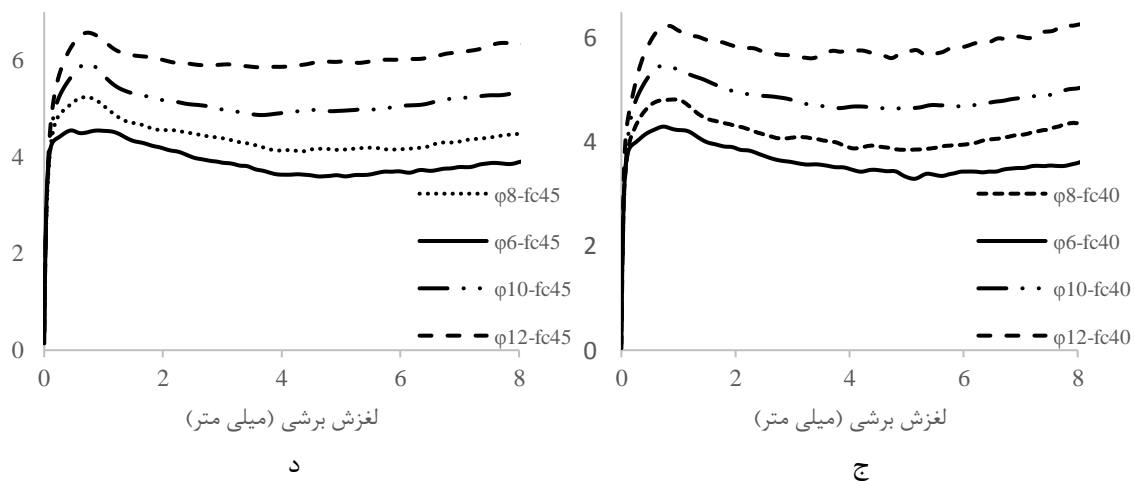
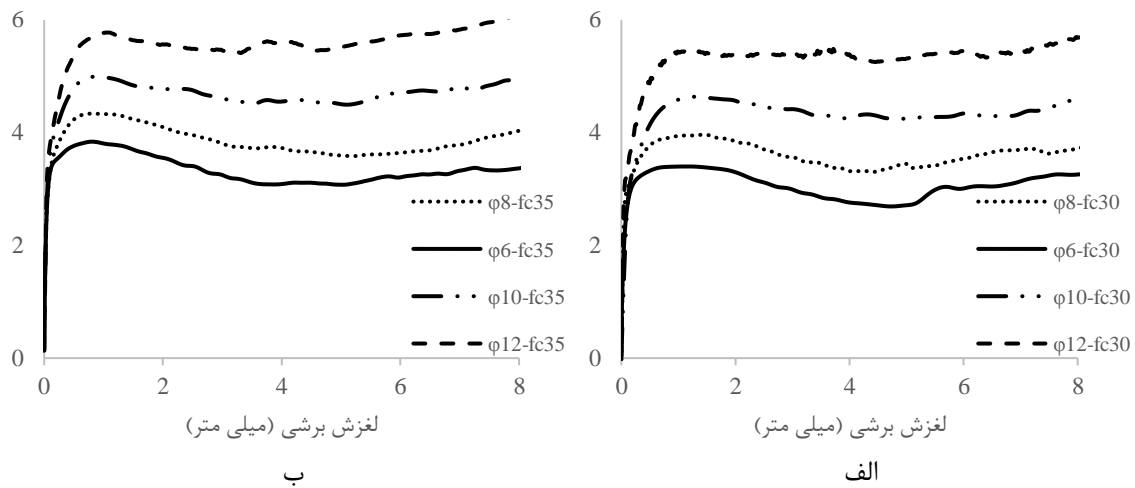
$$V_n = \mu f_y A_{vf} \quad (1-5)$$

برای بتنی که در مقابل بتن بدون سطح مضرس قرار گرفته باشد، مقاومت برش اصطکاک نباید بیشتر از دو مقدار $0.2f'_c A_c$ و $5.5A_c$ باشد. در رابطه فوق A_c ، A_{vf} ، f_y و μ به ترتیب مساحت میلگرد دوخت، مساحت سطح برش، تنش تسلیم میلگرد و ضریب اصطکاک است. آیین نامه Eurocode [68] نیز رابطه زیر را برای محاسبه ظرفیت برش اصطکاک ارائه می‌دهد:

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu(\sigma_n + \rho f_{yd}) \leq 0.5v f_{cd} \quad (2-5)$$

با توجه به آنکه بتن مورد استفاده در این تحقیق دارای سطح صاف است، ضرایب c ، μ و v به ترتیب

برابر ۰/۳۵، ۰/۶ و ۰/۶ است. f_{ctd} مقاومت کششی بتن است که در اینجا ۱۰ درصد مقاومت فشاری در نظر گرفته شده است. f_{cd} و σ_n نیز به ترتیب مقاومت فشاری بتن و تنش فشاری عمود بر سطح تماس است. با توجه به آنکه نیروی خارجی اضافی بر سطح برش اعمال نشده است، مقدار σ_n صفر است. در جدول ۱-۵ نتایج حاصل از شبیه سازی عددی با رابطه پیشنهادی آیین نامه ACI، Eurocode و مبحث ۹ مقررات ملی مقایسه شده است. با توجه به نتایج، به نظر می‌رسد رابطه پیشنهادی آیین نامه آمریکا و ایران، محافظه کارانه است.



شکل ۴-۵- نمودارهای تنش برشی-لغزش برشی تمام نمونه‌ها

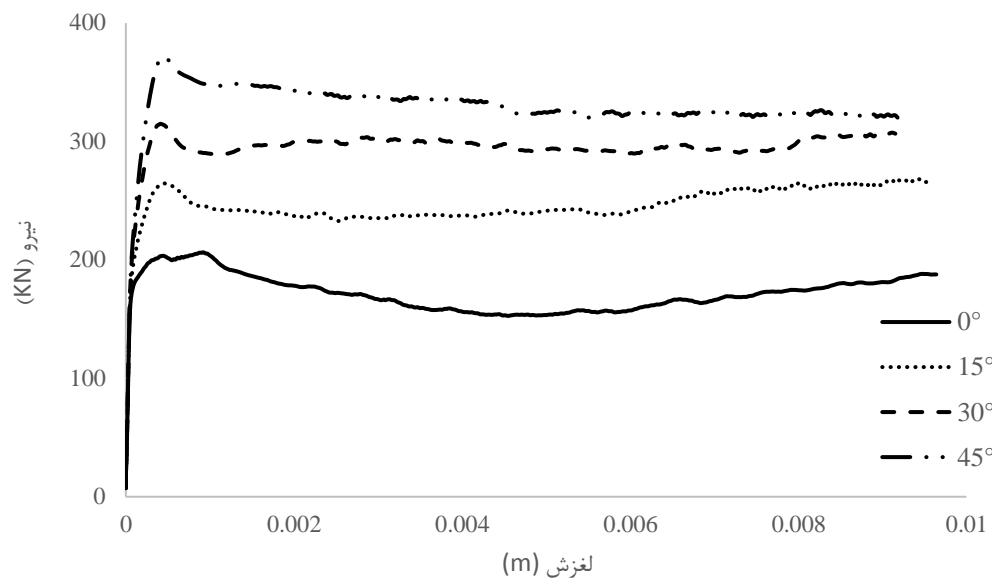
۴-۵- تأثیر زاویه میلگرد با سطح ترک

برای بررسی تأثیر زاویه میلگرد با سطح ترک، سه نمونه ساخته شد. زاویه میلگرد با سطح ترک در نمونه اول، دوم و سوم به ترتیب ۷۵، ۶۰ و ۴۵ درجه انتخاب شد. در صورتی که میلگردها با ترک زاویه داشته باشند، آنگاه مولفه محوری میلگردها نیز در انتقال تنش برشی مشارکت خواهد داشت. با کاهش زاویه میلگرد با ترک، به تدریج از تأثیر مقاومت خمشی میلگرد در انتقال تنش برشی کاسته می‌شود. در این حالت، رفتار مقطع به رفتار میلگرد تحت تنش تک محوره نزدیک می‌شود.

جدول ۵-۱- مقایسه نتایج تحلیل عددی با آیین نامه آمریکا و اروپا و مبحث ۹ مقررات ملی

Specimen	Concrete strength (MPa)	Rebar diameter (mm)	(1)	(2)	(3)	(4)			
			FEA (MPa)	ACI (MPa)	Eurocode (MPa)	مبحث ۹ (MPa)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)
ST6-30	30	6	3.40	2.19	3.24	1.83	0.64	0.95	0.54
ST6-35	35	6	3.84	2.19	3.42	1.83	0.57	0.89	0.48
ST6-40	40	6	4.30	2.19	3.59	1.83	0.51	0.84	0.42
ST6-45	45	6	4.55	2.19	3.77	1.83	0.48	0.83	0.40
ST8-30	30	8	3.96	3.90	4.95	3.25	0.98	1.25	0.82
ST8-35	35	8	4.34	3.90	5.12	3.25	0.90	1.18	0.75
ST8-40	40	8	4.82	3.90	5.30	3.25	0.81	1.10	0.67
ST8-45	45	8	5.24	3.90	5.47	3.25	0.74	1.04	0.62
ST10-30	30	10	4.64	5.50	7.14	5.07	1.19	1.54	1.09
ST10-35	35	10	5.00	5.50	7.31	5.07	1.10	1.46	1.01
ST10-40	40	10	5.48	5.50	7.49	5.07	1.00	1.37	0.93
ST10-45	45	10	5.94	5.50	7.66	5.07	0.93	1.29	0.85
ST12-30	30	12	5.46	5.50	9.00	6.50	1.01	1.65	1.19
ST12-35	35	12	5.78	5.50	9.99	6.50	0.95	1.73	1.12
ST12-40	40	12	6.24	5.50	10.16	6.50	0.88	1.63	1.04
ST12-45	45	12	6.57	5.50	10.34	6.50	0.84	1.57	0.99
Avg	-	-	-	-	-	-	0.846	1.270	0.81

مقاومت نمونه با آرماتور عمود بر سطح ترک و همچنین نمونه اول، دوم و سوم به ترتیب برابر ۲/۲۰۵، ۲۶۲/۹، ۳۱۴/۹ و ۳۶۵/۴ کیلونیوتن است. بدین ترتیب تغییر زاویه به ۷۵، ۶۰ و ۴۵ درجه به ترتیب باعث افزایش مقاومت برشی به مقدار ۲۸، ۵۳ و ۷۸ درصدی نسبت به حالت میلگرد عمود بر سطح ترک می‌شود. در شکل ۵-۵ تأثیر زاویه میلگرد بر مقاومت برشی نمونه آزمایشگاهی نشان داده شده است.



شکل ۵-۵- تأثیر زاویه میلگرد بر مقاومت برش اصطکاکی

فصل هشتم

نیچو گیری و پیشنهادات

۶- نتیجه گیری و پیشنهادات

۶-۱- مقدمه

این پایان نامه با هدف ایجاد یک مدل با قابلیت پیش بینی رفتار برشی نمونه‌های پوش-آف با استفاده از روش اجزا محدود غیر خطی انجام گرفت. پس از مطالعات لازم در مورد مدل‌های رفتاری موجود، مدل خسارت پلاستیک موجود در کتابخانه نرم افزار برای شبیه سازی عددی انتخاب گردید. سپس نمونه پوش-آف آزمایشگاهی شبیه سازی شد و صحت نتایج حاصل مورد بررسی قرار گرفت. پس از حصول اطمینان از نتایج شبیه سازی، آنالیز حساسیت بر روی متغیرهای فرضی منطقی صورت گرفت. پاسخ برش-لغزش، برش-باز شدگی ترک، الگوی ترک خوردگی، نسبت انرژی جنبشی به داخلی سیستم و نحوه تغییر شکل آرماتورها در مدل عددی، انطباق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی نشان داد. پس از انجام آنالیز حساسیت، بر روی مدل عددی مطالعه پارامتری انجام شد. مطالعه پارامتری بر روی مقاومت بتن، درصد میلگرد دوخت و زاویه آرماتورها با سطح ترک صورت گرفت. نتایج این بررسی در فصل ۵ ارائه شد.

۶-۲- نتیجه گیری

نتایج حاصل از بررسی رفتار برش اصطکاک نمونه‌های بتنی به صورت زیر است:

- ۱- مدل اجزاء محدود مقاومت برشی بین سطح دو بتن و میزان لغزش دو قطعه بتنی نسبت به یکدیگر را با دقت مناسب پیش بینی نمود. درصد اختلاف بین حداکثر مقاومت برش اصطکاک و لغزش متناظر با آن، حاصل از شبیه سازی عددی و نمونه آزمایشگاهی به ترتیب ۷ و ۴ درصد است. همچنین درصد اختلاف بین مقاومت باقی مانده و لغزش متناظر با آن، حاصل از شبیه سازی عددی و نمونه آزمایشگاهی به ترتیب ۳ و ۱۴ درصد است.
- ۲- انتقال تنش برشی در نمونه به صورت ترکیبی از اصطکاک سطح، عملکرد ریشه‌ای میلگردها و

قفل و بست بین دانه‌ای بتن (چسبندگی) صورت گرفت.

۳- اولین مکانیزم مشارکت کننده در انتقال تنش، مقاومت برشی ناشی از چسبندگی است. این

مکانیزم صلب است و به ازای لغزش‌های کم (۰/۲ تا ۰/۳ میلی‌متر) از بین می‌رود.

۴- مقاومت برشی نمونه پس رسیدن به حداکثر مقدار خود، کاهش و دوباره افزایش می‌یابد. علت

این امر مشارکت مولفه نیروی محوری میلگردهای دوخت، به ازای لغزش‌های بالا (در حدود ۵

میلی‌متر به بالا) است.

۵- افزایش مقاومت بتن باعث کاهش لغزش متناظر با حداکثر مقاومت برشی و افزایش مقاومت

برشی می‌شود. به گونه‌ای که تغییر در مقاومت مشخصه بتن از ۳۰ به ۳۵، ۴۰ و ۴۵ مگاپاسکال،

باعث افزایش مقاومت برش اصطکاک به میزان ۱۳، ۲۶ و ۳۴ درصد می‌گردد.

۶- افزایش درصد میلگرد، باعث افزایش در مقاومت برشی و لغزش متناظر با آن می‌شود. به گونه‌ای

که تغییر میلگرد دوخت از ۶ به ۸، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر، باعث افزایش مقاومت برش اصطکاک به

میزان ۱۶، ۳۶ و ۶۱ درصد می‌گردد.

۷- در مدل‌سازی متوسط مقیاس نمونه‌های بتنی که دچار ترک خوردگی می‌شوند، عدم به

کارگیری مدل رفتاری متوسط بتن و میلگرد، باعث ایجاد خطای قابل ملاحظه در محاسبات

می‌گردد.

۸- در صورتی که آرماتور با ترک زاویه α بسازد، آنگاه علاوه بر مقاومت خمشی میلگرد، مولفه

نیروی محوری آن نیز در انتقال تنش برشی مشارکت می‌کند. نتایج تحلیل نشان داد تغییر

زاویه از ۹۰ به ۷۵، ۶۰ و ۴۵ درجه به ترتیب باعث افزایش مقاومت برشی به مقدار ۲۸، ۵۳ و

۷۸ درصد می‌شود.

۶-۳- پیشنهادات

با توجه به بررسی‌های انجام گرفته در پایان نامه، برای ادامه تحقیقات در زمینه رفتار برش اصطکاک نمونه‌های بتنی، موارد زیر پیشنهاد می‌گردد:

۱- با توجه به آنکه در موارد عملی، اعضای سازه به طور همزمان تحت اثر ترکیبی از نیروی محوری، برشی و لنگر خمشی قرار می‌گیرند، بنابراین نیاز به بررسی ظرفیت برش اصطکاک نمونه‌های بتنی تحت اثر همزمان نیروی محوری، برشی و لنگر خمشی و اندر کنش بین آنها احساس می‌شود.

۲- در مواردی که سطح تماس تحت اثر نیروی فشاری قرار گیرد، آنگاه ظرفیت برشی اصطکاک سطح افزایش می‌یابد. بنابراین ظرفیت برش اصطکاک نمونه‌های بتنی تحت اثر نیروی فشاری بر سطح تماس نیازمند بررسی است.

۳- نتایج مدل خسارت پلاستیک نرم‌افزار آباکوس، به ازای تنش محصورکنندگی کمتر از حدود یک‌پنجم مقاومت مشخصه بتن قابل‌اعتماد است. در صورت بررسی نمونه‌های پوش-آف تحت فشار محصورکنندگی بالا (بیشتر از یک‌پنجم مقاومت مشخصه بتن)، نتایج مدل پلاستیک خسارت بتن قابل‌اعتماد نیست. بنابراین پیشنهاد می‌گردد مدل خسارت پلاستیک برای تنش‌های محصورکنندگی بالا اصلاح گردد.

۴- بررسی نمونه‌های تقویت‌شده با الیاف خارجی

۵- بررسی رفتار برش نمونه‌های بدون ترک اولیه مانند شانه‌ها و دستک‌های بتنی

۶- بررسی تأثیر انقباض بر مقاومت سطح تماس

۷- با توجه به ماهیت رفت و برگشتی نیروی زلزله و روند رو به رشد ساخت سازه‌های پیش‌ساخته مقاوم در برابر زلزله، رفتار برش اصطکاک نمونه‌های بتنی تحت بارگذاری چرخه‌ای نیازمند بررسی است.

- [1] Kamara, M.E. and B.G. Rabbat, Notes on ACI 318-05, building code requirements for structural concrete: with design applications. 2005: Portland Cement Assn.
- [2] Anderson, A.R., Composite designs in precast and cast-in-place concrete. Progressive Architecture, 1960. 41(9): p. 172-179.
- [3] Hanson, N.W., Precast-Prestressed Concrete Bridges: 2. Horizontal Shear Connections. 1960: Portland Cement Association, Research and Development Laboratories.
- [4] Hofbeck, J., I. Ibrahim, and A.H. Mattock, Shear transfer in reinforced concrete. J Am Concr Inst, 1969. 66(2): p. 119-128.
- [5] Birkeland, P.W. and H.W. Birkeland. Connections in precast concrete construction. in ACI journal, Proceedings. 1966.
- [6] Mattock, A.H. and N.M. Hawkins, Shear transfer in reinforced concrete-recent research. precast/prestressed concrete institute, 1972. 17(2): p. 55-75.
- [7] Mattock, A.H., Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane. Special Publication, 1974. 42: p. 17-42.
- [8] Randl, N., Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010. Structural Concrete, 2013. 14(3): p. 230-241.
- [9] Mattock, A.H., W. Li, and T. Wang, Shear transfer in lightweight reinforced concrete. PCI journal, 1976. 21(1): p. 20-39.
- [10] Ali, M.A. and R.N. White, Enhanced contact model for shear friction of normal and high-strength concrete. Structural Journal, 1999. 96(3): p. 348-360.
- [11] Mansur, M., T. Vinayagam, and K.-H. Tan, Shear transfer across a crack in reinforced high-strength concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, 2008. 20(4): p. 294-302.
- [12] Loov, R.E. and A.K. Patnaik, Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface. PCI Journal, 1994. 39(1): p. 48-69.
- [13] Walraven, J., J. Frenay, and A. Pruijssers, Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. PCI journal, 1987. 32(1): p. 66-84.
- [14] Mattock, A.H., Shear friction and high-strength concrete. ACI Structural Journal, 2001. 98(1)
- [15] Mau, S. and T. Hsu, influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members-comment. 1988, precast/prestressed concrete inst 175 w jackson blvd, chicago, il 60604. p. 166-168.
- [16] Santos, P.M. and E. Júlio. Recommended improvements to current shear-friction provisions of model code. in Proceedings of the 3rd fib International Congress. 2010. Washington, DC.
- [17] Santos, P.M.D. and E.N.B.S. Júlio, Factors affecting bond between new and old concrete. ACI Materials Journal, 2011. 108: (4)p. 449-456.
- [18] Zilch, K. and R. Reinecke. Capacity of shear joints between high-strength precast elements and normal-strength cast-in-place decks. in PCI/FHWA/FIB International Symposium on High Performance Concrete. 2000.
- [19] Mattock, A., L. Johal, and H. Chow, Shear Transfer in Reinforced Concrete with

- Moment or Tension Acting Across the Shear Plane. *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, 1975. 20(4)
- [20] Canha, R.M.F., et al., Numerical analysis of reinforced high strength concrete corbels. *Engineering Structures*, 2014. 74: p. 130-144.
- [21] Xu, J., et al., Numerical analysis of shear transfer across an initially uncrack reinforced concrete member. *Engineering Structures*, 2015. 102: p. 296-309.
- [22] Murtha, R., T. Holland, and N.C.E. Laboratory, Analyses of WES FY82 Dynamic Shear Test Structures. 1982: Naval Civil Engineering Laboratory.
- [23] Krauthammer, T., N. Bazeos, and T. Holmquist, Modified SDOF analysis of RC box-type structures. *Journal of Structural Engineering*, 1986. 112(4): p. 726-744.
- [24] Valle, M. and O. Buyukozturk, Behavior of fiber reinforced high-strength concrete under direct shear. *Materials Journal*, 1993. 90(2): p. 122-133.
- [25] Hsu, T.T., S. Mau, and B. Chen, Theory on shear transfer strength of reinforced concrete. *Structural Journal*, 1987. 84(2): p. 149-160.
- [26] Code, C.-F.M., Model code for concrete structures. *Bulletin D'Information*, 1990(117-E).
- [27] Institution, B.S., Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. 2004: British Standards Institution.
- [28] CAN, C., A23. 3. Design of concrete structures. Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada, 2004.
- [29] Committee, A., A.C. Institute, and I.O.f. Standardization. Building code requirements for structural concrete) ACI 318-08) and commentary. 2008. American Concrete Institute.
- [30] Maekawa, K., H. Okamura, and A. Pimanmas, Non-linear mechanics of reinforced concrete. 2003: CRC Press.
- [31] Obaidat, A.T., A. Abo El Ezz, and K. Galal, Compression behavior of confined concrete masonry boundary elements. *Engineering Structures*, 2017. 132: p. 562-575.
- [32] Yan, J.-B., et al., Damage plasticity based numerical analysis on steel–concrete–steel sandwich shells used in the Arctic offshore structure. *Engineering Structures*, 2016. 117: p. 542-559.
- [33] Genikomsou, A.S. and M.A. Polak, Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. *Engineering Structures*, 2015. 98: p. 38-48.
- [34] Shamass, R., X. Zhou, and G. Alfano, Finite-Element Analysis of Shear-Off Failure of Keyed Dry Joints in Precast Concrete Segmental Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 2014. 20(6): p. 04014084.
- [35] Lubliner, J., et al., A plastic-damage model for concrete. *International Journal of solids and structures*, 1989. 25(3): p. 299-326.
- [36] Hibbitt, H., B. Karlsson, and P. Sorensen, Abaqus theory manual version 6.16. Dassault Systèmes Simulia Corp.: Providence, RI, USA. 2016.
- [37] Drucker, D.C. and W. Prager, Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of applied mathematics*, 1952. 10(2): p. 157-165.
- [38] Chen, W.-F. and D.-J. Han, Plasticity for structural engineers. 2007: J. Ross Publishing.
- [39] H., K., H. H.K., and R. H., Behaviour of concrete under biaxial stress. *ACI J.*,

1969. 66: p. 656-666
- [40] Rahman, T., et al., Simulation of the mechanical behavior and damage in components made of strain softening cellulose fiber reinforced gypsum materials. *Computational Materials Science*, 2007. 39(1): p. 65-74.
- [41] Onate, E., et al., A constitutive model for cracking of concrete based on the incremental theory of plasticity. *Engineering computations*, 1988. 5(4): p. 309-319.
- [42] Bažant, Z.P. and B.H. Oh, Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et construction*, 1983. 16(3): p. 155-177.
- [43] Weiss, W.J., K. Guler, and S.P. Shah, Localization and size-dependent response of reinforced concrete beams. *Structural Journal*, 2001. 98(5): p. 686-695.
- [44] Popovics, S., A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and concrete research*, 1973. 3(5): p. 583-599.
- [45] Hognestad, E., Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. University of Illinois. Engineering Experiment Station. Bulletin; no. 399, 1951.
- [46] MacGregor, J.G., et al., Reinforced concrete: mechanics and design. Vol. 3. 1997: Prentice Hall Upper Saddle River, NJ.
- [47] Thorenfeldt, E., A. Tomaszewicz, and J. Jensen. Mechanical properties of high-strength concrete and application in design. in *Proceedings of the symposium utilization of high strength concrete*. 1987. Norway.
- [48] Salem, H.M.M., Enhanced tension stiffening model and application to nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete. 1998.
- [49] Maekawa, K., et al., time dependence space-average constitutive modelling of cracked time dependence space-average constitutive modelling of cracked. *Advance Concrete Technology*, 2006. 4(1): p. 193-207.
- [50] Hsu, T.T., Unified theory of reinforced concrete. Vol. 5. 1992: CRC press.
- [51] Koh, Y.H., Characterizing a Reinforced Concrete Beam-column-slab Subassemblage Connection for Progressive Collapse Assessment. 2011, University of Florida.
- [52] Park, R. and T. Paulay, Reinforced concrete structures. 1975: John Wiley & Sons.
- [53] Bathe, K.-J., Finite element procedures. 2006: Klaus-Jurgen Bathe.
- [54] Figueira, D., et al., Push-Off Tests in the Study of Cyclic Behavior of Interfaces between Concretes Cast at Different Times. *Journal of Structural Engineering*, 2016. 142(1): p. 1-10.
- [55] Meley, J. and T. Krauthammer, Finite Element Code Validation Using Precision Impact Test Data on Reinforced Concrete Beams, Final Report to US Army ERDC. 2003, PTC-TR-001-2003, Protective Technology Center, Pennsylvania State University.
- [۵۶] شهبازی ر. یکرنگ نیا م، "راهنمای کاربردی آباکوس به همراه مسائل مهندسی عمران سازه - ژئوتکنیک". ۱۳۹۳.
- [57] Committee, A., A.C. Institute, and I.O.f. Standardization. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14). 2014. American Concrete Institute.
- [58] VERMELTFOORT, A.T. and T.M.J. RAIJMAKERS, Deformation controlled

- tests in masonry shear walls. 1992: TNO-Bouw, Delft, The Netherlands.
- [59] VERMELTFOORT, A.T. and T.M.J. RAIJMAKERS, Deformation controlled tests in masonry shear walls (Part 2). 1993: Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands.
- [60] Structural masonry: a experimental/numerical basis for practical design rules. 1994: CUR, Gouda, The Netherlands.
- [61] Yu, T., et al., Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker–Prager type plasticity model. *Engineering Structures*, 2010. 32(3): p. 665-679.
- [62] Yu, T., et al., Finite element modeling of confined concrete-II: Plastic-damage model. *Engineering structures*, 2010. 32(3): p. 680-691.
- [۶۳] سهیل س. و همکاران، "کامل ترین مرجع کاربردی آباکوس (سطح پیشرفته، ویژه عمران)" ۱۳۹۲.
- [64] Mirmiran, A., K. Zagers, and W. Yuan, Nonlinear finite element modeling of concrete confined by fiber composites. *Finite Elements in Analysis and Design*, 2000. 35(1): p. 79-96.
- [65] Kmiecik, P. and M. Kamiński, Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 2011. 11(3): p. 623-636.
- [66] Kupfer, H.B. and K.H. Gerstle, Behavior of concrete under biaxial stresses. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 1973. 99(4): p. 853-866.
- [67] SIMULIA, A., Getting Started With ABAQUS. CAE, Dassault Systèmes, 2016.
- [68] Institution, B.S., Eurocode 2: Design of Concrete Structures. 2004: British Standards Institution.

[۶۹] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان - ویرایش ۹۲

ABSTRACT

The purpose of shear friction theory is to provide design methods for conditions where shear transfer should be considered: an interface between concretes cast at different times, an interface between concrete and steel, reinforcement details for precast concrete structures, and other situations. In the last decades, numerous experimental studies have been carried out to study shear transfer at a cracked plane in reinforced concrete (RC) members. It is found that the behavior of shear transfer is mainly governed by concrete strength, dowels steel across the interface, concrete density and interface roughness. This study attempts to rationally predict the variation of shear stress against slip, crack opening and cracking pattern at the interface of new and old concrete using finite element model. Although earlier experimental studies have been carried out to identify the role of different parameters on the ultimate shear strength, there are no reliable numerical model for studying the shear friction capacity. The other aim of this study is to improve insight into the characteristics between the shear stress and slip for a range of design parameters, such as concrete strength, percentage of dowel steel and variation of reinforcement orientation on RC members. Finite element models were developed using ABAQUS software to simulate push-off tests. The models were calibrated using experimental results published in literature. Parametric studies were then carried out to generate data with the consideration of different combinations of the structural design parameters i.e. concrete compressive strength, percentage of dowel steel and orientation of reinforcement. Results indicate that increase in concrete strength and reinforcement ratio directly enhance the shear strength.

Keyword:

Shear friction transfer, Reinforce concrete, ABAQUS, Nonlinear Finite element



Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

**Study on shear friction at the interface of new and old
concrete**

By: Ali Akbar Najafi Manzari

Supervisors:

Dr Farshid Jandaghi Alaei

Dr Seyed Mehdi Tavakoli

January 2017