

مطالعه‌ی عددی تأثیر پارامترهای رفتار شکننده‌ی توده‌سنگ‌های سخت در تغییر مکان دیواره و گسترش ناحیه‌ی خمیری اطراف تونل‌های عمیق

ابوذر مهدوی (کارشناس ارشد)

محمود یزدانی* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران: شریف
دوری ۲-۴۹، شماره ۲، ص. ۹۸-۸۷، (پادداشت فنی)

بسیاری از سنگ‌های موجود در طبیعت، سخت و شکننده هستند. لذا استفاده از مدل ساختاری مناسبی که این رفتار شکننده را به‌خصوص در تونل‌های عمیق شبیه‌سازی کند، بسیار ضروری است. در این تحقیق، رفتار گسیختگی این سنگ‌ها با استفاده از روش‌های حل بسته و عددی (اجزاء محدود و تفاضل محدود) با پیش‌بینی مقادیر جابجایی دیواره و ناحیه‌ی خمیری در دو تونل عمیق با مقطع دایره‌ای و نعل اسبی بررسی می‌شود. نتایج در حالت رفتار خمیری کامل بین روش‌های عددی و حل بسته همخوانی بسیار خوبی نشان می‌دهد؛ ولی با فرض رفتار شکننده، بین روش‌های اجزاء محدود، تفاضل محدود و حل بسته، بعضاً اختلافات زیادی دیده می‌شود. تحلیل‌های انجام شده حاکی از آن است که با فرض رفتار شکننده، مقادیر تغییر مکان و ناحیه‌ی خمیری شدیداً به پارامترهای مقاومتی پس از اوج حساس‌اند و با کاهش مقاومت پسماند به شدت افزایش می‌یابند.

abmahdavi@yahoo.com
myazdani@modares.ac.ir

واژگان کلیدی: تونل عمیق، رفتار شکننده، سنگ سخت، 1 Phase، 2 Flac.

۱. مقدمه

یکی از مسائلی که در ساخت فضا‌های زیرزمینی اهمیت بسزایی دارد، کنترل فرایند گسیختگی سنگ و مقادیر جابجایی در توده‌ی سنگ احاطه‌کننده‌ی این فضاهاست. در عمق‌هایی که غالباً تنش‌ها بیشتر از سطح تنش شروع گسترش ترک باشند، پیچیدگی رفتار سنگ در طول فرایند شکست ترد و انتقال از شرایط پیوسته به شرایط ناپیوسته به این مسئله اضافه می‌شود. شکست‌دگی به‌عنوان یک ویژگی مکانیکی، به‌صورت کمبود شکل‌پذیری بیان می‌شود و شکل‌پذیری، قابلیت یک ماده در تحمل کردن تغییر شکل غیرارجاعی زیاد بدون کاهش در ظرفیت باربری آن تعریف می‌شود. هوک در مورد توده‌های سنگی، ۳ نوع رفتار پس از گسیختگی بیان می‌کند: ۱. در مورد توده‌سنگ‌های سخت با کیفیت بسیار خوب (مانند گرانیت‌ها یا کوارتزیت‌های توده‌ی)، با تحلیل فرایند پوسته‌ی شدن در اطراف سازه‌های زیرزمینی که به‌شدت تحت تنش‌های محیطی هستند، می‌توان دریافت که توده‌سنگ در برگیرنده‌ی این سازه‌ها دارای رفتار ارتجاعی شکننده است. در این حالت، اگر تنش‌های محیطی از مقاومت توده‌سنگ مورد بررسی تجاوز کنند، افت ناگهانی و چشمگیری در مقاومت سنگ رخ می‌دهد. ۲. در مورد توده‌سنگ‌های با کیفیت متوسط، کاهش مقاومت از حالت برجا به حالت خرد شده با بروز رفتار نرم‌شدگی کرنش مطابقت می‌کند. ۳. تحلیل گسیختگی آن دسته از توده‌سنگ‌های در برگیرنده‌ی تونل که کیفیت بسیار پایینی دارند، نشان می‌دهد که مشخصات بعد از مرحله‌ی گسیختگی سنگ را می‌توان

به‌صورت جسمی با رفتار کاملاً خمیری در نظر گرفت. براساس این فرض پس از حفر تونل، توده‌سنگ در برگیرنده در تراز ثابتی از تنش شروع به تغییر شکل می‌کند تا مرحله‌ی گسیختگی آن که با افزایش حجم همراه نیست، مهیا شود.^[۱]

در طراحی تونل در سنگ‌های سخت، در بیشتر موارد، تئوری ارتجاعی استفاده شده است. در عمق‌های زیاد، ایجاد ناحیه‌ی غیرارجاعی در حوالی تونل‌ها چه در سنگ‌های سخت و چه در سنگ‌های سست، اجتناب‌ناپذیر است. با اینکه سنگ در آن سوی ناحیه‌ی گسیخته‌شده، رفتار ارتجاعی دارد؛ ولی این ناحیه‌ی گسیخته‌شده (غیرارجاعی) در اطراف فضای حفاری است، که لزوم سیستم نگهداری را برای حفظ پایداری حفاری دیکته می‌کند. از این رو لازم است تا با تحلیل غیرخطی مدل‌های عددی، برآورد واقع‌بینانه‌تری از محدوده‌ی خمیری و وضعیت تنش-تغییر مکان تونل‌ها به‌دست آورد. متداول‌ترین تحلیل‌های غیرخطی که در زمینه‌ی فضا‌های زیرزمینی صورت می‌گیرد، براساس رفتار خمیری کامل است، در حالی که در نظر گرفتن این رفتار برای توده‌سنگ‌های سخت می‌تواند منجر به نتایج غیرواقعی و خلاف جهت اطمینان شود. از آنجایی که یکی از ویژگی‌های سنگ‌های سخت، شکنندگی آن‌هاست و با توجه به اینکه بسیاری از سنگ‌های موجود در طبیعت رفتار شکننده از خود نشان می‌دهند و پس از رسیدن به مقاومت نهایی خود، دچار افت مقاومت شدیدی می‌شوند، لزوم تحقیقات بیشتری در این زمینه احساس می‌شود.

تحلیل ارتجاعی-خمیری تونل‌های دایره‌ای با فرض رفتار هوک-براون یا مور-کولمب توسط پژوهشگران مختلف انجام شده است. هر چند تعداد زیادی از

* نویسنده مسئول

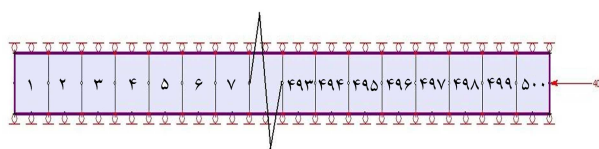
تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۱۱/۲۶، اصلاحیه ۱۳۹۰/۹/۱۹، پذیرش ۱۳۹۰/۱۱/۸.

پوش گیسختگی خطی مور-کولمب و غیرخطی هوک-براون استفاده و روش کای برای برآورد مقاومت های پیک و پسماند توده سنگ به کار برده شده است.

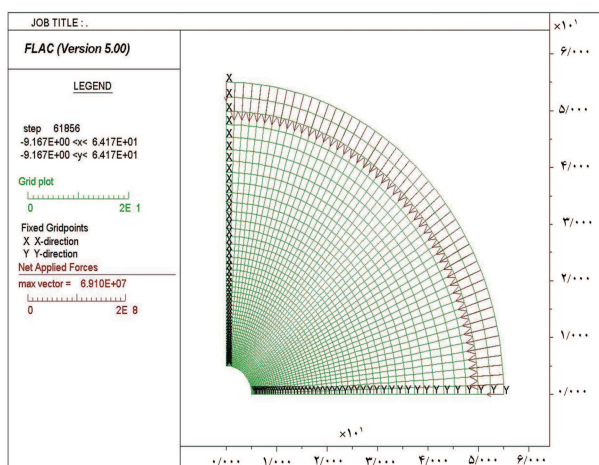
۲. بررسی یک تونل دایره‌ای

یک تونل دایره‌ای به شعاع ۵ متر و با طول بسیار زیاد در نظر گرفته شده است. این تونل تحت تنش هیدروستاتیک ۴۰ مگاپاسکال در بی‌نهایت قرار گرفته است و بر دیواره‌ی آن هیچ‌گونه فشار داخلی وارد نمی‌شود. از آنجایی که مسئله هم از لحاظ هندسی و هم از لحاظ بارگذاری دارای تقارن محوری است، برای سرعت بخشیدن به عملیات تحلیل، در نرم‌افزار Phase^۱ از مدل تقارن محوری استفاده شده است. شکل ۱، مدل المان محدود ساخته شده را نشان می‌دهد (ابعاد مدل ۵۰×۵۰/۱ متر است، ولی در شکل به دلیل طول زیاد آن، فقط المان‌های ابتدایی و انتهایی نشان داده شده است). از المان‌های چهارگوش هشت گره‌ای استفاده شده و اندازه‌ی المان‌ها با هم برابر است. ابعاد المان‌ها ۱۰ سانتی‌متر و برای المان‌های کوچک تر نتایج مشابهی به دست آمده است. برای مدل‌سازی شرایط اعمال تنش در بی‌نهایت، به میزان ۱۰ برابر شعاع تونل، محیط سنگی اطراف تونل مدل شده است. بارگذاری در ۳۰ مرحله انجام و بیشینه‌ی تکرار در هر مرحله برای رسیدن به بیشینه‌ی مقدار خطای نسبی (تولرانس) 10^{-6} ، برابر ۱۰۰۰۰۰ در نظر گرفته شده است (به ازای خطاهای نسبی کمتر از 10^{-6} ، نتایج مشابهی حاصل شده است). از آنجایی که طول تونل بسیار زیاد است، در امتداد تونل جابجایی نخواهیم داشت؛ بنابراین از جابجایی قائم مرزهای بالایی و پایینی جلوگیری به عمل آمده و جابجایی در راستای شعاعی تونل از طریق به‌کارگیری تکیه‌گاه غلتکی تأمین شده است. در مرز سمت راست مدل، تنش بر جای ۴۰ مگاپاسکال اعمال شده و در مرز سمت چپ به دلیل نبود فشار داخلی بر دیواره‌ی تونل، تنشی وارد نشده است.

شکل ۲، مدل کرنش صفحه‌ی FLAC، که به دلیل تقارن فقط یک چهارم آن



شکل ۱. مدل المان محدود تونل دایره‌ای (تقارن محوری).



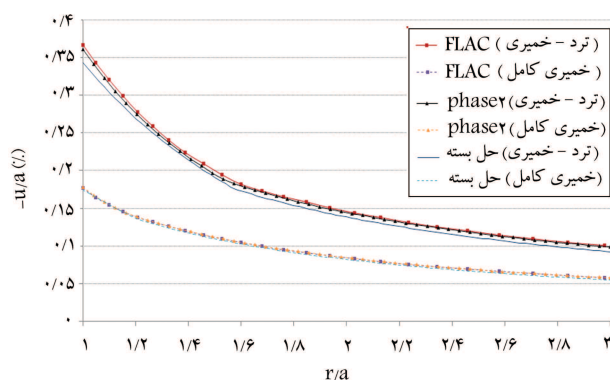
شکل ۲. مدل تفاضل محدود تونل دایره‌ای (کرنش مسطح).

حل‌های بسته در دسترس هستند، ولی با توجه به داشتن فرضیات ساده‌کننده تقریبی هستند. برای حالت ارتجاعی-خمیری شکننده، در سال ۱۹۸۳، حل بسته‌ی برای محاسبه‌ی تنش و تغییرمکان شعاعی در منطقه‌ی خمیری ارائه شد.^[۴] که در آن تغییر کرنش ارتجاعی بررسی نشده است؛ بنابراین اثر باربرداری در ناحیه‌ی خمیری به حساب نیامده است و به نظر ونگ^[۴] این حل در پیش‌بینی شعاع ناحیه‌ی خمیری ضعیف دارد. در سال ۱۹۹۹ نیز حل دیگری برای توده‌سنگ هوک-براون ارائه شد که فقط برای حالت خمیری کامل قابل استفاده است و جهت استفاده‌های عملی، نسبتاً پیچیده به نظر می‌رسد.^[۴] همچنین در سال ۱۹۹۳ یک حل تحلیلی ارائه شد که در آن با فرض اینکه میدان کرنش ارتجاعی در ناحیه‌ی خمیری همانند مسئله‌ی سیلندر جداره‌ی ضخیم است، با استفاده از تحلیل عددی و روش تکیه‌گاه‌های ارتجاعی برای مدل‌کردن محیط بی‌نهایت، اعتبارسنجی شد.^[۵] همچنین نشان داده شد (۲۰۰۳) که حل‌های ارائه‌شده‌ی پیشین^[۴،۵] برای حالت ارتجاعی-خمیری شکننده صحیح نیستند و با خطاهای بسیار زیادی همراه هستند؛^[۶] و نیز با روش حل بسته، تأثیر زاویه‌ی اتساع سنگ، فشار نگهدارنده، و مدول ارتجاعی پسماند در مقادیر جابجایی در دو حالت خمیری کامل و شکننده‌ی کامل نشان داده شد.^[۷،۸] پژوهشگران دیگری نیز بیانی دقیق برای تغییرمکان در ناحیه‌ی خمیری ارائه کرده‌اند.^[۹،۱۰] تنها حل‌های بسته‌ی که در حالت ارتجاعی-خمیری شکننده پارامتر مقاومتی α در معیار هوک-براون را صرفاً برابر ۰/۵ در نظر نمی‌گیرند، حل‌های شاران^[۸] و کارانازا-تورس^[۱۰] هستند.

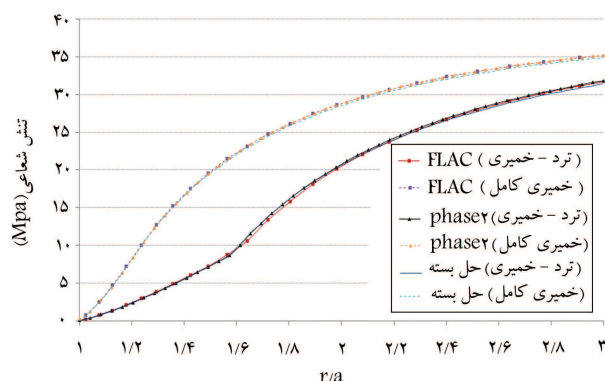
یکی از مشکل‌ترین و حساس‌ترین مسائلی که مهندسان در مهندسی سنگ با آن روبرو می‌شوند، برآورد مشخصات توده‌سنگ است. هرچند در نهایت این پارامترها می‌توانند از آزمایش‌های برجا تعیین شوند، ولی در جاهایی که دستیابی محدودی به محل وجود دارد، راه عملی برای به‌دست آوردن این پارامترها جهت طراحی مقدماتی، به‌کاربردن سیستم طبقه‌بندی توده‌سنگ است. چنین مشکلی نیز برای تخمین پارامترهای پسماند توده‌سنگ وجود دارد. در تحقیقات مفیدی که برای تعیین مقاومت توده‌سنگ‌های سخت با استفاده از سیستم GSI انجام شده است، روشی کمی برای کمک به استفاده از این سیستم ارائه شده است که بر پایه‌ی حجم بلوک و شرایط درزه در توده‌سنگ است.^[۱۱،۱۲]

پژوهشگرانی نیز با استفاده از داده‌های ابزار دقیق در معدن ویلامز در ایالت اونتاریو و به‌کارگیری نرم‌افزارهای Phase^{۲D} و Examine^{۳D} و شیوه‌ی تحلیل برگشتی و با در نظر گرفتن رفتار شکننده برای توده‌سنگ، پارامترهای مقاومتی پس از پیک توده‌سنگ مورد بررسی را به‌دست آوردند و با انجام آنالیز حساسیت بر روی پارامترهای هوک و براون و زاویه‌ی اتساع، اهمیت هر کدام از پارامترها را در جابجایی و ناحیه‌ی خمیری اطراف تونل مورد بحث و بررسی قرار دادند.^[۱۳،۱۴]

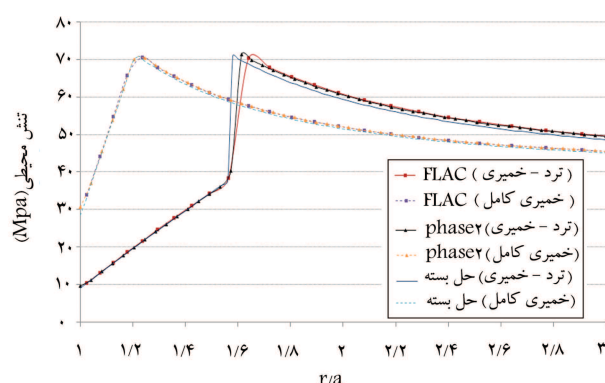
در این تحقیق با استفاده از روش‌های عددی المان محدود و تفاضل محدود و با به‌کارگیری نرم‌افزارهای Phase^{۲D} و FLAC^{۲D}،^[۱۵] تأثیر رفتار شکننده‌ی توده‌سنگ‌ها در مقادیر جابجایی و ناحیه‌ی خمیری تونل‌ها بررسی شده است. مطالعه‌ی این رفتار در ۲ بخش انجام شده است: ۱. یک تونل دایره‌ای تحت تنش هیدروستاتیک و بدون فشار داخلی بررسی و تغییرشکل، تنش‌های مماسی و شعاعی، و ناحیه‌ی خمیری ایجادشده در اثر رفتار شکننده با استفاده از روش حل بسته و روش‌های عددی به‌دست آمده و مقادیر آن‌ها با یکدیگر مقایسه شده است. ۲. برای نشان دادن اهمیت این موضوع، یک تونل متداول راه به شکل نعل اسبی مطالعه شده است. قابل ذکر است که در این تحقیق، بارگذاری به‌صورت استاتیکی و توده‌سنگ، همگن، و همسان فرض شده است و قانون جریان غیرهمراه برقرار است. همچنین از



شکل ۳. میزان تغییر مکان شعاعی در اطراف تونل دایره‌ای.



شکل ۴. توزیع تنش شعاعی در اطراف تونل دایره‌ای.



شکل ۵. توزیع تنش محیطی در اطراف تونل دایره‌ای.

جدول ۱. مشخصات مکانیکی معیار هوک - براون مدل.

γ (kg/m ³)	E (GPa)	ν	σ_{ci} (MPa)	m	s	a	
۲۶۰۰	۳۵	۰/۲۵	۱۵۰	۲/۴	۰/۰۳۶	۰/۵	توده سنگ

مدل شده است، را نشان می‌دهد. با توجه به تقارن در مرز پایینی در جهت قائم و در مرز کناری در جهت افقی تغییر مکانی نخواهیم داشت. تنش هیدروستاتیک در بی‌نهایت بر مدل اعمال می‌شود. از این رو به منظور افزایش دقت نتایج تحلیل، محیط سنگی اطراف تونل به اندازه‌ی ۱۰ برابر شعاع تونل مدل شده است. همچنین محل مرزهای مدل تغییر داده شده و عدم تغییر نتایج برای مرزهای دورتر مشاهده شده است.

با توجه به این مطلب که رفتار پس از پیک سنگ وابسته به کیفیت آن است، به منظور مطالعه‌ی رفتار شکنده، توده‌سنگی نسبتاً سخت در نظر گرفته شده است. [۱۷] مقادیر لحاظ‌شده برای چگالی، مدول ارتجاعی، ضریب پواسون، مقاومت فشاری تک‌محوری و ثابت‌های هوک - براون در جدول ۱ ارائه شده است.

یکی از مهم‌ترین نتایجی که در فضاهای زیرزمینی باید بررسی شود، مقدار تغییر مکان دیواره است که بزرگ بودن آن در اثر نیروهای وارده، تمهیدات خاصی را می‌طلبد. مساحت و عمق ناحیه‌ی خمیری ایجادشده در پیرامون فضاهای حفاری نیز یکی از پارامترهای مهم در شناخت عملکرد آن‌هاست که به طراح در تعیین نوع و برآورد مقدار سیستم نگهدارنده‌ی آن کمک می‌کند. از این رو، علاوه بر تغییر مکان جداری تونل، شعاع ناحیه‌ی خمیری نیز بررسی شده است.

از آنجایی که سنگ پس از گسیختگی مقاومت آن افت و به یک سطح پسماند نزول پیدا می‌کند، مقادیر پسماند متفاوتی برای توده‌سنگ در نظر گرفته شده است تا بدین وسیله اهمیت در نظر گرفتن صحیح این مقادیر نشان داده شود. برای صحت‌سنجی، نتایج با حل بسته‌ی ارائه‌شده‌ی شاران [۶] مقایسه شده‌اند.

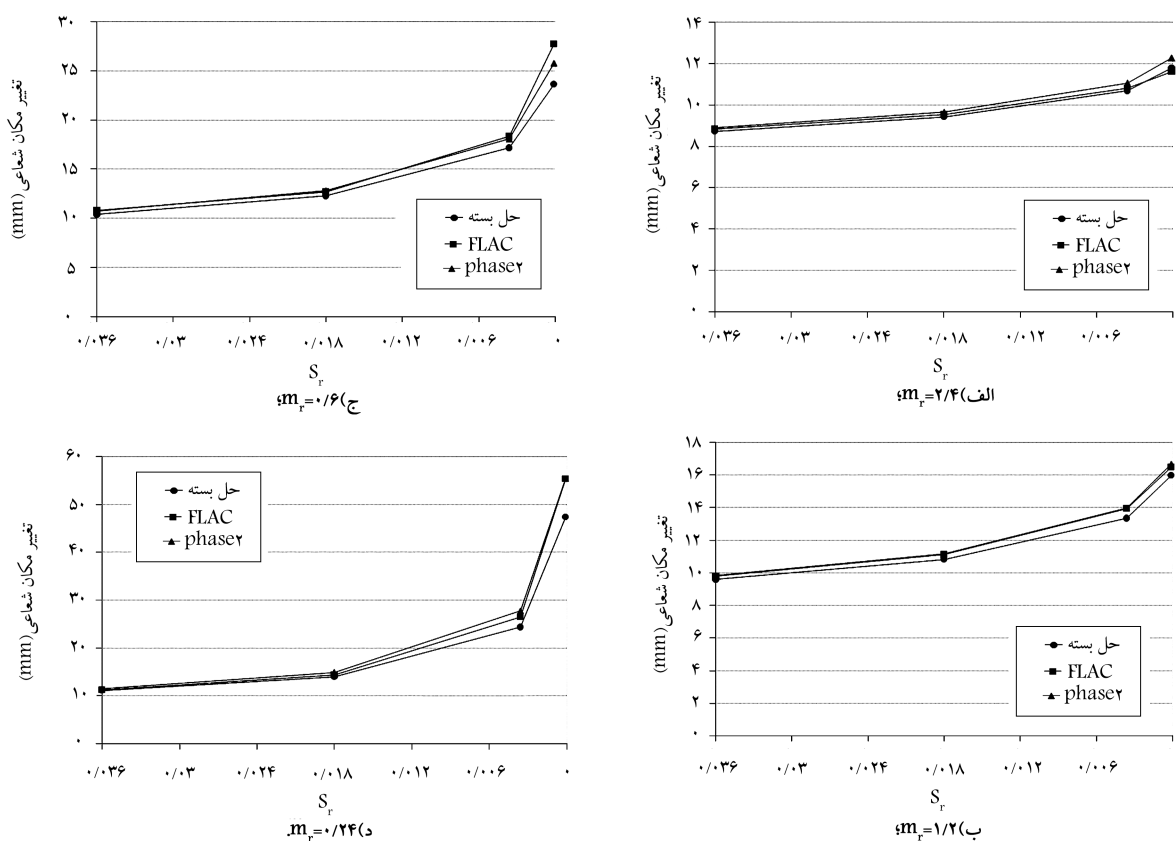
به منظور بررسی اثر رفتار شکنده در نتایج، توده‌سنگی با مشخصات ذکرشده در جدول ۱ در نظر گرفته شده است. مدل رفتاری شکنده علاوه بر پارامترهای فوق، به مشخصات پسماند توده‌سنگ نیز محتاج است. همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد، این قسمت یکی از مشکل‌ترین موضوعات برای استفاده از مدل رفتاری‌های شکنده و کرنش نرمی است. پارامترهای پسماند در نظر گرفته‌شده جهت مطالعه‌ی اثر شکندگی در توزیع تغییر مکان شعاعی و تنش‌های محیطی و شعاعی، شامل m و s است که به ترتیب مقادیر پسماند آن‌ها برابر ۰/۶ (m ۰/۲۵) و ۰/۰۳۶ (s ۰/۱۸) فرض شده است.

۱.۲. تأثیر شکندگی در میزان تغییر مکان شعاعی

شکل ۳، میزان تغییر مکان شعاعی در اطراف تونل دایره‌ای فوق را با فرض دو مدل رفتاری خمیری کامل و شکنده نشان می‌دهد. محورهای افقی و عمودی به ترتیب نسبت فاصله‌ی شعاعی از مرکز تونل به شعاع تونل و درصد مقدار تغییر مکان شعاعی به شعاع تونل است. این نمودارها هم‌خوانی خوبی را بین نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی و حل بسته نشان می‌دهند. نمودارهای حل عددی و حل بسته در حالت خمیری کامل تقریباً بر هم منطبق‌اند (تفاوت بیشینه‌ی ۰/۲٪) و در حالت شکنده نیز اختلاف بیشینه‌ی ۰/۶٪ (در مرز تونل) با هم دارند. مطابق این شکل، تحلیل با فرض رفتار شکنده منجر به تغییر مکانی بیش از ۲ برابر رفتار خمیری کامل شده است که این نسبت با فاصله‌گرفتن از دیواره‌ی تونل کاهش می‌یابد.

۲.۲. تأثیر شکندگی در توزیع تنش‌های شعاعی و محیطی

در توزیع تنش‌ها در حوالی تونل باید این نکته را مد نظر داشت که تنش بیشینه در مرز ناحیه‌های ارتجاعی و خمیری رخ می‌دهد. در شکل‌های ۴ و ۵، توزیع تنش‌های شعاعی و محیطی در اطراف تونل نشان داده شده است. مطابق این شکل‌ها، مقدار تنش‌های شعاعی در حالت شکنده کمتر از مقدار آن در حالت خمیری کامل است. همچنین به دلیل باز توزیع تنش که در ناحیه‌ی گسیخته‌شده صورت می‌گیرد، مقدار تنش محیطی در این ناحیه کمتر از مقدار آن در ناحیه‌ی ارتجاعی است. نمودارهای به دست آمده‌ی حل‌های عددی و حل بسته که در حالت خمیری کامل تقریباً بر هم منطبق هستند و در حالت شکنده انطباق قابل قبولی دارند؛ فقط در محل بیشینه‌ی تنش محیطی، اختلاف اندکی



شکل ۶. تأثیر s_r در تغییر مکان شعاعی تونل دایره‌یی.

مطابق این نمودارها با در نظر گرفتن رفتار شکننده برای سنگ، مقدار تغییر مکان شدیداً نسبت به حالت خمیری کامل افزایش می‌یابد و هرچه پارامترهای پسماند افت بیشتری داشته باشند، این تغییر بیشتر است؛ و همچنین در m_r های پایین‌تر، نمودارها تقریباً بیشتری را به خود می‌گیرند. اگر در یک s_r ثابت، نمودار تغییر مکان شعاعی با تغییر m_r نیز رسم شود، همین نتیجه قابل رؤیت است. به علاوه همان‌طور که دیده می‌شود، با کاهش بیشتر پارامترهای پسماند اختلاف میان مقادیر تغییر مکان به دست آمده از نرم‌افزارهای عددی با حل بسته بیشتر می‌شود.

جدول ۲. پارامترهای پسماند توده سنگ.

m_r	s_r
۲/۴	۰/۰۳۶
۱/۲	۰/۰۱۸
۰/۶	۰/۰۰۳۶
۰/۲۴	۰/۰۰۰۱

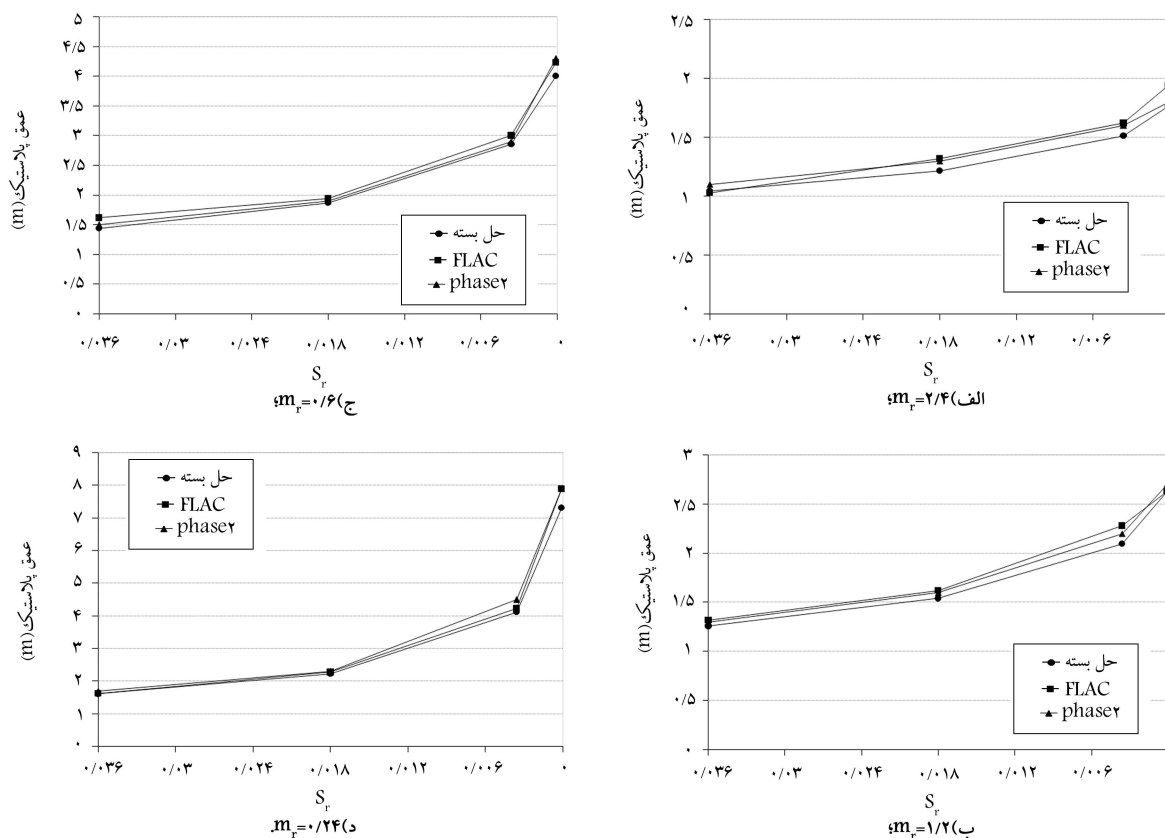
نشان می‌دهند. با این حال، مقدار پیشینه‌ی به دست آمده از هر سه روش یکسان است.

۴.۲. تغییرات شعاع ناحیه‌ی خمیری با تغییر پارامترهای مقاومتی سنگ

شکل ۷، تغییر ضخامت ناحیه‌ی خمیری را با تغییر پارامترهای مقاومتی توده سنگ نشان می‌دهد. ضخامت ناحیه‌ی خمیری از تقاضای شعاع ناحیه‌ی خمیری از شعاع تونل به دست می‌آید. بنابراین افزایش ضخامت ناحیه‌ی خمیری بیانگر افزایش شعاع ناحیه‌ی خمیری است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با کاهش مقادیر m_r و s_r شعاع ناحیه‌ی خمیری افزایش می‌یابد که همانند تغییر مکان، این افزایش با کاهش بیشتر مقادیر پسماند تشدید می‌شود. با در نظر گرفتن رفتار خمیری کامل، ضخامت ناحیه‌ی خمیری در حدود ۱ متر به دست آمده است. در حالی که با توجه به کیفیت بالای سنگ و لزوم در نظرگیری رفتار شکننده، ناحیه‌ی خمیری شده به میزان زیادی از حالت خمیری کامل بیشتر خواهد بود که این مسئله ارتباط مستقیمی با سیستم نگهداری مورد نیاز جهت حفظ پایداری تونل دارد (مثلاً طول پیچ سنگ‌های نصب شده در حالت شکننده می‌تواند بسیار بیشتر از حالت خمیری کامل باشد). به طوری که می‌توان

۳.۲. تغییرات تغییر مکان شعاعی با تغییر پارامترهای مقاومتی پسماند سنگ

جهت بررسی اثر مقاومت پس از پیک در مقدار تغییر مکان، تحلیل‌هایی با مقادیر مختلف پسماند انجام گرفته است و دقت روش‌های عددی برای سطح پسماندهای مختلف نشان داده شده است. به منظور مطالعه‌ی مستقل تأثیرات هر پارامتر، در یک s_r ثابت، مقدار m_r از m تا $۰/۱$ (از $۲/۴$ تا $۰/۲۴$) و در یک m_r ثابت، مقدار s_r از s تا عددی نزدیک به صفر یعنی از $۰/۰۳۶$ تا $۰/۰۰۰۱$ تغییر داده شده است. پارامترهای پسماند در نظر گرفته شده برای توده سنگ در جدول ۲ آمده است. اولین زوج مرتب پارامترها یعنی m_r برابر $۲/۴$ و s_r برابر $۰/۰۳۶$ نشان دهنده‌ی رفتار خمیری کامل است. البته بدیهی است هرچه پارامترهای مقاومتی افت بیشتری داشته باشند، مقادیر تغییر مکان بیشتر خواهند شد. چگونگی این افزایش در شکل ۶ نشان داده شده است.

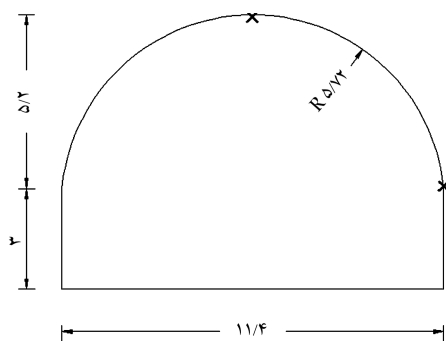


شکل ۷. تأثیر S_r در عمق ناحیه‌ی خمیری تونل دایره‌یی.

می‌توان تحلیل‌ها را به صورت کرنش صفحه‌یی انجام داد. شکل‌های ۹ و ۱۰، مدل‌های اجزاء محدود و تفاضل محدود تونل مورد بحث را نشان می‌دهند. جهت گریز از هر گونه تأثیر نامطلوب تکیه‌گاه‌ها در نتایج، محدوده‌ی مدل به ابعاد $90^\circ \times 120$ متر و بارگذاری به صورت استاتیکی در نظر گرفته شده است. تنش قائم نیز ناشی از وزن روباره به دست آمده و ضریب فشار جانبی برابر 0.5 فرض شده است. در بررسی مقادیر جابجایی، دو نقطه یکی در وسط سقف و دیگری در انتهای بالایی دیواره‌ی قائم تونل مد نظر قرار گرفته‌اند که در شکل ۸ با علامت ضربدر نشان داده شده‌اند.

۲.۳. مشخصات مکانیکی مدل

از دو نوع سنگ سخت در این بخش از تحقیق استفاده شده است که مشخصات این دو نوع سنگ در جدول‌های ۳ و ۴ قابل ملاحظه است. وزن مخصوص هر



شکل ۸. هندسه‌ی تونل (اندازه‌ها به متر هستند).

اثر پارامتر m_r و S_r را مشابه دانست که با توجه به شدت افت یکی نسبت به مقدار پیک خود، هر کدام از آن‌ها می‌تواند اثر کمتر یا بیشتری را نسبت به دیگری نشان دهد. بنابراین با توجه به نتایج به دست آمده، نتیجه‌گیری Crowder و همکاران^[۱۴] (۲۰۰۶) مبنی بر عدم تأثیر کاهش S_r در افزایش ضخامت ناحیه‌ی گسیختگی صحیح نیست.

۳. بررسی یک تونل نعل اسبی

در بخش قبلی فرض بر این بود که تونل دایره‌یی و بارگذاری به صورت فشار هیدرواستاتیکی باشد. در عمل، بسیاری از تونل‌های راه و راه‌آهن، دارای مقطعی غیر دایره‌یی هستند. در این بخش، تأثیر رفتار شکننده در نتایج تحلیل‌های عددی، یک تونل با مقطع نعل اسبی در نظر گرفته شده است.

در این مطالعه، دو نوع توده سنگ سخت استفاده شده است که یکی از آن‌ها از معیار مور-کولمب تبعیت می‌کند که پارامترهای پسماند آن از نتایج آزمایش‌های برجای برش بلوکی و برگرفته از پژوهش کای و همکاران^[۱۴] (۲۰۰۷) به دست آمده است. برای توده سنگ دیگر، معیار گسیختگی هوک-براون در نظر گرفته شده است که پارامترهای پسماند آن از روش کای و همکاران^[۱۱] (۲۰۰۴) به دست آمده است.

۱.۳. هندسه‌ی مدل

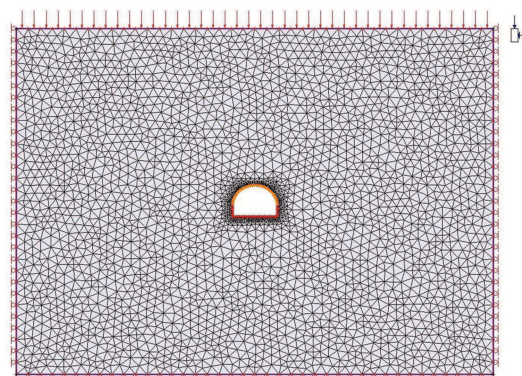
تونل مورد بررسی دارای مقطعی نعل اسبی است (شکل ۸). با توجه به اینکه فرض می‌شود دو انتهای تونل به اندازه‌ی کافی از مقطع و محل انجام تحلیل‌ها دور هستند،

جدول ۳. پارامترهای توده‌سنگ ۱.

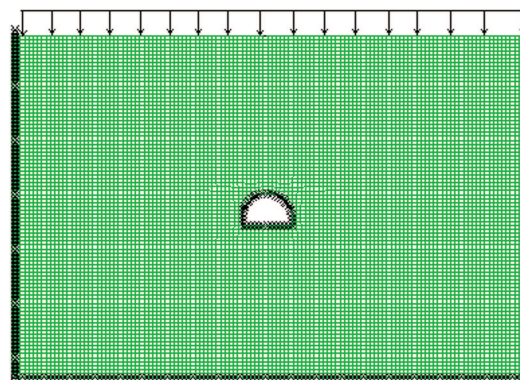
پیک	پسماند	
۲٫۵	۱٫۲۵	j_W
۲	۱	j_S
۱	۱	j_A
۵	۱٫۲۵	J_C
۳۰۹٫۰۰۰	۱۰	$V_b \text{ (cm}^3\text{)}$
۷۳٫۸	۳۲٫۳	GSI
۴۰	۴۰	$E \text{ (GPa)}$
۰٫۲	۰٫۲	ν
۲۲	۲۲	m_i
۱۱۱	۱۱۱	$\sigma_{ci} \text{ (MPa)}$
۸٫۶۳	۱٫۹۶	m
۰٫۰۵۴۴	۰٫۰۰۰۵۴	s
۰٫۵۰۱	۰٫۵۱۹	a

جدول ۴. پارامترهای توده‌سنگ ۲.

ψ	φ	C (MPa)	φ_r	C_r (MPa)	σ_t (MPa)	ν	E (GPa)
۰	۵۷	۳٫۴	۴۹	۰٫۵	۰٫۲	۰٫۲۵	۲۳



شکل ۹. مدل المان محدود تونل.



شکل ۱۰. مدل تفاضل محدود تونل.

برابر با ۳٫۴، ۱٫۷، ۰٫۸۵، ۰٫۳۴، ۰٫۱۷، ۰٫۰۶۸، ۰٫۰۳۴، ۰٫۰۱ و ۰٫۰۰۳۴ و مگاپاسکال در نظر گرفته شده‌اند). شکل‌های ۱۱ و ۱۲ حساسیت مقادیر جابجایی در سقف و دیواره‌ی تونل به مقدار چسبندگی پسماند را نشان می‌دهند.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود در هر دو نرم‌افزار با کاهش مقدار چسبندگی پسماند، مقدار جابجایی در سقف تونل به شدت افزایش می‌یابد. البته FLAC مقادیر بیشتری را نسبت به Phase^۲ نتیجه می‌دهد و نرخ رشد جابجایی در FLAC بیشتر از Phase^۲ است و با کاهش هر چه بیشتر چسبندگی پسماند، اختلاف آن‌ها بیشتر می‌شود. همچنین برای چسبندگی‌های بسیار نزدیک به صفر (۰٫۰۱ و ۰٫۰۰۳۴ مگاپاسکال)، تحلیل FLAC به همگرایی نمی‌رسد.

جابجایی دیواره‌ی تونل نیز با کاهش مقدار چسبندگی پسماند به سرعت افزایش می‌یابد و وقتی چسبندگی پسماند به صفر نزدیک می‌شود، مقدار جابجایی به بی‌نهایت میل می‌کند. به‌طورکل نرخ افزایش جابجایی دیواره با کاهش چسبندگی پسماند کمی از مقدار آن برای سقف تونل بیشتر است. برای چسبندگی‌های پسماند زیاد، نتایج FLAC اندکی از نتایج Phase^۲ کمتر است و با کاهش چسبندگی پسماند همانند سقف تونل مقادیر جابجایی حاصل از FLAC بیش از Phase^۲ می‌شود که با نزدیک شدن به چسبندگی پسماند صفر این اختلاف افزایش می‌یابد. همچنین هر دو نرم‌افزار برای در نظر گرفتن مقدار مطلق چسبندگی پسماند صفر با مشکل مواجه‌اند و به همگرایی نمی‌رسند.

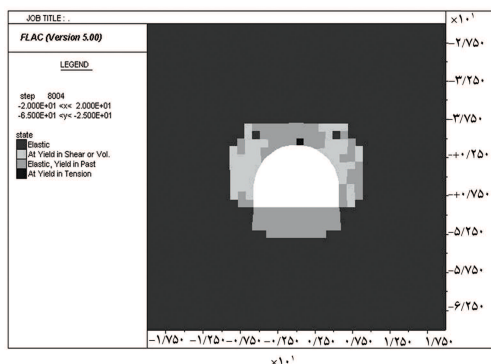
شکل‌های ۱۳ تا ۱۵ اثر چسبندگی پسماند را بر گستره‌ی ناحیه‌ی خمیری ایجاد شده در اطراف تونل نشان می‌دهد. مطابق این شکل‌ها، با کاهش c_r ، ناحیه‌ی خمیری وسیع‌تری به وجود آمده است.

همچنین به منظور بررسی تأثیر زاویه‌ی اصطکاک داخلی پسماند (φ_r) در

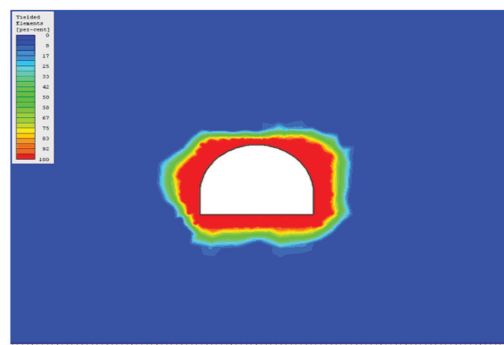
دو نوع سنگ ۲۷ کیلونیوتن بر مترمکعب در نظر گرفته شده است. توده‌سنگ ۱ با معیار گسیختگی هوک - براون در نظر گرفته شده است و پارامترهای آن از پژوهش کای و همکاران^[۱۲] (۲۰۰۷) استخراج شده است. مشخصات پیک این توده‌سنگ از قبیل حجم بلوک، پارامترهای مربوط به وضعیت سطحی درزه (j_W و j_S و j_A)، مقاومت تک‌محوری سنگ بکر، ثابت هوک و براون (m_i)، ضریب پواسون و همچنین مشخصات دیگری که از این پارامترها به دست می‌آیند (مانند J_C ، GSI و پارامترهای هوک و براون مربوط به توده‌سنگ) در جدول ۳ آورده شده است. مشخصات پس از پیک سنگ نیز با توجه به روش کای و همکاران محاسبه شده و مقادیر آن‌ها در این جدول آمده است. برای توده‌سنگ ۲ معیار گسیختگی مور-کولمب برقرار است. پارامترهای این توده‌سنگ نیز از پژوهش کای و همکاران^[۱۲] (۲۰۰۷) استخراج شده و مشخصات پیک و پسماند آن از آزمایش‌های برجای انجام شده در سایت مغار (نیروگاه کاناگاوا) در ژاپن به دست آمده است (جدول ۴). عمق تونل ۱۵۰ متر و ضریب فشار جانبی برابر ۰٫۵ فرض شده است.

۳.۳. تأثیر چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک داخلی پسماند

در معیار گسیختگی مور-کولمب و با فرض رفتار شکننده، مقادیر پارامترهای مقاومتی c و φ پس از گسیختگی کاهش می‌یابند و به یک سطح پسماند می‌رسند و این مقادیر، مقاومت پس از گسیختگی توده‌سنگ را تعریف می‌کنند. به منظور بررسی اثر چسبندگی پسماند در یک زاویه‌ی اصطکاک داخلی پسماند ثابت (۴۹ درجه)، مقدار c_r از ۳٫۴ مگاپاسکال (فرض بدون کاهش چسبندگی در اثر گسیختگی) تا ۰٫۰۰۳۴ مگاپاسکال (یک هزارم چسبندگی پیک) تغییر داده شده است (چسبندگی‌های پسماند

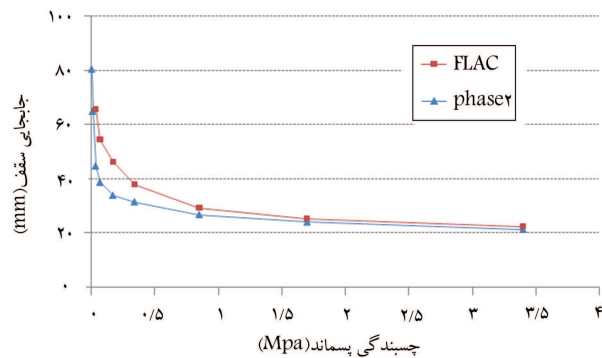


الف) FLAC

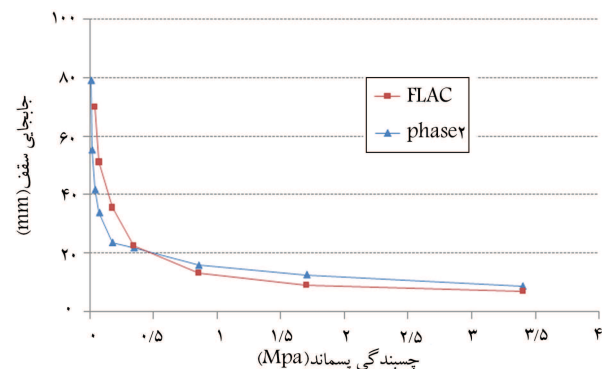


ب) Phase

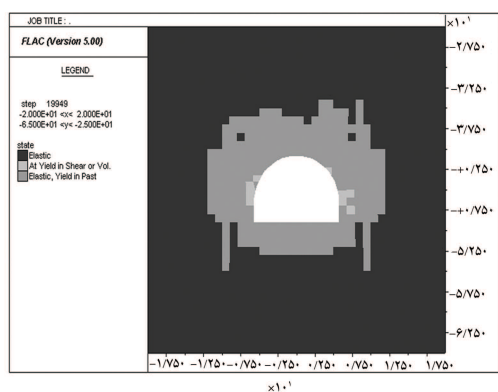
شکل ۱۴. ناحیه‌ی خمیری پیرامون تونل به‌ازای $c_r = 34 \text{ MPa}$ و $\varphi_r = 49^\circ$.



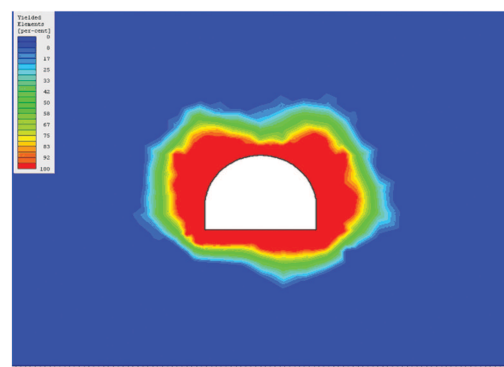
شکل ۱۱. تأثیر c_r در جابجایی سقف تونل.



شکل ۱۲. تأثیر c_r در جابجایی دیوار تونل.

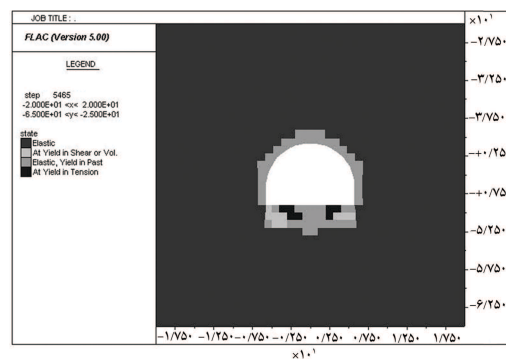


الف) FLAC

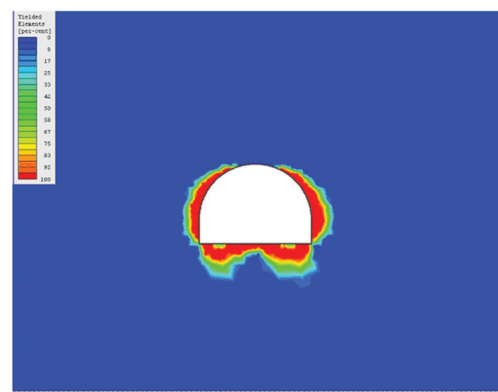


ب) Phase

شکل ۱۵. ناحیه‌ی خمیری پیرامون تونل به‌ازای $c_r = 34 \text{ MPa}$ و $\varphi_r = 49^\circ$.

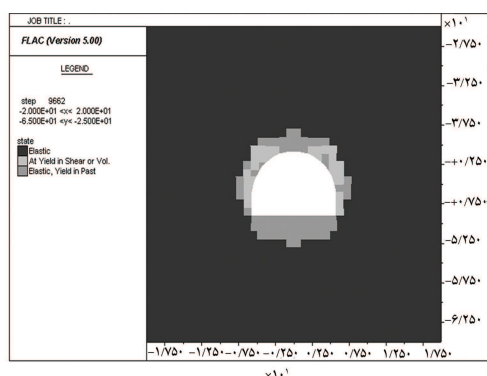


الف) FLAC

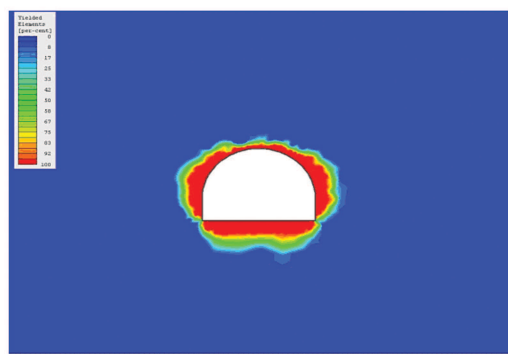


ب) Phase

شکل ۱۳. ناحیه‌ی خمیری پیرامون تونل به‌ازای $c_r = 34 \text{ MPa}$ و $\varphi_r = 49^\circ$.

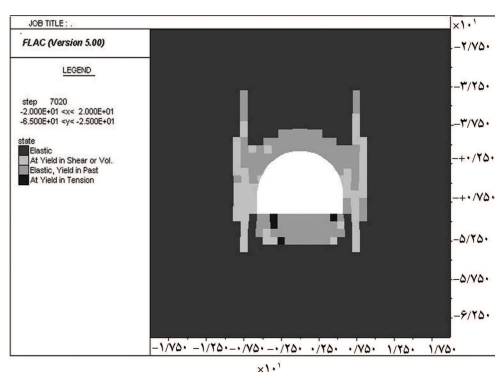


الف) FLAC

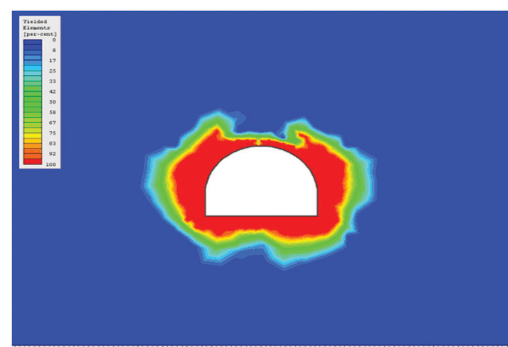


ب) Phase

شکل ۱۸. ناحیه‌ی خمیری پیرامون تونل به‌ازای $c_r = 5 \text{ MPa}$ و $\varphi_r = 57^\circ$.

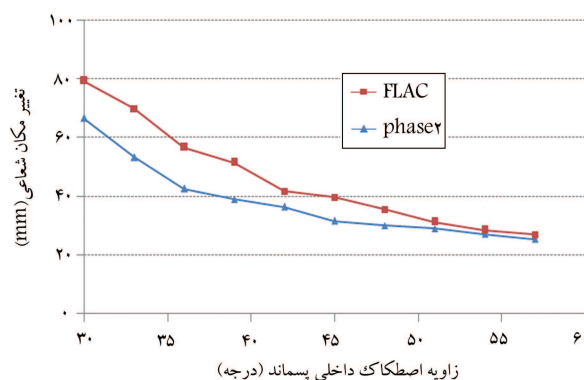
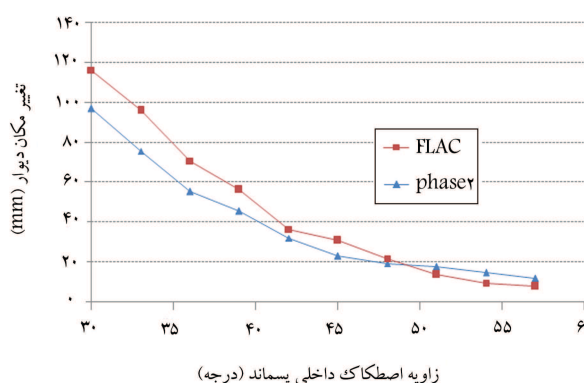


الف) FLAC



ب) Phase

شکل ۱۹. ناحیه‌ی خمیری پیرامون تونل به‌ازای $c_r = 5 \text{ MPa}$ و $\varphi_r = 42^\circ$.

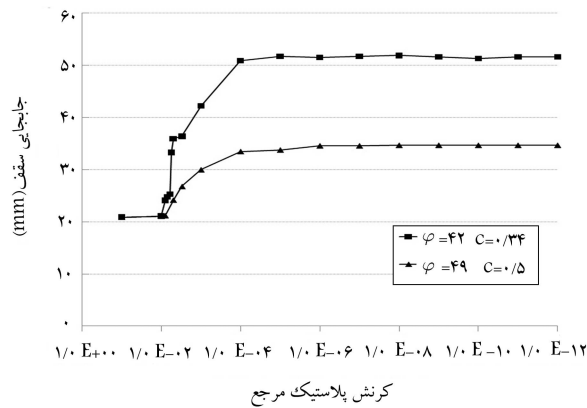
شکل ۱۶. تأثیر φ_r در جابجایی سقف تونل.شکل ۱۷. تأثیر φ_r در جابجایی دیوار تونل.

نتایج، در یک چسبندگی پسماند ثابت ($5/0$ مگاپاسکال) تحلیل‌هایی با زاویه‌ی اصطکاک‌های مختلف انجام شده است. مقادیر φ_r از 57° تا 30° درجه کاهش داده شده است (در هر مرحله، 3° درجه از φ_r کاسته و تحلیل انجام شده است). شکل‌های ۱۶ و ۱۷ نشان‌دهنده‌ی تغییرات جابجایی در سقف و دیواره‌ی تونل بر اثر تغییر φ_r هستند. با کاهش مقدار φ_r تفاوت نتایج دو نرم‌افزار نیز افزایش یافته است که این تفاوت هم در دیواره و هم در سقف تونل دیده می‌شود. شکل‌های ۱۸ و ۱۹ افزایش ناحیه‌ی خمیری را با کاهش φ_r نشان می‌دهند.

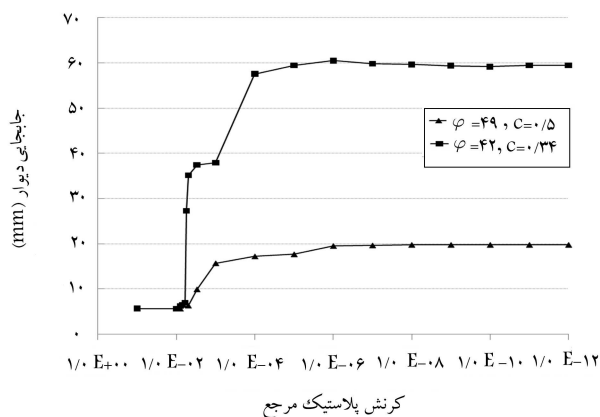
۴.۳. تأثیر پارامترهای پسماند هوک و براون

پارامترهای مقاومتی سنگ با معیار گسیختگی هوک - براون، m ، s و a هستند. همان‌طور که در تونل دایره‌ی نشان داده شد، مقادیر پسماند m و s می‌توانند تأثیر بسیار زیادی در نتایج تنش - تغییر شکل تحلیل داشته باشند. برای بررسی اثر این پارامترها در تونل‌های غیر دایره‌ی (به‌طور خاص در این تحقیق نعل اسبی) مطالعه‌ی پارامتریک دیگری نیز در این تونل‌ها انجام شده است که نتایج آن در ذیل بحث می‌شود.

در جدول ۳ با استفاده از روش کای و همکاران، مقادیر پسماند این پارامترها آورده شده است. پارامترهای m و s ، خود تابعی از GSI و D هستند. با اینکه طبق روش کای و همکاران، ضریب دست‌خوردگی D در حالت پسماند برابر صفر پیشنهاد شده است، ولی با توجه به اینکه شاران^[۸] در مطالعه‌ی پارامتریک خود برای ضریب دست‌خوردگی مقدار پسماند فرض کرده است و همچنین به‌منظور بررسی چگونگی تأثیر D_r در نتایج، سه مقدار برای D_r فرض شده است. بنابراین، برای مطالعه‌ی میزان حساسیت نتایج به مقدار مقاومت پسماند، پارامترهای GSI_r و D_r



شکل ۲۲. تأثیر ε^P در جابجایی سقف تونل (توده سنگ ۲).



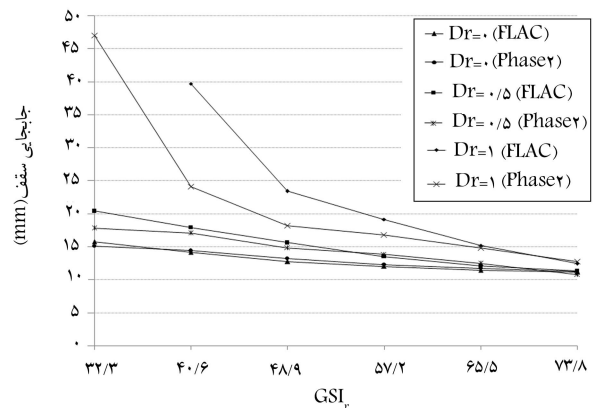
شکل ۲۳. تأثیر ε^P در جابجایی دیوار تونل (توده سنگ ۲).

بنابراین در معیار هوک-براون، پارامترهای m و s و در معیار مور-کولمب، پارامترهای c و φ ، پس از گسیختگی توده سنگ، از مقدار پیک خود تحت تابع دو ضابطه‌ی (۱) به مقادیر پسماند خود کاهش می‌یابند:

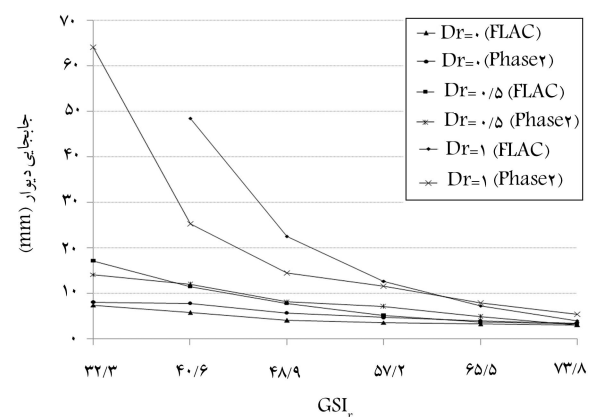
$$\omega(\varepsilon^P) = \begin{cases} \omega_p - (\omega_p - \omega_r) \frac{\varepsilon^P}{\varepsilon^{P*}} & 0 < \varepsilon^P < \varepsilon^{P*} \\ \omega_r & \varepsilon^P \geq \varepsilon^{P*} \end{cases} \quad (1)$$

که در آن، ω_p پارامتر مقاومتی، ε^P کرنش خمیری انحرافی، و ε^{P*} کرنش خمیری مرجع (کرنش خمیری از انتهای حد ارتجاعی تا شروع حد پسماند) است که باید با آزمایش تعیین شود. اگر $\varepsilon^{P*} = \infty$ ، رفتار خمیری کامل و زمانی که ε^{P*} به سمت صفر میل کند، رفتار شکننده مورد انتظار است.

به منظور بررسی اثر رفتار نرم‌شدگی پس از گسیختگی توده سنگ‌ها، توده سنگ ۲ در نظر گرفته می‌شود. در این بخش، ε^{P*} از یک مقدار بسیار بزرگ (۰/۱) تا یک مقدار بسیار کوچک (۱۰^{-۱۲}) که نشان‌دهنده‌ی حالت شکننده‌ی کامل است، تغییر کرده و تغییر مکان سقف و دیواره‌ی تونل بررسی شده است. شکل‌های ۲۲ و ۲۳ تغییرات جابجایی در سقف و دیواره‌ی تونل را با تغییر ε^{P*} نشان می‌دهند. از آنجایی که فقط FLAC قابلیت مدل‌سازی با رفتار نرم‌شدگی کرنش را دارد، این نمودارها جابجایی‌های به دست آمده از این نرم‌افزار را نشان می‌دهند. علاوه بر c_r و φ_r برآورده شده، بررسی رفتار نرم‌شدگی برای c_r و φ_r برابر ۰/۳۴ مگاپاسکال و ۴۲ درجه نیز انجام شده است تا روند کلی تغییرات نتایج با توجه به دو سطح پسماند مختلف دیده شود.



شکل ۲۰. تأثیر GSI_r و D_r در جابجایی سقف تونل.



شکل ۲۱. تأثیر GSI_r و D_r در جابجایی دیوار تونل.

ملاک عمل خواهند بود. مقدار GSI_r از ۷۳/۸ تا ۳۲/۳ (به ترتیب مقادیر پیک و پسماند حاصله در جدول ۳) تغییر داده شده و برای D_r سه مقدار ۰، ۰/۵ و ۱ فرض شده است.

شکل‌های ۲۰ و ۲۱ نشان‌دهنده‌ی تأثیر GSI_r و D_r در جابجایی سقف و دیوار تونل هستند. لازم به ذکر است که در تحلیل‌های انجام شده با FLAC برای GSI_r و D_r برابر با ۳۲/۳ و ۱ همگرایی حاصل نشده است. با توجه به این شکل‌ها می‌توان به لزوم به کارگیری صحیح مقادیر پسماند GSI_r و D_r پی برد. همان‌طور که مشاهده می‌شود برای ضریب دست‌خوردگی‌های پسماند ۰ و ۰/۵، نمودار جابجایی سقف و دیواره‌ی تونل در مقابل GSI_r خطی (یا منحنی با تقعر کم) است و خروجی‌های دو نرم‌افزار دارای هم‌خوانی خوبی هستند. در حالی که با افزایش D_r به ۱، مقدار جابجایی شدیداً تحت تأثیر GSI_r قرار می‌گیرد و نمودار، حالت منحنی با تقعر مثبت زیاد پیدا می‌کند. همچنین بین جابجایی‌های حاصل از دو نرم‌افزار هم در دیوار و هم در سقف تونل، اختلاف زیادی ایجاد می‌شود. به طور کلی تأثیر پارامترهای GSI_r و D_r در جابجایی دیواره‌ی تونل، شدیدتر از سقف آن دیده می‌شود.

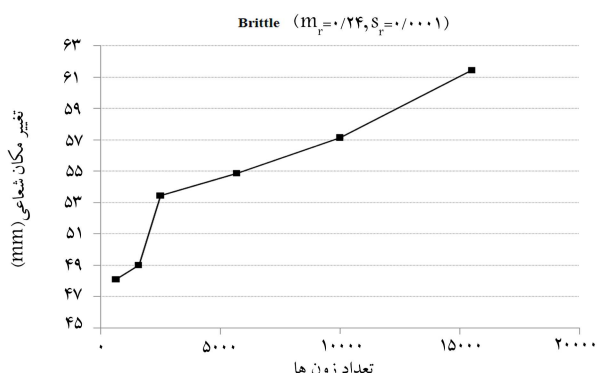
۵.۳. اثر در نظر گرفتن رفتار با نرم‌شدگی کرنش

علاوه بر مقاومت پسماند توده سنگ، سرعت کاهش مقاومت پس از پیک نیز نقش مهمی در تعیین اندازه‌ی ناحیه‌ی خمیری، تغییر مکان توده سنگ و طراحی سیستم نگهدارنده نهایی سنگ دارد. برای مدل‌سازی رفتار با نرم‌شدگی کرنش فرض می‌شود که پارامترهای مقاومتی توده سنگ تابعی خطی از کرنش خمیری انحرافی هستند.

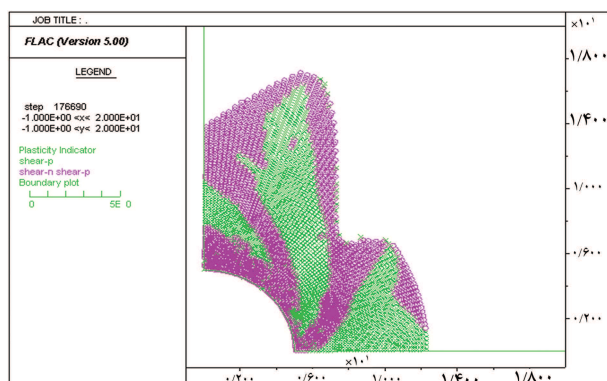
10^{-6} تغییر در مقادیر جابجایی ایجاد نکرده است. از این رو در سقف، بازی $(10^{-2}$ و $10^{-4})$ و در دیواره، بازی $(10^{-2}$ و $10^{-6})$ را می‌توان محدوده‌ی مناسبی برای ε^p جهت مدل‌سازی رفتار کرنش نرمی معرفی کرد. با توجه به اینکه تغییر ε^p در این محدوده‌ها می‌تواند تغییر زیادی در مقادیر جابجایی به‌وجود آورد، لازم است تا از طریق آزمایش‌های برجا و آزمایشگاهی میزان نرم‌شدگی رفتار توده‌سنگ پس از گسیختگی تعیین شود. شکل ۲۴ نیز ناحیه‌ی خمیری ایجادشده در کرنش‌های خمیری مرجع متفاوت $(10^{-2}$ ، 10^{-3} و $10^{-6})$ را نشان می‌دهد. مطابق این شکل، با افزایش نرم‌شدگی رفتار پس از پیک توده‌سنگ (افزایش ε^p) از مساحت ناحیه‌ی خمیری کاسته شده است.

۴. ملاحظات در نتایج

یکی از مشکلاتی که نرم‌افزار FLAC در آنالیز رفتار شکستنده دارد، وابستگی نسبی نتایج به اندازه‌ی زون‌هاست. در رفتار خمیری کامل، اندازه‌ی زون‌ها در FLAC تأثیر چندانی در نتایج ندارد؛ ولی در رفتار شکستنده با کوچک‌تر کردن زون‌ها، مقادیر جابجایی و مساحت ناحیه‌ی خمیری افزایش می‌یابند. هرچه مشخصات پس از پیک افت بیشتری داشته باشند، این وابستگی بیشتر می‌شود. مثلاً تونل دایره‌ی موردنظر با همان توده‌سنگ در نظر گرفته شده و تحلیل‌هایی با تعداد زون‌های مختلف (اندازه‌ی زون‌های مختلف) در حالت رفتار شکستنده با FLAC

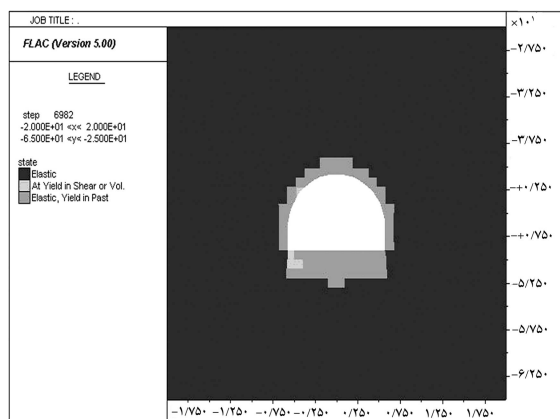


شکل ۲۵. حساسیت تغییر مکان شعاعی در جداری تونل دایره‌ی به تعداد زون‌ها در مدل‌سازی رفتار شکستنده با FLAC.

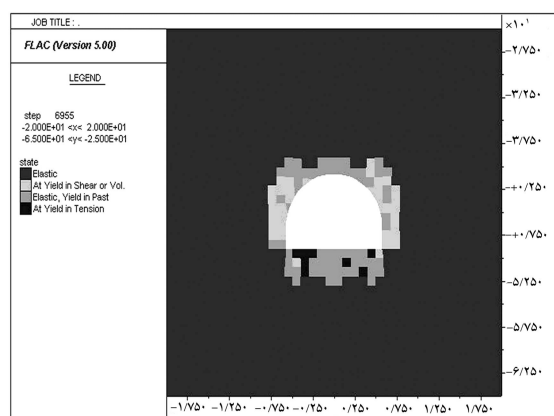


شکل ۲۶. منطقه‌ی خمیری ایجادشده در اطراف تونل دایره‌ی تحت فشار هیدرواستاتیک و با ۲۲۵۰۰ زون.

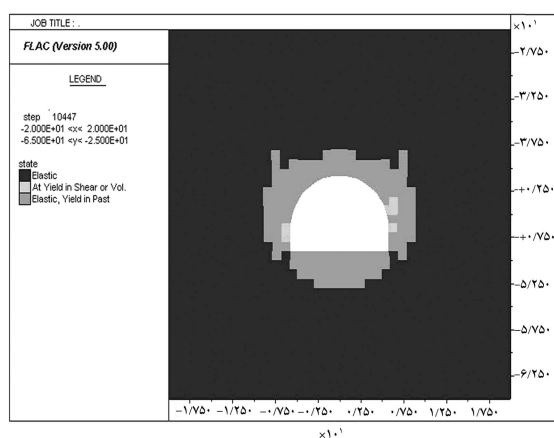
نتایج تحلیل‌ها نشان داده‌اند که با کاهش کرنش خمیری مرجع، مقدار جابجایی سقف و دیواره‌ی تونل به‌طور تدریجی از حالت خمیری کامل به حالت شکستنده کامل می‌رسد. با توجه به نمودارهای به‌دست‌آمده از هر دو سطح پسماند می‌توان گفت کرنش‌های بیشتر از 10^{-2} ، نشان‌دهنده‌ی رفتار خمیری کامل توده‌سنگ است. همچنین برای سقف، کرنش‌های کمتر از 10^{-4} و برای دیواره، کرنش‌های کمتر از



الف) $\varepsilon^p = 10^{-2}$



ب) $\varepsilon^p = 10^{-3}$



ج) $\varepsilon^p = 10^{-6}$

شکل ۲۴. تغییر گستره‌ی خمیری در اثر تغییر میزان نرم‌شدگی رفتار پس از پیک توده‌سنگ ۲.

۵. نتیجه‌گیری

نتایج حاصله از روش‌های عددی و حل بسته در حالت رفتار خمیری کامل همخوانی بسیار خوبی با هم دارند، ولی با فرض رفتار شکننده، بین روش‌های المان محدود و تفاضل محدود و حل بسته اختلافات بعضاً زیادی در نتایج به وجود می‌آید. به‌طور کلی با فرض رفتار شکننده، FLAC مقادیر بیشتری در جابجایی‌ها و مساحت ناحیه‌ی خمیری نسبت به Phase^۲ نتیجه می‌دهد.

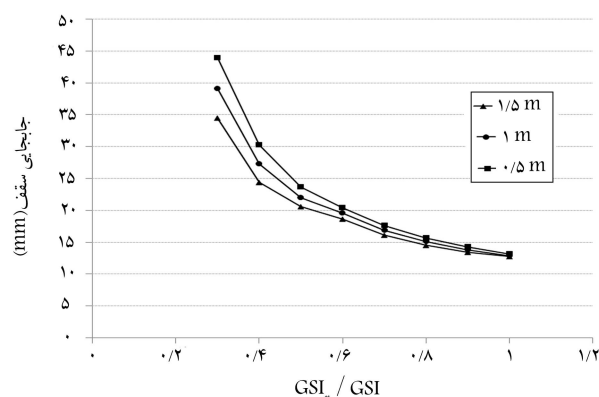
مقادیر جابجایی دیواره و سقف تونل، توزیع تنش‌ها، و گسترش ناحیه‌ی خمیری، شدیداً به پارامترهای مقاومتی پس از پیک (c_r و φ_r یا m_r و s_r) حساس هستند و این مسئله در مقاومت‌های پسماند پایین‌تر جدی‌تر است. از این رو تعیین دقیق پارامترهای پس از گسیختگی توده‌سنگ با آزمایش‌های برجا و آزمایشگاهی اهمیت می‌یابد.

نتیجه‌گیری کرد و همکاران^[۱۴] (۲۰۰۶) مبنی بر تأثیر نداشتن کاهش s_r در افزایش عمق ناحیه‌ی گسیختگی نادرست است. درواقع گستره‌ی ناحیه‌ی خمیری هم به m_r و هم به s_r بستگی دارد.

در بررسی رفتار توده‌سنگ‌های با کیفیت متوسط لازم است تا میزان نرم‌شدگی توده‌سنگ، با آزمایش‌های آزمایشگاهی تعیین شود و از نتایج آن برای در نظر گرفتن کرنش خمیری مرجع مناسب استفاده کرد. تحلیل‌ها نشان می‌دهند که برای کرنش‌های خمیری مرجع بیشتر از ۱٪ نتایج به حالت مدل خمیری کامل بسیار نزدیک است. همچنین برای کرنش‌های خمیری مرجع کمتر از ۱٪ نتایج با حالت شکننده کامل انطباق قابل قبولی دارند.

هر دو نرم‌افزار در افت‌های ناگهانی زیاد (پارامترهای پسماند بسیار پایین)، کانتورهایی را نتیجه می‌دهند که با وجود بارگذاری متقارن، نامتقارن هستند که این مسئله را می‌توان به ضعف روش‌های عددی در افت‌های ناگهانی زیاد ارتباط داد. این مسئله در مورد FLAC جدی‌تر است و این نرم‌افزار در مقاومت‌های پسماند پایین نتایج غیر قابل قبول می‌دهد. همچنین این نرم‌افزار برای مقاومت‌های پسماند بسیار پایین به همگرایی نمی‌رسد.

هر دو نرم‌افزار با در نظر گرفتن مقدار مطلق صفر برای c_r و s_r با ناپایداری عددی مواجهه هستند و به همگرایی نمی‌رسند.



شکل ۲۷. وابستگی جابجایی سقف تونل در مقاومت پسماند‌های مختلف به اندازه‌ی زون.

انجام شده است. زون‌بندی مدل‌ها طوری صورت گرفته است که شکل زون‌های اطراف تونل به مربع نزدیک باشد. شکل ۲۵، تغییرمکان شعاعی در سطح تونل را براساس تعداد زون‌ها نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش تعداد زون‌ها (با کاهش مساحت زون‌ها)، تغییرمکان شعاعی افزایش می‌یابد. تغییرمکان به‌دست‌آمده از مدلی با تعداد زون ۶۵ (۵ × ۱۳) به‌میزان ۴۸/۱ میلی‌متر است، در حالی‌که با تعداد زون ۱۵۵ (۲۵ × ۶۲) تغییرمکانی برابر ۶۱/۴ میلی‌متر به‌دست آمده است. با تعداد زون‌های بیش از این مقدار نیز جواب‌های نرم‌افزار از حالت منطقی خارج می‌شود. مثلاً با تعداد ۲۲۵ زون، منطقه‌ی خمیری اطراف تونل به‌صورت شکل ۲۶ به‌دست آمده است که با توجه به تقارن محوری مسئله، نتیجه‌ی غیرقابل قبول است. علاوه‌بر این، تحلیل‌هایی نیز بر روی همین توده‌سنگ و تونل نعل اسبی مطرح و با ۳ اندازه‌ی زون متفاوت (با فرض GSI_r های متفاوت) انجام شده است. شکل ۲۷ نشان می‌دهد که با کاهش بعد المان‌ها، بر مقدار جابجایی سقف تونل افزوده می‌شود. همچنین با افزایش مقاومت پسماند، وابستگی نتایج به اندازه‌ی زون‌ها کاهش می‌یابد تا اینکه در حالت خمیری کامل ($GSI_r = GSI$)، تفاوت در جابجایی به مقدار بسیار ناچیزی برسد.

منابع (References)

- Hoek, E., *Rock Engineering*, Course notes by Evert Hoek.
- Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B. and Hoek, E. "Ground response curves for rock tunnels", *ASCE J. Geotech Eng.*, **109**(1), pp. 15-39 (1983).
- Wang, Y. "Ground response of circular tunnel in poorly consolidated rock", *ASCE J. Geotech Eng.*, **122**(9), pp. 703-708 (1996).
- Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. "The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek- Brown failure criterion", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **36**, pp. 777-809 (1999).
- Sharan, S.K. "Elasto-plastic finite element analysis of underground openings using elastic supports", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **30**, pp. 1291-1294 (1993).
- Sharan, S.K. "Elastic-brittle-plastic analysis of circular openings in Hoek-Brown media", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **40**, pp. 817-824 (2003).
- Sharan, S.K. "Exact and approximate solutions for displacements around circular openings in elastic-brittle-plastic Hoek-Brown rock", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **42**, pp. 542-549 (2005).

8. Sharan, S.K. "Analytical solutions for stresses and displacements around a circular opening in a generalized Hoek–Brown rock", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **45**, pp. 78-85 (2008).
9. Park, K.H. and Kim, Y.J. "Analytical solution for a circular opening in an elastic–brittle-plastic rock", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **43**, pp. 616-622 (2006).
10. Carranza-Torres, C. "Elasto-plastic solution of tunnel problem using the generalized form of the Hoek–Brown failure criterion", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **41**(3), pp. 480-481 (2004).
11. Cai, M., Kaiser, P.K., Uno, H., Tasaka, Y. and Minami, M. "Estimation of rock mass strength and deformation modulus of jointed hard rock masses using the GSI system", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **41**(1), pp. 3-19 (2004).
12. Cai, M., Kaiser, P.K., Uno, H., Tasaka, Y. and Minami, M. "Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **44**, pp. 245-265 (2007).
13. Crowder, J.J. and Bawden, W.F., *The Estimation of Post-Peak Rock Mass Properties: Numerical Back Analysis Calibrated using In Situ Instrumentation Data*, Lassonde Institute, Department of Civil Engineering, University of Toronto (February 2006).
14. Crowder, J.J., Coulson, A.L. and Bawden, W.F., *The Field-Scale Rock Mechanics Laboratory: Estimation of Post-Peak Parameters and Behaviour of Fractured Rock Masses*, In 41st U.S Symposium on rock mechanics (US-RMS) (2006).
15. Rocscience Inc. Phase2: Finite Element Analysis and Support Design for Excavations, Toronto (1999).
16. Itasca Consulting Group, Inc., FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) Version 5.0, www.itascacg.com, Minneapolis (2000).
17. Barla, G. and Barla, M. "Continuum and discontinuum modeling in tunnel engineering", *Rud.-geol.-naft. zb.*, **12**, Zagreb (2000).

NUMERICAL STUDY OF HARD ROCK BRITTLE BEHAVIOUR ON DEFORMATION AND THE PLASTIC ZONE AROUND DEEP TUNNELS

A. Mahdavi

abmahdavi@yahoo.com

M. Yazdani(corresponding author)

myazdani@modares.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Tarbiat Modares University

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 2, Page 87-98, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 15 February 2011; received in revised form 10 December 2011; accepted 28 January 2012.

Abstract

Estimation of stress and deformation in rock mass around deep tunnels is of great concern in geotechnical engineering, rock mechanics and mining engineering. Due to large stresses in these tunnels, the surrounding rock mass may experience failure in some points. Hence, in these tunnels, the failure process is of great importance. There are different rheological models to simulate the failure behavior of rocks, including perfect plastic, strain softening and brittle models. Since many rocks in nature are hard, with brittle behavior, it is required to select a suitable mechanical model for simulating such behavior. In this research, the post-peak behavior of hard rocks is studied using the numerical methods of FEM and FDM, with *Phase²* and FLAC codes. The effect of brittle behavior is evaluated on deformation and the extent of the plastic zone in deep tunnels excavated in hard rock. Then, these results are compared with those obtained based on perfect plastic assumption. Due to the fact that the rock strength after failure decreases to a residual level, different residual values are considered, in order to show the importance of selecting the correct residual parameters. Firstly, a circular tunnel is analyzed by both numerical and closed form methods and the obtained stresses and displacements are compared. In addition to tunnel wall deformation, the radius of the plastic zone is evaluated. In this circular tunnel, deformation of the tunnel wall with brittle assumption is obtained twice greater than the results based on perfect plastic assumption. This ratio is decreased at higher radial distances. Moreover, radial stresses in brittle condition are lower than values obtained in perfect plastic condition. Also, tangential stresses in the yielded zone are lower than those stresses in the elastic region, because of stress redistribution. In this paper, a parametric study is accomplished on a horse-shoe tunnel, with both Mohr-Coulomb and Hoek-Brown failure envelopes.

The rock is assumed homogenous and isotropic with a non-associated flow rule. The Cai et. al. approach was adopted to estimate the peak and residual strength values of the rock mass. The importance of selecting correct residual strength is again presented. This study illustrates that numerical and closed form methods submit the same results in perfect plastic assumption, but different results in brittle assumption. Specifically, the obtained deformations and plastic zone are highly dependent on post-peak residual parameters. The strain softening behavior, as an intermediate condition between perfect plastic and brittle conditions, was considered as well. In this research, it was observed that the available numerical codes usually exhibit non-symmetric results in very low residual parameters, even for symmetric loading. This can be attributed to the weak points of these numerical codes.

Key Words: Deep tunnel, brittle behaviour, hard rock, *PHASE²*, FLAC.