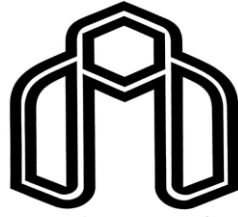


بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی پتانسیل محاله شونگی زمین و ارزیابی تأثیر آن در پایداری تونل البرز

مجید میرزایی عبدالیوسفی

استاد راهنما:

دکتر شکوه زارع، دکتر محمد مینخواه

استاد مشاور:

مهندس سعید الیگانی طالقان

اردیبهشت ۹۵

تقدیم بہ پدر و مادر دلسوزم

و ہمسر مہربانم...

به رسم ادب و قدرشناسی، بر خود لازم می‌دانم از اساتید ارجمند آقایان دکتر محمد نیکخواه و دکتر شکرآبادی زارع که صبورانه پشتیبان و

راهنمای من بودند و در طول انجام این پروژه بارها راهنمایی‌های مفید و مساعدت‌هایشان راه را هموار نموده‌اند و از بیچ‌گونه کمال علمی و عملی

دریغ نکرده‌اند کمال تشکر و قدردانی را داشته باشم.

از مهندس ارجمند و مشاور پایان نامه ام جناب آقای سعید الیگانی که بهکاری‌های فراوان و کاملی در تکمیل پایان نامه داشته‌اند صمیمانه تشکر

می‌کنم.

همچنین از راهنمایی‌ها و بهکاری‌های گرانمای آقایان مهندس فرهاد عابدی، امین دهقانی، ابوالفضل تارسی فر، روح‌آبادی، بلقن آبادی،

امین صالحی، مجتبی‌محمدی، فرزاد ابراهیم‌زاده، عدالت آزاد و جناب آقای مرتضی کریمی، از صمیم قلب تشکر می‌نمایم.

تعهد نامه

اینجانب **مجید میرزایی عبدالیوسفی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی معدن گرایش **مکانیک سنگ** از دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه کارشناسی ارشد تحت عنوان **بررسی پتانسیل مجاله شوندگی زمین و ارزیابی تاثیر آن در پایداری تونل البرز تحت راهنمایی آقایان دکتر شکرا.. زارع و دکتر مجید نیکخواه**

متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تا کنون 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 تاثیرگذار بوده اند، در مقالات مستخرج از این پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت های 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 اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

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

چکیده

در مسیر آزادراه تهران-شمال به علت گذر این آزادراه از رشته کوه البرز، نیاز به حفاری تونل‌های متعددی بوده است. در برخی از تونل‌های حفاری شده در مسیر این آزادراه، مقدار روباره تونل زیاد بوده و همچنین توده سنگ‌های دربرگیرنده تونل کیفیت پایینی دارند. دو عامل کیفیت پایین توده سنگ‌های دربرگیرنده تونل و روباره زیاد، شرایط را برای بروز پدیده مچاله‌شوندگی در تونل مهیا می‌سازند. در مطالعه حاضر با استفاده از روش‌های تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی، پتانسیل مچاله‌شوندگی برای سنگ‌های مسیر تونل بررسی شده است. نتایج مچاله‌شوندگی به صورت مچاله‌شونده، کم، متوسط، زیاد و خیلی زیاد مچاله‌شونده دسته‌بندی شده است. محدوده‌ای از تونل که توسط اغلب روش‌های متداول دارای پتانسیل مچاله‌شوندگی ارزیابی شده‌اند، برای مدل‌سازی عددی انتخاب شده است. از آنجا که مچاله‌شوندگی توده سنگ‌ها رفتاری وابسته به زمان دارد، بنابراین با توجه به قابلیت نرم‌افزار FLAC، برای مدل‌سازی عددی و تحلیل این پدیده، این نرم‌افزار مورد استفاده قرار گرفته است. مدل ویسکوپلاستیک برگر-خزشی قابلیت مدل‌سازی مچاله‌شوندگی توده سنگ‌ها را دارا است. از محدوده انتخاب شده یک نمونه سنگ (استاندارد) تهیه و تحت آزمایش خزش تک‌محوره، متغیرهای خزشی سنگ استخراج شده است. با مدل‌سازی عددی نمونه سنگ، درصد خطای نسبی آزمایش حداکثر ۱۰ درصد محاسبه و با استفاده از متغیرهای حاصل از آزمایش، مقطع تونل در محدوده مذکور مدل‌سازی شده است. از آنجا که مچاله‌شوندگی سنگ یک رفتار وابسته به زمان است، تأثیر بلندمدت مچاله‌شوندگی بر روی پایداری نگهداری نهایی تونل مورد ارزیابی قرار گرفته است. با توجه به نتیجه این ارزیابی، در بدترین حالت، تنش‌های حاصل از نیروی برشی-گشتاور خمشی، باعث ناپایداری در قسمت پاتاق تونل در بین سال‌های ۶۰ تا ۷۰ سال از عمر پوشش‌بتنی شده است که به سبب ضعف در مقاومت فشاری پوشش‌بتنی، این ناپایداری به وجود آمده است.

کلمات کلیدی: تونل البرز، مچاله‌شوندگی، همگرایی، خزش، مدل‌سازی عددی

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه:

- ۱- میرزایی عبدالیوسفی، م. زارع، ش. نیکخواه، م. ۱۳۹۴، ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی تونل البرز (آزادراه تهران - شمال) با استفاده از روش‌های تجربی و نیمه تجربی، سومین کنگره بین‌المللی عمران معماری و توسعه شهری، دانشگاه شهید بهشتی، تهران.

فصل اول

- ۱-۱- مقدمه ۲
- ۲-۱- مشخصات عمومی طرح ۳
- ۳-۱- ضرورت و هدف تحقیق ۴
- ۴-۱- مرور مطالعات انجام شده ۴
- ۵-۱- روش انجام تحقیق ۵
- ۶-۱- ساختار پایان نامه ۶

فصل دوم

- ۱-۲- مقدمه ۱۰
- ۲-۲- مقدمه‌ای بر پدیده مچاله‌شوندگی ۱۰
- ۳-۲- مچاله‌شوندگی از دیدگاه محققین مختلف ۱۲
- ۴-۲- موارد مطالعاتی پدیده مچاله‌شوندگی در تونل در سال‌های اخیر ۱۷
- ۵-۲- مشکلات ناپایداری تونل ناشی از مچاله‌شوندگی ۲۰
- ۱-۵-۲- مشکلات ناشی از تنش کششی ۲۰
- ۲-۵-۲- مشکلات ناشی از تنش فشاری بالا ۲۲
- ۶-۲- مقایسه بین مچاله‌شوندگی و آماس در توده‌سنگ ۲۳
- ۷-۲- روش‌های پیش‌بینی پتانسیل مچاله‌شوندگی ۲۴
- ۱-۷-۲- روش‌های تجربی ۲۴
- ۱-۱-۷-۲- روش نسبت تنش-مقاومت ۲۵
- ۲-۷-۲- روش تخمین کرنش ۲۶
- ۱-۲-۷-۲- روش طبقه‌بندی توده‌سنگ ۲۷
- ۸-۲- روش‌های نیمه تجربی ۳۱
- ۱-۸-۲- روش جتوا و همکاران (۱۹۸۴) ۳۱
- ۲-۸-۲- روش آیدان و همکاران (۱۹۹۳) ۳۲
- ۳-۸-۲- روش هوک و مارینوس (۲۰۰۰) ۳۴
- ۴-۸-۲- مقایسه روش‌های نیمه تجربی ۳۶
- ۹-۲- روش‌های تحلیلی-تئوریک ۳۷
- ۱۰-۲- انواع مچاله‌شوندگی و ارتباط آن با خزش ۳۸

۳۹ مچاله‌شوندگی آنی
۴۱ مچاله‌شوندگی به‌وسیله خزش
۴۳ معنای زمان در سنگ
۴۳ واژه‌هایی که زمان را در مکانیک سنگ توصیف می‌کنند
۴۴ مدل‌های رئولوژیکی
۴۶ وابستگی زمانی در مکانیک سنگ
۴۴-۲ مدل‌های پیوسته وابسته به زمان در سنگ‌های مچاله‌شونده برای مدل‌سازی عددی این پدیده
۴۷
۴۷ مدل CVISC

فصل سوم

۵۰ مقدمه
۵۰ معرفی پروژه تونل البرز
۵۲ وضعیت زمین‌شناسی منطقه
۵۵ حفاری و سیستم نگهداری
۵۶ ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی در توده‌سنگ‌های مسیر تونل البرز
۵۸ تعیین نواحی مچاله‌شونده در مسیر تونل البرز
۵۹ محاسبات روش‌های مختلف ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی
۶۰ روش‌های تجربی
۶۰ روش‌های سینگ و همکاران
۶۲ روش گوئل و همکاران
۶۴ روش‌های نیمه‌تجربی
۶۴ روش جتوا و همکاران (۱۹۸۴)
۶۵ روش آیدان و همکاران
۶۷ روش هوک و مارینوس
۶۹ روش تئوری-تحلیلی
۷۱ مقایسه روش‌ها و نتیجه‌گیری

فصل چهارم

۷۸	۱-۴- مقدمه
۷۹	۲-۴- تعریف خزش
۷۹	۳-۴- آزمایش خزش
۸۰	۱-۳-۴- شرایط محیطی آزمایش
۸۱	۲-۳-۴- رفتار سنگ در آزمایش خزش
۸۲	۴-۴- روش‌های مدل کردن رفتار خزشی سنگ
۸۳	۱-۴-۴- روش‌های تجربی
۸۳	۲-۴-۴- روش‌های رئولوژیکی
۸۴	۵-۴- انواع آزمایش خزش
۸۴	۱-۵-۴- آزمایش خزش فشاری تک‌محوره
۸۵	۲-۵-۴- آزمایش خزش فشاری سه‌محوره
۸۶	۶-۴- تعیین ثابت‌های ویسکوالاستیکی با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی
۸۸	۷-۴- آزمایش خزش نمونه سنگ انیدریت
۹۱	۸-۴- محاسبات و تعیین ثابت‌های مدل برگر (مربوط به نمونه شماره ۱)
۹۱	۱-۸-۴- تعیین خط مماس بر منحنی خزش ثانویه برای نمونه ۱
۹۲	۲-۸-۴- محاسبه فاصله (مثبت) بین منحنی خزش و خط مماس بر نمودار
۹۳	۹-۴- صحت سنجی رفتاری مدل‌سازی عددی
۹۵	۱-۹-۴- اجرای مدل‌سازی
۹۵	۱-۱-۹-۴- مقایسه کرنش‌های حاصل از مدل‌سازی و نتایج آزمایشگاهی
	۲-۱-۹-۴- محاسبه میزان کرنش نمونه در راستای ۷، و مقدار خطای نسبی مدل‌سازی
۹۶	عددی نمونه
۱۰۰	۱۰-۴- نتیجه‌گیری

فصل پنجم

۱۰۲	۱-۵- مقدمه
۱۰۳	۲-۵- مروری بر روش‌های تحلیل عددی
۱۰۳	۱-۲-۵- روش مبتنی بر محیط‌های پیوسته
۱۰۴	۲-۲-۵- روش مبتنی بر محیط‌های ناپیوسته
۱۰۴	۳-۵- تحلیل عددی ناحیه مجاله‌شوندگی تونل البرز

- ۱۰۷-۳-۵- تخمین نسبت تنش افقی به تنش قائم.....
- ۱۱۰-۳-۵- حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری.....
- ۱۱۰-۳-۵- تعادل اولیه مدل مقطع تونل.....
- ۱۱۲-۳-۵- مراحل حفر و نصب سیستم نگهداری تونل.....
- ۱۱۳-۳-۵- مقدار پارامترهای ناحیه تحکیم چتری شده.....
- ۱۱۶-۳-۵- حفر تونل و اعمال ترخیص تنش مناسب.....
- ۴-۵- تحلیل پایداری نگهداری اولیه و پوشش بتنی نهایی تحت اثر مچاله‌شوندگی ثانویه
(مچاله‌شوندگی در اثر خزش).....
- ۱۲۲-۴-۵- تاثیر مچاله‌شوندگی در اثر خزش روی پایداری تونل در حالت بدون نگهدارندگی اولیه و با نگهداری اولیه.....
- ۱۲۲-۴-۵- تحلیل پایداری نگهداری اولیه برای مدت زمان ۲ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل.....
- ۱۲۵-۴-۵- تحلیل پایداری پوشش بتنی نهایی برای مدت زمان ۱۰۰ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل.....
- ۱۲۸-۳-۴-۵- نمودارهای ظرفیت باربری.....
- ۱۲۹-۳-۴-۵- ظرفیت تحمل و اندرکنش ممان خمشی- نیروی محوری.....
- ۱۳۵-۳-۴-۵- ظرفیت تحمل و اندرکنش ممان خمشی- نیروی برشی.....
- ۱۴۰-۳-۴-۵- اعمال مدل الاستیک و مورکولمب.....
- ۱۴۱-۵-۵- نتیجه‌گیری.....

فصل ششم

- ۱۴۴-۱-۶- مقدمه.....
- ۱۴۵-۲-۶- نتیجه‌گیری.....
- ۱۴۶-۳-۶- پیشنهادها.....
- ۱۴۷- منابع.....
- ۱۵۰- پیوست.....

فهرست جدول‌ها

- جدول ۱-۲: مقایسه بین پدیده‌های مچاله‌شوندگی و آماس ۲۳
- جدول ۲-۲: ارزیابی شرایط مچاله‌شوندگی در روش گوئل ۳۰
- جدول ۳-۲: طبقه‌بندی مچاله‌شوندگی بر مبنای نظریه جتوا و همکاران ۳۱
- جدول ۴-۲: طبقه‌بندی رفتار مچاله‌شوندگی سنگ‌ها طبق نظریه آیدان و همکاران ۳۳
- جدول ۵-۲: رابطه میزان همگرایی قطر تونل با درجه مچاله‌شوندگی تونل ۳۷
- جدول ۶-۲: طبقه‌بندی شرایط زمین در روش تحلیلی (ISRM و بارلا) ۳۸
- جدول ۷-۲: مدل‌های رئولوژیکی دو-المانی ۴۵
- جدول ۸-۲: مدل‌های رئولوژیکی المان-ترکیبی ۴۶
- جدول ۱-۳: پارامترهای موردنیاز جهت ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی در روش‌های تجربی، نیمه‌تحلیلی و تحلیلی ۵۷
- جدول ۲-۳: دسته‌بندی سنگ‌های مسیر با توجه به ارتباط لیتولوژی، مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ و متراژ آن‌ها ۵۹
- جدول ۳-۳: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی با استفاده از روش سینگ ۶۰
- جدول ۴-۳: راهنمای جدول ۷ روش سینگ ۶۱
- جدول ۵-۳: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی با استفاده از روش گوئل و همکاران ۶۲
- جدول ۶-۳: راهنمای جدول ۵-۳ روش گوئل و همکاران ۶۳
- جدول ۷-۳: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی با استفاده از روش جتوا و همکاران ۶۴
- جدول ۸-۳: راهنمای جدول ۷-۳ روش جتوا و همکاران ۶۵
- جدول ۹-۳: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی تونل البرز با استفاده از روش آیدان و همکاران ۶۶
- جدول ۱۰-۳: راهنمای جدول ۹-۳ روش آیدان و همکاران ۶۷
- جدول ۱۱-۳: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی با استفاده از روش هوک و مارینوس ۶۷
- جدول ۱۲-۳: راهنمای جدول ۱۱-۳ روش هوک و مارینوس ۶۹
- جدول ۱۳-۳: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی با استفاده از روش‌های بارلا و ISRM ۶۹
- جدول ۱۴-۳: راهنمای جدول ۱۳-۳ روش ISRM و بارلا ۷۰
- جدول ۱۵-۳: مقایسه کلی و ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی توسط روش‌های مختلف ۷۱
- جدول ۲-۴: مشخصات نمونه انیدریت مورد آزمایش ۸۸

- جدول ۳-۴: پارامترهای ویسکوالاستیک خزش برای دو نمونه مورد آزمایش سنگ انیدریت ۹۳
- جدول ۴-۴: پارامترهای مورد نیاز در مدل CVISC ۹۴
- جدول ۵-۴: پارامترهای مکمل (حاصل از انجام آزمایش‌های مربوطه) پارامترهای ویسکوالاستیکی، برای ورود به مدل CVISC در FLAC ۹۴
- جدول ۶-۴: مقادیر پارامترهای ورودی به مدل CVISC در FALC برای هر دو نمونه ۱ و ۲ سنگ انیدریت ۹۵
- جدول ۷-۴: مقایسه کرنش‌های حاصله از مدل‌سازی و نتایج آزمایشگاهی ۹۹
- جدول ۱-۵: خواص فیزیکی و مکانیکی توده‌سنگ انیدریت در مترایز ۳۴۳۴-۳۵۰۰ ۱۰۵
- جدول ۲-۵: روابط پرکاربرد برای تخمین ضریب K ۱۰۹
- جدول ۳-۵: ترتیب نصب سیستم نگهداری در تونل ۱۱۲
- جدول ۴-۵: نمونه محاسبات زون معادل فورپولینگ، برای مقاومت زون ۱۱۴
- جدول ۵-۵: پارامترهای زون معادل ناحیه تحکیم‌چتری شده ۱۱۶
- جدول ۶-۵: مقادیر پارامترهای مربوط به "مقطع معادل" لتیس‌گیردر و شاکریت ۱۲۰
- جدول ۷-۵: مقادیر پارامترهای مربوط به "مقطع معادل" پوشش‌بتنی نهایی ۱۲۲
- جدول ۸-۵: مشخصات مصالح پوشش بتنی نهایی ۱۲۹

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۲: پدیده مچاله‌شوندگی در تونل لیون-تورین کشور فرانسه ۱۶
- شکل ۲-۲: مچاله‌شوندگی شدید در تونل انتقال آب در پروژه نیروگاه برق آبی ناتپاجاگری در هند ۱۷
- شکل ۳-۲: مدارهای تنش در توده‌سنگ اطراف تونل دایروی (چپ)، و توزیع تنش شعاعی و مماسی در شرایط الاستیک و غیر الاستیک (راست) ۲۱
- شکل ۴-۲: درصد کرنش (انسداد تونل/قطر تونل) برای مقاومت‌های مختلف توده‌سنگ ۲۶
- شکل ۵-۲: روش سینگ و همکاران (۱۹۹۲) برای پیش‌بینی شرایط مچاله‌شوندگی ۲۸
- شکل ۶-۲: پیش‌بینی وضعیت مچاله‌شوندگی توسط گوئل و همکاران (۲۰۰۰-۱۹۹۴) ۲۹
- شکل ۷-۲: پیش‌بینی شرایط مچاله‌شوندگی به روش آیدان و همکاران ۳۲

- شکل ۲-۸: منحنی ایده آل تنش - کرنش در ارتباط با رفتار مچاله‌شوندگی سنگ توسط آیدان و همکاران ۳۴
- شکل ۲-۹: طبقه‌بندی رفتار مچاله‌شوندگی ۳۵
- شکل ۲-۱۰: توزیع تنش عمودی (الف) قبل از حفاری (ب) پس از حفاری و (ج) A محل وقوع مچاله‌شوندگی و B محل شکست کششی است ۴۰
- شکل ۲-۱۱: نمایش مچاله‌شوندگی در تونل دایروی ۴۰
- شکل ۲-۱۲: خزش در رابطه منحنی تنش-کرنش کامل ۴۱
- شکل ۲-۱۳: نواحی رفتاری در خزش ۴۲
- شکل ۲-۱۴: طرح کلی از مدل CVISC (الف) رفتار حجمی، و (ب) رفتار انحرافی ۴۸
- شکل ۳-۱: موقعیت جغرافیایی تونل البرز ۵۲
- شکل ۳-۲: پروفیل طولی از تونل اکتشافی تونل البرز در امتداد محور تونل ۵۴
- شکل ۳-۳: مقطع عرضی تونل ۵۵
- شکل ۳-۴: نمودار ارزیابی مچاله‌شوندگی سنگ‌های مسیر تونل البرز با روش سینگ ۶۱
- شکل ۳-۵: نمودار ارزیابی مچاله‌شوندگی با استفاده از روش گوئل و همکاران ۶۳
- شکل ۴-۱: مسیرهای تنش-کرنش در طی آزمایش برای ویژگی‌های وابسته به زمان سنگ‌ها ... ۷۹
- شکل ۴-۲: منحنی نمادین خزش نمونه سنگی ۸۱
- شکل ۴-۳: نمونه‌ای از دستگاه خزش تک‌محوره ۸۵
- شکل ۴-۴: خزش در تنش فشاری نامحصور سنگ که به‌عنوان جسم برگر تحت تنش انحرافی و به‌عنوان جسم الاستیک تحت تنش هیدروستاتیک فشاری رفتار می‌کند. (الف) نمودار خزش برای مدل خزشی برگر (ب) مدل فنر-پیستون (برگر)، برای ارزیابی رفتار خزش تحت بارگذاری فشاری تک‌محوره ۸۷
- شکل ۴-۵: نمونه سنگ انیدریت در ابعاد ۶۰ mm * ۱۲۴ mm ۸۹
- شکل ۴-۶: نمودار کرنش-زمان نمونه شماره ۱ ۹۰
- شکل ۴-۷: نمودار کرنش-زمان نمونه شماره ۲ ۹۰
- شکل ۴-۸: نمودار خط مماس بر قسمت خطی نمودار خزش نمونه ۱ ۹۱
- شکل ۴-۹: نمودار نیمه لگاریتمی نمونه ۱ ۹۲
- شکل ۴-۱۰: نمودار جایجایی نقطه‌ای در نمونه شماره ۱ تحت بارگذاری در راستای y (به‌منظور محاسبه کرنش) در مدت‌زمان ۵/۴ ساعت تحت بارگذاری ۲۰,۵ Mpa ۹۶

- شکل ۴-۱۱: نمودار نیروهای نامتعادل کننده برای نمونه شماره ۱ در مدت زمان ۵/۴ ساعت تحت بار ۲۰/۵ MPa ۹۷
- شکل ۴-۱۲: نمودار جابجایی نقطه‌ای در نمونه شماره ۱ تحت بارگذاری در راستای Y (به‌منظور محاسبه کرنش) برای مدت زمان ۱۴۸ ساعت تحت بارگذاری ۲۰/۵MPa ۹۷
- شکل ۴-۱۳: نمودار جابجایی نقطه‌ای در نمونه شماره ۱ تحت بارگذاری در راستای Y (به‌منظور محاسبه کرنش) برای مدت زمان ۳۱۴ ساعت تحت بارگذاری ۲۰/۵MPa ۹۸
- شکل ۴-۱۴: نمودار نقطه‌ای در نمونه شماره ۲ تحت بارگذاری در راستای Y (به‌منظور محاسبه کرنش) برای مدت زمان ۷/۲ ساعت تحت بارگذاری ۲۰/۵MPa ۹۸
- شکل ۴-۱۵: نمودار نیروهای نامتعادل کننده برای نمونه شماره ۲ در مدت زمان ۷/۲ ساعت تحت بار ۲۰/۵MPa ۹۸
- شکل ۴-۱۶: نمودار نقطه‌ای در نمونه شماره ۲ تحت بارگذاری در راستای Y (به‌منظور محاسبه کرنش) برای مدت زمان ۱۲۰ ساعت تحت بارگذاری ۲۰/۵MPa ۹۹
- شکل ۴-۱۷: نمودار نقطه‌ای در نمونه شماره ۲ تحت بارگذاری در راستای Y (به‌منظور محاسبه کرنش) برای مدت زمان ۲۸۸ ساعت تحت بارگذاری ۲۰/۵MPa ۹۹
- شکل ۵-۱: نمای مش‌بندی و هندسه کلی مدل دوبعدی و تونل حفاری شده ۱۰۶
- شکل ۵-۲: نمودار همگرایی در سه نقطه دیواره‌های سمت چپ و راست و سقف تونل در مترای ۴۸۶۶ ۱۰۸
- شکل ۵-۳: نمودار همگرایی در سه نقطه دیواره‌های سمت چپ و راست و سقف تونل در مترای ۴۸۹۶ ۱۰۸
- شکل ۵-۴: نمودار همگرایی در سه نقطه دیواره‌های سمت چپ و راست و سقف تونل در مترای ۴۹۱۲ ۱۰۹
- شکل ۵-۵: کنتورهای تنش قائم قبل از حفاری تونل ۱۱۱
- شکل ۵-۶: نمودار نیروهای نامتعادل کننده ۱۱۱
- شکل ۵-۷: نمودار تاریخچه سرعت گره‌ها ۱۱۱
- شکل ۵-۸: نمودار تاریخچه جابجایی ۱۱۲
- شکل ۵-۹: مقطع معادل برای زون فورپولینگ (با عرض ۱/۶m و طول ۲/۲۵m) ۱۱۴
- شکل ۵-۱۰: شمایی از تونل‌سازی با تحکیم در سقف تونل با استفاده از تحکیم چتری ۱۱۵

- شکل ۵-۱۱: نمایی از مقطع معادل ناحیه تحکیم‌چتری در بالای سقف تونل در مدل‌سازی دوبعدی عددی ۱۱۵
- شکل ۵-۱۲: حداکثر کرنش برشی ایجاد شده در دیواره، پس از حفر تونل ۱۱۸
- شکل ۵-۱۳: مقطع عرضی لتیس‌گیردر ۱۱۸
- شکل ۵-۱۴: مقطع معادل برای لتیس‌گیردر و شاتکریت ۱۱۹
- شکل ۵-۱۵: (الف) نمایش شماتیک یک مقطع از لایه نگهدارنده شامل مواد مختلف ۱ و ۲، (ب) مقطع معادل برای لایه مرکب (کامپوزیتی) ۱۱۹
- شکل ۵-۱۶: نمای شماتیکی از استقرار راک‌بولت‌ها در جداره تونل ۱۲۱
- شکل ۵-۱۷: مقطع برشی عرضی از پوشش‌بتنی نهایی ۱۲۱
- شکل ۵-۱۸: تغییرات مقادیر همگرایی فاصله بین سقف و کف تونل به یکدیگر در مدت زمان ۱۰ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل (پیش از نگهداری اولیه) ۱۲۳
- شکل ۵-۱۹: تغییرات مقادیر همگرایی فاصله مابین سقف و کف تونل به یکدیگر در مدت زمان ۲۰ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل (پیش از نگهداری اولیه) ۱۲۳
- شکل ۵-۲۰: همگرایی نقاط کف و سقف تونل برای مدت زمان ۱۰ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل با نگهداری اولیه ۱۲۴
- شکل ۵-۲۱: کرنش برشی ایجاد شده در تونل، برای مدت زمان ۱۰ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل برای نگهداری اولیه ۱۲۴
- شکل ۵-۲۲: نمودار توزیع نیروی محوری روی نگهداری اولیه تحت اثر ۲ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل ۱۲۶
- شکل ۵-۲۳: نمودار توزیع ممان خمشی روی نگهداری اولیه تحت اثر ۲ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل ۱۲۶
- شکل ۵-۲۴: کنترل نیروی محوری و ممان خمشی وارد بر نگهداری اولیه برای مدت زمان ۲ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل ۱۲۷
- شکل ۵-۲۵: نمودار توزیع نیروی برشی روی نگهداری اولیه تحت اثر ۲ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل ۱۲۷
- شکل ۵-۲۶: نمونه مقطعی از پوشش‌بتنی (نمایش نیروی محوری و گشتاور خمشی) ۱۳۰
- شکل ۵-۲۷: نمودار اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش‌بتنی نهایی در مدت زمان ۱۰۰ سال (پایان تونل) ۱۳۲

- شکل ۵-۲۸: نمودار اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی در مدت زمان ۱۰۰ سال (کف تونل). ۱۳۲
- شکل ۵-۲۹: نمودار توزیع نیروهای ممان خمشی و محوری بر روی پوشش بتنی نهایی تونل ناشی از نیروهای ایجاد شده در اثر ۱۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل (الف- نیروی محوری، ب- گشتاور خمشی). ۱۳۴
- شکل ۵-۳۰: نمودار توزیع نیروهای ممان خمشی و محوری بر روی پوشش بتنی نهایی تونل ناشی از نیروهای ایجاد شده در اثر ۷۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل. ۱۳۴
- شکل ۵-۳۱: نمونه مقطعی از پوشش بتنی (نمایش نیروی برشی و گشتاور خمشی). ۱۳۵
- شکل ۵-۳۲: نمودار اندرکنش نیروی برشی- ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی در مدت زمان ۱۰۰ سال (قسمت پاتاق تونل). ۱۳۸
- شکل ۵-۳۳: نمودار اندرکنش نیروی برشی- ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی در مدت زمان ۱۰۰ سال (قسمت کف تونل). ۱۳۸
- شکل ۵-۳۴: نمودار توزیع نیروی برشی و نیروی محوری بر روی پوشش بتنی نهایی تونل ناشی از نیروهای ایجاد شده در اثر ۱۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل (در قسمت پاتاق تونل). .. ۱۳۹
- شکل ۵-۳۵: نمودار توزیع نیروهای نیروی برشی و نیروی محوری بر روی پوشش بتنی نهایی تونل ناشی از نیروهای ایجاد شده در اثر ۹۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل (قسمت کف تونل). ۱۴۰
- شکل ۵-۳۶: نمودار اندرکنش نیروی محوری- ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی برای مدل های الاستیک و مور کولمب. ۱۴۰
- شکل ۵-۳۷: نمودار اندرکنش نیروی برشی- ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی برای مدل های الاستیک و مور کولمب ۱۴۱

فصل اول

کلیات

۱-۱- مقدمه

انسان به منظور پیشرفت و تسهیل در همه ابعاد زندگی خود، دست به اقدامات بسیاری زده است. یکی از این تسهیلات، توسعه بخش حمل و نقل به خصوص حمل و نقل جاده‌ای است. توسعه و ساخت راه‌ها ملزم به تغییرات و ساخت و ساز در محیط بوده که یکی از این تغییرات ساخت تونل است. امروزه ساخت و احداث تونل‌ها همانند دیگر علوم یک علم و رشته دانشگاهی تخصصی شده است. مهندسين و طراحان در طی مراحل ساخت، از جمله طراحی و حفر و نگهداری و ... در تونل‌ها با چالش‌های فراوانی روبرو می‌شوند.

در تونل‌های با روبراه زیاد و سنگ‌های دربرگیرنده ضعیف و خردشده باید با مشکلات پایداری تونل دست‌وپنجه نرم کرد. یکی از مشکلات موجود در شرایط مذکور پدیده‌ای به نام پدیده مچاله‌شوندگی^۱ است. مچاله‌شوندگی در تونل‌ها چالشی است که مهندسين در سرتاسر جهان با آن مواجه بوده‌اند و لذا برای طراحی ایمن و اقتصادی باید تحلیل تونل‌ها و نگهداری آن‌ها از نظر مچاله‌شوندگی انجام شود.

ترزاقی اولین تعریف علمی را از سنگ مچاله‌شونده این‌گونه بیان داشت که: "سنگ مچاله‌شونده سنگی است که تمامی ساختار آن دارای مقدار قابل توجهی رس است. رس می‌تواند به صورت اولیه در

^۱ Squeezing

سنگ تشکیل شده باشد، مثل برخی از شیل‌ها، یا این که ممکن است دارای هوازدگی باشد. امکان دارد سنگ به‌طور مکانیکی دست‌نخورده و بکر، دارای درز و شکاف، یا خردشده باشد، این پرشدگی‌ها ممکن است باعث تغییر خواص شده و به اعضا ثانویه مثل مونتموریلونیت‌ها تبدیل شوند. بنابراین خصوصیات مچاله‌شوندگی سنگ‌ها به‌اندازه تنوع رس‌ها متغیر می‌باشند".

ترزاقی رفتار مچاله‌شوندگی سنگ را به شرح زیر ارائه نموده است: "سنگ مچاله‌شونده بدون افزایش حجم محسوس به آهستگی به داخل تونل پیشروی می‌کند. لازمه مچاله‌شوندگی درصد بالای ذرات میکروسکوپی کانی‌های میکا یا رس بدون قابلیت تورم است" (Terzaghi K, ۱۹۴۶).

به‌منظور انتخاب نوع سیستم حفاری، نوع سیستم نگهداری و بهینه‌سازی صرفه اقتصادی عملیات تونل‌سازی بایستی در مرحله طراحی و برنامه‌ریزی ساخت تونل، مخاطرات و چالش‌های موجود بر سر راه پروژه تونل‌سازی پیش‌بینی شود. به همین دلیل پیش‌بینی پدیده مچاله‌شوندگی در پروژه‌هایی که در آن‌ها این پدیده محتمل هستند در دستور کار قرار می‌گیرد. برای پیش‌بینی این پدیده از راه‌کارهای مختلفی استفاده می‌شود. پرداختن به این راه‌کارها و مقایسه این راه‌کارها و روش‌ها و توصیه‌های اجرایی برای مقاوم کردن نگهداری نهایی، از اهداف اصلی در این پایان‌نامه است.

۱-۲- مشخصات عمومی طرح

تونل‌های البرز شامل دو تونل و یک تونل سرویس (بین دو تونل) است. در حال حاضر حفاری و تحکیم تونل سرویس به روش مکانیزه توسط TBM به اتمام رسیده است. تونل البرز به طول ۶۳۸۷ متر به‌عنوان طولانی‌ترین تونل راه‌کشور در حال احداث است. قطر دهانه تونل ۱۳/۶ متر و ارتفاع آن ۹/۵ متر است که با احداث این تونل‌ها مسیر ۱۲ کیلومتری فعلی جاده چالوس با پیچ‌های خطرناک تبدیل به ۶ کیلومتر جاده امن می‌شود. حداکثر ضخامت روباره مسیر تونل حدود ۸۵۰ متر است.

۱-۳- ضرورت و هدف تحقیق

برای حفاری تونل در زمین‌های مچاله‌شونده لازم است ابتدا شدت مچاله‌شوندگی سنگ‌های دربرگیرنده تونل بررسی شده و سپس، با توجه به اطلاعات به‌دست‌آمده اقدام به طراحی روش حفاری و سیستم نگهداری موردنیاز نمود (Basnet C B, ۲۰۱۳).

با توجه به گزارش‌های زمین‌شناسی، سنگ‌های دربرگیرنده تونل عموماً درون ناحیه خردشده بوده و فشار سنگ به مقدار زیادی تحت تأثیر زون شکسته شده محیط اطراف تونل است (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳). برخی از آثار مچاله‌شوندگی؛ ناپایداری در سینه‌کار، شکست پوشش تونل تحت بارهای زیاد، تغییر شکل مقطع تونل در اثر کرنش‌های زیاد، تورم و درنهایت خزش وابسته به زمان هست (Barla G, ۱۹۹۵). همچنین مقدار روباره‌ی زیاد تونل البرز، آن را برای مواجه‌شدن با پدیده مچاله‌شوندگی مستعد ساخته است.

با توجه به آثار مذکور، برای استفاده از یک نگهداری بهینه و روش حفاری کاربردی و مناسب با این شرایط، لازم است تا در مرحله‌ی طراحی و برنامه‌ریزی تونل، پدیده مچاله‌شوندگی مدنظر قرار گرفته و با استفاده از روش‌های موجود، این پدیده پیش‌بینی شود.

۱-۴- مرور مطالعات انجام‌شده

تاکنون تعاریف مختلفی برای پدیده مچاله‌شوندگی از سوی محققین ارائه‌شده که در فصل دوم پایان نامه شرح آن‌ها داده شده است. همچنین این محققین روابطی را برای پیش‌بینی این پدیده در تونل‌ها معرفی کرده‌اند. این روابط به سه دسته کلی تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی-تئوریک تقسیم‌بندی می‌شوند و در برخی موارد نرم‌افزارهای عددی می‌تواند مفید واقع شود (Basnet C. B, ۲۰۱۳).

این پدیده قبلاً توسط ترزاقی^۱، سینگ^۲، دوبه^۳، آیدان^۴، شوبرت^۵، بارتن^۶ و گوئل^۷ و دیگر محققین بررسی شده است.

تونل سازان با تونل سازی در کوه‌های هیمالیا بارها با پدیده مچاله‌شوندگی مواجه شده‌اند. در تونل‌هایی مانند کالی گنداکی^۸ و تونل‌های آب مارسیانگدی میانه^۹ در نپال، مچاله‌شوندگی مشاهده شده و پیش‌بینی مچاله‌شوندگی در آن‌ها انجام گرفته است (Panthi K. K, ۲۰۱۳). تونل دوقلوی سن مارتین^{۱۰} بین فرانسه و ایتالیا حفر شده و در برخی سازندها مچاله‌شوندگی رخ داده که پیش‌بینی و ارزیابی مقدار آن به‌وسیله محققین مختلف انجام شده است (Bonini M, Barla G, ۲۰۱۲) در ایران تونل‌های انتقال آب دشت ذهاب، نوسود، بابلک مورد ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی، با استفاده از مدل سازی عددی، قرار گرفته‌اند (صالحی ا، ۱۳۸۹)، (ملایی م، ۱۳۸۵) و (حسین نژاد م، ۱۳۸۹).

۱-۵- روش انجام تحقیق

با توجه به وجود عدم قطعیت در روابط موجود پیش‌بینی پدیده مچاله‌شوندگی، از مدل سازی عددی به‌عنوان ابزاری کمک‌کننده استفاده می‌شود. در این تحقیق با استفاده از روابط تجربی، نیمه‌تجربی و تحلیلی-تئوریکی پدیده مچاله‌شوندگی در تونل البرز پیش‌بینی شده و سپس به مدل سازی این پدیده با استفاده از نرم‌افزار FLAC مبتنی بر روش عددی تفاضل محدود، در مقطع یا مقاطع بحرانی (ازلحاظ مچاله‌شوندگی) تونل پرداخته می‌شود. سپس احتمال مچاله‌شوندگی با مقایسه با روش‌های مذکور در

^۱ Terzaghi

^۲ Singh

^۳ Dube

^۴ Aydan

^۵ Schubert

^۶ Barton

^۷ Goel

^۸ Kali Gandaki

^۹ Middle Marsyandgi

^{۱۰} Sant Martin La Porte Tunnel

مسیر تونل، بررسی می‌شود. لازم به ذکر است که به دلیل عدم کفایت و ناقص بودن اطلاعات ابزار دقیق نصب‌شده در تونل، از داده‌های نتایج آزمایشگاهی برای به دست آوردن پارامترهای ورودی به مدل در روش عددی، استفاده شده است.

۱-۶- ساختار پایان‌نامه

پایان‌نامه حاضر مشتمل بر ۶ فصل است که به شرح زیر توضیح داده می‌شود:

فصل حاضر که شامل کلیات طرح اعم از مشخصات عمومی طرح و منطقه مورد حفاری، ضرورت و هدف تحقیق و روش تحقیق است.

فصل دوم تحت عنوان مروری بر مطالعات انجام شده است. در این فصل ابتدا تعاریف ارائه شده برای پدیده مچاله‌شوندگی توسط محققین از گذشته تا به حال ارائه می‌شود تا یک تعریف جامع و موردقبول عنوان شود. سپس پدیده مچاله‌شوندگی به‌طور کامل موشکافی شده و تفاوت آن با پدیده مشابه آن به نام آماس بررسی خواهد شد. در ادامه روش‌های تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی-تیوریکی پیشنهادشده توسط محققین مختلف و مدل‌های مورد استفاده برای تحلیل عددی این پدیده را بررسی کرده و به شرح جزییات و روابط مدل مورد استفاده در FLAC پرداخته شده است.

در فصل سوم با توجه به اصول و پارامترهای مورد استفاده در روابط ارائه شده در فصل دوم، امتداد مسیر تونل البرز به نواحی مختلف به‌صورت پیوسته، دسته‌بندی می‌شود. با توجه به پارامترهای مورد نیاز در هر روش، پتانسیل مچاله‌شوندگی سنگ‌های این نواحی نشان داده شده است. در نهایت با مقایسه وضعیت نواحی مختلف، از لحاظ پتانسیل مچاله‌شوندگی، حاصل از روش‌های مختلف، یک مقطع بحرانی را تعیین کرده تا از این مقطع نمونه سنگ تهیه شده و در آزمایشگاه به انجام آزمون‌های لازم پرداخته شود.

در فصل چهارم توضیحاتی مختصر در مورد پدیده خزش در سنگ‌ها داده می‌شود. به‌علاوه روش‌های آزمایشگاهی آزمون خزش معرفی شده و توضیحاتی مختصر راجع به استانداردهای انجام آزمایش خزش داده شده است. سپس با توجه به آزمایش انجام گرفته، نمونه مدل رفتاری مورد استفاده در FLAC صحت‌سنجی شده است.

فصل پنجم تحت عنوان مدل‌سازی عددی و تحلیل عددی پدیده میخاله‌شوندگی در تونل البرز است. در این فصل ابتدا توضیحاتی در باب روش‌های عددی آورده می‌شود و پس از آن به مدل‌سازی عددی مقطع موردنظر با استفاده از مدل رفتاری ارائه‌شده در فصل دوم پرداخته می‌شود. در نهایت نتایج حاصل از مدل‌سازی برای بررسی پایداری نگهداری در نظر گرفته‌شده در مقطع مورد نظر، برای بازه‌های چندساله، به کمک نمودارهای ظرفیت باربری مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. فصل ششم مربوط به جمع‌بندی، نتیجه‌گیری و پیشنهادها خواهد بود.

فصل دوم

مرور مطالعات انجام شده

۲-۱- مقدمه

در این فصل با مطالعه‌ی منابع موجود، سیر تحقیقی و پژوهشی در خصوص پدیده مچاله‌شوندگی از گذشته تا سال‌های اخیر بررسی می‌شود. در این فصل به خواستگاه پدیده مچاله‌شوندگی و به پژوهش‌های انجام‌شده در زمینه پیش‌بینی و محاسبه‌ی مقدار مچاله‌شوندگی نیز اشاره می‌شود. در تکامل روش‌های تجربی و نیمه‌تجربی، امروزه با پیشرفت روش‌های عددی محققین برای تحلیل این پدیده، به روش‌های عددی روی آورده‌اند. بر مبنای تعاریف مختلفی که محققین از مچاله‌شوندگی ارائه داده‌اند، روش تحقیق تعریف شده است. با توجه به تحقیقات انجام‌شده روش‌های پیش‌بینی مچاله‌شوندگی به روش‌های تجربی، نیمه‌تجربی، تحلیلی-تیوریکی دسته‌بندی شده است.

۲-۲- مقدمه‌ای بر پدیده مچاله‌شوندگی

یکی از پدیده‌های مهمی که ممکن است باعث بروز مشکلات در عملیات تونل‌سازی، نگهداری و بهره‌برداری از تونل بخصوص در سنگ‌های ضعیف شود، مچاله‌شوندگی سنگ‌های مسیر آن است. اصطلاح سنگ مچاله‌شونده از نخستین روزهای احداث تونل در کوه‌های آلپ متداول شد و تاکنون برای آن تعاریف مختلفی ارائه شده است. به‌طور کلی مچاله‌شوندگی به همگرایی وابسته به زمان^۱ تونل‌ها در خلال حفاری گفته می‌شود. این پدیده هنگامی روی می‌دهد که تنش‌های القایی به وجود آمده در اثر حفاری زیرزمینی بیش‌تر از مقاومت برشی توده سنگ‌های دربرگیرنده حفره باشد.

^۱ Time Dependence

به این ترتیب خزش سنگ به داخل حفره ایجاد شده آغاز می شود. این تغییر شکل ها ممکن است در خلال احداث تونل خاتمه یافته و یا برای مدت زمان طولانی ادامه یابد. این پدیده بیش تر در ارتباط با توده سنگ ها با دگرشکلی و خصوصیات مقاومتی ضعیف روی می دهد (Barla G, ۲۰۰۲).

مقدار همگرایی تونل، سرعت تغییر شکل و گسترش زون پلاستیک در اطراف تونل بستگی به شرایط متفاوتی دارد که هر یک به تنهایی تأثیرات بسیار زیادی بر روی نتایج می گذارد. فشار بیش از حد سنگ ممکن است موجب گسیختگی نگهداری تونل در اثر تغییر شکل های بزرگ وابسته به رفتار مچاله شونده سنگ شود. زمین های مچاله شونده در مواجهه با تنش بیش از حد موجب شکست پوشش بتنی می شوند. در حفاری های با مقاطع بزرگ تر، تمرکز تنش بیش تری در جبهه کار تونل رخ می دهد و تونل در معرض تغییر شکل ها و ناپایداری های بزرگ تری قرار می گیرد. گسترش تمرکز تنش و تغییر شکل های سنگ، وابسته به زمان هستند و نمایانگر این می باشند که خزش نقش مهمی دارد (Barla G, ۱۹۹۵).

تونل سازی در سنگ های با پتانسیل مچاله شونده، اغلب سبب ایجاد تاخیرات طولانی در احداث پروژه و تحمیل هزینه های زیاد می گردد. از این رو انتخاب روش حفاری مناسب و نصب سیستم نگهداری متناسب و به موقع نقش عمده ای در کنترل این پدیده و کاهش آثار نامطلوب آن خواهد داشت. مچاله شونده به دقت فن های حفاری، نگهداری و مراحل اتخاذ شده در تونل وابسته است. اگر نصب و نگهداری با تأخیر انجام شود، توده سنگ به داخل تونل حرکت خواهد کرد و توزیع مجدد تنش اطراف آن رخ خواهد داد و بالعکس اگر به ایجاد تغییر شکل های سنگ با نصب سریع اجازه داده نشود، مچاله شونده منجر به بارگذاری طولانی مدت، خستگی و در نهایت شکست نگهداری ها می شود. یافته های حاصل از تجربیات مهندسان تونل سازی و نتایج حاصل از آنالیزهای تحلیلی و عددی توسط نرم افزارهای مختلف همگی بیان می دارند که یک حفاری مناسب و نگهداری بی عیب و کامل منجر به

پایداری پوشش نگهدارنده با ظرفیت باربری کافی برای هر دو مرحله کوتاه و بلندمدت می شود (Barla G, Borgna S, ۱۹۹۹).

۲-۳- مچاله شوندگی از دیدگاه محققین مختلف

از دیدگاه ترزاقی^۱ (۱۹۴۶) : مچاله شوندگی فقط در سنگ هایی که مقدار فراوانی رس دارند، اتفاق می افتد (این رس ممکن است در شیل به صورت خالص یا ترکیبی وجود داشته باشد). سنگ ها ممکن است شامل کائولینیت یا دارای خواص ویسکوز از قبیل مونتموریلونیت باشند. سنگ های متورم همیشه دارای میزان تراکم متوسط بوده و شامل مقدار زیادی رس پیش بارگذاری شده می باشند.

ترزاقی خاطر نشان می کند که سنگ مچاله شونده بدون ازدیاد حجم محسوس به طور آهسته به داخل تونل پیشروی می کند که لازمه مچاله شوندگی وجود درصد زیادی از ذرات میکاشیست یا رس با خواص تراکم اندک است (Barla G, ۲۰۰۲).

طبق تعریف گیودا^۲ (۱۹۸۲)، در مقاله ای تحت عنوان تحلیل تأثیرات مچاله شوندگی غیرخطی در اطراف تونل های دایروی که تهیه شده، واژه مچاله شوندگی جهت بیان تغییرات وابسته به زمان سنگ که توسط تمرکز تنش های برشی در اطراف تونل اتفاق می افتد به کاررفته است. اما تورم به افزایش حجم توده سنگ به صورت وابسته به زمان در اثر جذب آب در اطراف حفره تونل اطلاق می شود (Barla G, ۲۰۰۲).

طبق نظر اوروک^۳ (۱۹۸۴)، زمین مچاله شونده به زمینی که تحت تغییر مکان های قابل توجه وابسته به زمان، ناشی از افزایش بارگذاری بیش از مقاومت سنگ در مجاورت تونل رخ می دهد اطلاق می شود. این بارگذاری توسط باز توزیع تنش در اطراف فضای حفر شده اتفاق می افتد، در نتیجه در یک زمین

^۱ Terzaghi

^۲ Gioda

^۳ Rourke

مچاله‌شونده سیستم نگهداری تونل بارهای افزاینده‌ای (چند برابر بارهای اولیه) را برای هفته‌ها یا حتی ماه‌ها تجربه خواهد کرد. در برخی حالات بهتر است به زمین اجازه آزادسازی تنش و تغییر مکان داده شود، سپس سیستم نگهداری را نصب کرد. در این حالت تنش‌ها توزیع مجدد شده و نیروی کم‌تری به سیستم نگهداری اعمال خواهد گردید. طراحی تونل در زمین‌های مچاله‌شونده نیازمند مطالعات دقیق فاکتورهایی از قبیل تنش‌های برجا، درجه هوازدگی حفاری زمین، زمان و مقاومت وابسته به تنش، شکل‌پذیری زمین، نوع حفاری و روش نصب سیستم نگهداری است. حرکت‌های سطح زمین در بالای تونل ممکن است افزایش یابد. طراحی تونل در زمین مچاله‌شونده نیازمند مطالعه دقیق بر روی متغیرهایی مانند آزمون‌های برجا، درجه هوازدگی و کانی‌شناسی زمین، زمان و خواص مقاومتی و تغییر شکل مربوط به تنش زمین و فن‌ها و روش‌های حفاری و نگهداری است (Barla G, ۲۰۰۲).

طبق تعریف جتوا^۱ (۱۹۸۶)، حفاری تونل در سنگ باعث اغتشاش در تنش‌های ابتدایی شده و تغییر مکان‌هایی در اثر این تنش‌های القایی موجب می‌گردد و در اثر حفاری، تمام نقاط اطراف تونل به‌صورت شعاعی به داخل تونل وارد می‌شوند. در توده‌های سنگی این تغییر مکان‌ها در ابتدا الاستیک و در حدود ۱٪ شعاع تونل است. این تغییر مکان‌ها مستقل از زمان بوده و به‌سرعت پس از حفاری به تعادل می‌رسند. به‌عنوان مثال پوشش نهایی بتنی در بعضی تونل‌های انتقال آب فقط جهت مقاصد هیدرولیکی طراحی می‌شوند و رفتار وابسته به زمان توده‌سنگ را مدنظر قرار نمی‌دهند. برعکس یک توده سنگ ضعیف تحت تنش‌های القایی زیاد ناشی از حفاری گسیخته شده و منجر به تشکیل یک ناحیه خردشده در اطراف مقطع حفرشده گردیده که ممکن است ماه‌ها به تغییر شکل خود ادامه دهد (این وضعیت مچاله‌شوندگی در سنگ نامیده می‌شود). در این راستا جداره‌های تونل تحت یک تغییر مکان وابسته به زمان قرارگرفته و بارهای اعمالی بر پوشش بتنی تا زمانی که تغییر مکان دیواره به صفر

^۱ Jetwa ۱۹۸۶

برسد، افزایش خواهد داشت. فشار شعاعی وارد بر پوشش بتنی در این حالت، فشار نهایی سنگ نامیده خواهد شد.

اختلاف فشار بین فشار نهایی سنگ و فشار اعمالی در کوتاه‌مدت، فشار خزشی نام دارد که این فشار خزشی به مراتب بزرگ‌تر از فشارهای کوتاه‌مدت وارد بر سیستم نگهداری می‌باشند. بنابراین باید دقت کرد پوشش نهایی بتنی برای تحمل فشار حداکثر طراحی گردد (Barla G, ۲۰۰۲).

بر اساس تعریف کواری^۱ (۱۹۸۸)، رفتار مچاله‌شوندگی سنگ در اثر حفاری (Barla G, ۲۰۰۲):

- تغییر شکل‌های بزرگ که باعث تقلیل سطح مقطع حتی در کف تونل خواهد شد.
- تغییر شکل‌ها در یک دوره طولانی ادامه‌دارند.
- اگر با نصب سیستم نگهداری بخواهند جلوی این تغییر مکان‌ها را بگیرند، سیستم نگهداری سنگین خواهد شد.

سنگ با مقاومت پایین در مقابل تنش‌های اعمالی بالا مچاله خواهد شد. سنگ تا ظرفیت باربری خود تحت اعمال تنش قرار خواهد گرفت سپس جاری می‌گردد. همچنین باید توجه کرد که همیشه تغییر مکان‌های بزرگ، نتیجه مچاله‌شوندگی نیست. سنگی که شامل مصالح رسی از قبیل ایلیت و مونتموریلینیت باشد حساس به تورم خواهد بود. تورم به معنای افزایش در حجم توده‌سنگ به علت جذب آب است. توجه شود که (Barla G, ۲۰۰۲):

۱- تغییر مکان‌های بزرگ سنگ که در محدوده دیواره‌ها و تاج تونل اتفاق می‌افتد ممکن است به

علت ضعف سیستم نگهداری نصب‌شده در سنگ‌های درزه‌دار باشند لذا این تغییر مکان‌ها به

علت شل‌شدگی سنگ و نه تسلیم در حوزه فراتنشی است.

^۱ Kovari

۲- ترکیدن سنگ نیز ربطی به پدیده مچاله‌شوندگی نخواهد داشت.

تعریف ارائه‌شده در هندوستان به‌وسیله سینگ^۱ (۱۹۸۸): به پدیده‌ای که در اثر آن توده‌سنگ خردشده سیلان می‌نماید و رویداد فراتنش رخ می‌دهد و در نتیجه سنگ دچار افزایش حجم شده و به داخل فضای حفرشده حرکت می‌کند، مچاله‌شوندگی اطلاق می‌شود.

تعریف پذیرفته‌شده در ژاپن توسط آیدان و همکاران^۲: در ژاپن وقتی تونل تغییر مکان‌های بزرگی را در طی حفاری از خود نشان می‌دهد، سنگ به‌عنوان یک ماده مچاله‌شونده شونده نام‌گذاری می‌شود. به‌طور کلی انسداد تونل در اثر پدیده مچاله‌شوندگی ممکن است شامل ۳ نوع تخریب گردد:

۱- تخریب برشی ۲- تخریب کمانشی ۳- تخریب برشی و لغزشی

همچنین پدیده مچاله‌شوندگی در صورت سیلان سنگ در اثر باز توزیع تنش‌ها در رفتار الاستو-ویسکوپلاستیک اتفاق می‌افتد که یک روند فیزیکی است، ولی تورم (یا آماس) یک پدیده شیمیایی در اثر ردوبدل یون‌های بین برخی مصالح و آب حادث می‌شود (Barla G, ۲۰۰۲).

تعاریف ارائه‌شده از مچاله‌شوندگی توسط انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ (ISRM^۳) در سال ۱۹۹۵ عبارت‌اند از (Barla G, ۲۰۰۲):

- مچاله‌شوندگی تغییر مکان‌های بزرگ وابسته به زمان در اطراف تونل بوده که در صورت تجاوز از تنش حدی برشی مواد، وارد رفتار خزشی می‌شود. این تغییر مکان‌ها یا در حین عملیات تونل خاتمه یافته یا ممکن است مدت‌ها ادامه داشته باشد.
- مچاله‌شوندگی پدیده‌ای است که در سنگ یا خاک همزمان با رفتارهای القایی تنش و متناسب با خواص مواد که باعث مچاله شدن تونل و افزایش تنش در سنگ از مقاومت برشی نهایی آن

^۱ Singh

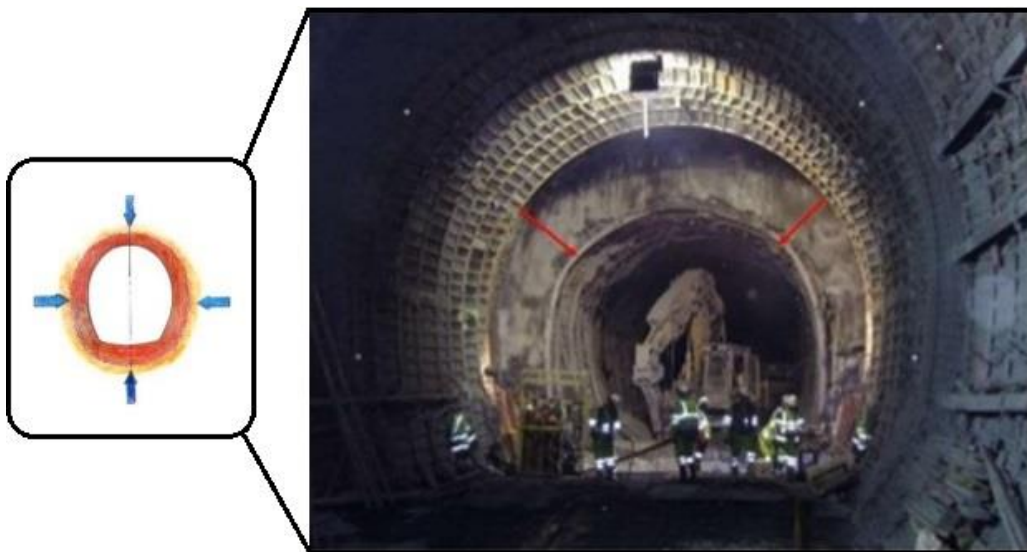
^۲ Aydan et al

^۳ International Society for Rock Mechanics

می‌شود، رخ می‌دهد.

- پدیده مچاله‌شوندگی در واقع همان فراتنش در صورت وجود تنش‌های زیاد هست، لذا تغییر مکان‌هایی ناشی از شل شدگی ناحیه خردشده که باعث ایجاد تغییر مکان‌هایی در سقف و دیواره می‌گردد و نیز ترکیدگی سنگ، ارتباطی به مچاله‌شوندگی ندارد.

در نهایت تعریف پذیرفته‌شده و ارائه‌شده از سوی ISRM که سازوکار مچاله‌شوندگی را تعریف می‌کند به این صورت است که: همگرایی وابسته به زمان بلندمدت در طی حفر تونل هنگامی رخ می‌دهد که ترکیب ویژه‌ای از خواص مواد و تنش‌های تسلیم‌کننده برخی مناطق اطراف تونل ایجاد شود و این شرایط باعث افزایش تنش‌های القایی از تنش برشی مجاز توده‌سنگ شود که در تنش القایی ایجاد شده خزش شروع می‌شود (Barla G, et al. ۲۰۰۸).



شکل ۱-۲: پدیده مچاله‌شوندگی در تونل لیون-تورین کشور فرانسه (Bonini M, Barla G, ۲۰۱۲)



شکل ۲-۲: مچاله‌شوندگی شدید در تونل انتقال آب در پروژه نیروگاه برق آبی ناتپاجاگری^۱ در هند (Hoek & Marin, 2000).

۲-۴- موارد مطالعاتی پدیده مچاله‌شوندگی در تونل در سال‌های اخیر

با توجه به اهمیت مطالعه و تحقیق در رابطه با پدیده مچاله‌شوندگی کارهای زیادی در ابعاد مختلف، برای شناسایی و تحلیل رفتار مچاله‌شوندگی در شرایط مختلف تونل‌سازی انجام گرفته است. برای نمونه چند مورد از این مطالعات موردی در پیش‌رو آورده شده است.

در تونل انحراف آب در پروژه برق آبی کاملیا^۲ در غرب کشور نپال، در محدوده‌ای به طول ۸۰۰ متر مشکلات زیادی از پدیده مچاله‌شوندگی سد راه بوده است. این محدوده به ۷۲ بخش تقسیم‌بندی شده که با استفاده از روش‌های مختلف تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی، این پدیده تحلیل و ارزیابی شده است. پارامترهای اصلی که پدیده مچاله‌شوندگی را کنترل می‌کنند پارامترهای توده‌سنگ و تنش‌های آن هستند بنابراین کیفیت تحلیل این پدیده تا حد زیادی به تخمین صحیح این پارامترهای ورودی دارد. تغییر شکل‌های دیواره تونل با استفاده از روش هوک-مارینوس^۳ و روش همگرایی-همجواری^۴

^۱ Nathpa Jhakri

^۲ Chameliya Hydroelectric Project

^۳ Hoek & Marin (2000)

^۴ Convergence Confinement Method

محاسبه شده و نتایج با نرم افزار عددی phase2، مقایسه شده‌اند. همه این روش‌ها بیان می‌دارند که تغییر شکل قابل توجهی وجود دارد که باعث ایجاد مشکل مجاله‌شوندگی می‌شوند (Basnet C, 2013).

در تونل لیون-تورین در کشور فرانسه مطالعات دقیق و گسترده‌ای پیرامون پدیده مجاله‌شوندگی انجام گرفته است. این تونل به عنوان یک مورد مناسب برای داشتن یک بینش جدید نسبت به شناسایی رفتار مجاله‌شوندگی در تونل‌ها در شرایط سخت، معرفی شده است. در این تونل با استفاده از ابزار دقیق به مدت ۵ سال رفتارنگاری انجام و محدوده‌ای با همگرایی زیاد و وابسته به زمان شناسایی شده است. از این مشاهدات برای بهینه سازی پوشش نگهداری و روش حفاری تونل بهره گرفته شده است. در این تونل از سه مدل رفتاری پیوسته وابسته به زمان برای سنگ با توجه به پیچیدگی آن‌ها در پاسخ به رفتار وابسته به زمان استفاده شده و با هم مقایسه شده‌اند. از این سه مدل رفتاری، مدل CVISC در نرم افزار عددی FLAC به عنوان بهترین مدل توصیف کننده پدیده مجاله‌شوندگی آمده است (Bonini M, Barla G, 2012).

در رشته کوه‌های آلپ در کشور نپال دو مطالعه موردی پروژه برق آبی خیمتی^۱ و آبرسانی ملامچی^۲ در مورد پدیده مجاله‌شوندگی انجام گرفته است. هر دو پروژه در طول توده‌سنگ‌های ضعیف و با روباره زیاد اجرایی شده‌اند. در تونل پروژه ملامچی آزمایش‌های آزمون خزش از سنگ گنایس گرفته شده است. نتایج حاصل از این آزمایش‌ها برای صحت‌سنجی با پارامترهای رئولوژیکی^۳ در نمودارهایی ترسیم شده‌اند. با توجه به نتایج آزمایش‌های خزش در سطوح مختلف تنش، رابطه‌ای میان نرخ کرنش و سطوح تنش برقرار می‌شود. با استفاده از روش‌های تجربی، نیمه تجربی، تحلیلی و FLAC، تحلیل برگشتی انجام می‌شود؛ و نتایج با اندازه‌گیری همگرایی‌های تونل همخوانی داشته است

^۱ Khimti \ hydropower project

^۲ Melamchi

^۳ Rheological parameters

و در نتیجه این روش‌های تجربی، نیمه تجربی، تحلیلی و عددی برای طراحی تونل ملامچی مورد استفاده قرار گرفته‌اند (Sherestha G. L, ۲۰۰۵).

در تونل انتقال آب نوسود با طول بالغ بر ۴۸ کیلومتر در شمال غرب کرمانشاه، چالش همگرایی ناشی از مچاله‌شوندگی وجود داشته که این تونل با ماشین^۱ TBM حفاری شده است. مسیر این تونل با سنگ‌های مارنی و شیلی با RMR کمتر از ۳۰ و روباره ۹۹۵ متر است. بنابراین همگرایی و گیر کردن ماشین حفاری از چالش‌های پیش‌رو بوده است. برای بررسی موضوع وضعیت مچاله‌شوندگی در مقاطع مختلف مسیر تونل از روش‌های تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی-تئوری استفاده شده است. سپس با استفاده از روش عددی میزان جابجایی شعاعی برای مقاطع موجود برآورد شده است. نتایج بررسی‌های مچاله‌شوندگی در مسیر سنگ‌های این تونل نشان داده‌اند که سازند حاوی سنگ‌های مارنی، شیلی و سنگ آهک، بیش‌ترین استعداد مچاله‌شوندگی را از خود بروز می‌دهند. با استفاده از جابجایی‌های شعاعی به دست آمده از روش‌های تحلیلی و عددی، وضعیت مچاله‌شوندگی در مقاطع مختلف بررسی شده و بحرانی‌ترین مقاطع را شناسایی کرده‌اند. در نهایت با شناسایی این مقاطع از خطر گیر کردن TBM هشدار داده شده است (ملایی م، ۱۳۸۵).

تونل انتقال آب بابلک به طول ۲۶۰۰ متر در ۴۳ کیلومتری شهر بابل قرار گرفته است. با در نظر گرفتن شرایط تنش حاکم در منطقه و مقاومت پایین توده سنگ، نرخ زیاد همگرایی دیواره‌های تونل به پدیده مچاله‌شوندگی ربط داده شده است. برای مدل‌سازی عددی پدیده مچاله‌شوندگی از مدل رفتاری وابسته به زمان ویسکوپلاستیک برگر خزشی استفاده شده است که برای به دست آوردن پارامترهای ورودی این مدل رفتاری، با استفاده از داده‌های ابزار دقیق آنالیز برگشتی انجام شده است. پس از بهینه‌سازی مقادیر پارامترهای ویسکوپلاستیک برگر، مقطع بحرانی (با بیش‌ترین روباره) تونل انتقال آب بابلک برای دو حالت بدون مچاله‌شوندگی و با حضور پدیده مچاله‌شوندگی (تحلیل وابسته به زمان)

^۱ Tunnel Boring Machine

مدل‌سازی شده است. نتایج مدل‌سازی‌ها نرخ زیاد همگرایی دیواره (0.3 mm/day) را برای مقطع بحرانی مذکور پیش‌بینی می‌کند که پیشنهاد شده است برای جلوگیری از همگرایی زیاد دیواره تونل، کف‌بند به همراه سیستم نگهداری موقت نصب شود (حسین نژاد م، ۱۳۸۹).

تونل انتقال آب دشت ذهاب با طول ۲۵ کیلومتر در غرب ایران در کرمانشاه حفاری شده است. بخش اعظمی از مسیر این تونل از سنگ‌های آهکی به همراه شیل و مارن تشکیل شده است و چندین زون گسلی در این مسیر به چشم می‌خورد و روباره مسیر تونل به ۹۹۸ متر می‌رسد. این موضوع شرایط را برای وقوع پدیده مچاله‌شوندگی مهیا نموده است. در این پروژه پدیده مچاله‌شوندگی با استفاده از روش‌های تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی-تیوریک پیش‌بینی شده‌اند تا بخش‌های با مچاله‌شوندگی زیاد شناسایی شوند. مقطعی از تونل که بیش‌تر این روش‌ها آن را مچاله‌شونده تشخیص داده‌اند برای مدل‌سازی عددی انتخاب می‌شود. سپس با استفاده از مدل رفتاری برگرزشی در نرم‌افزار FLAC این مقطع بحرانی مچاله‌شونده، مدل‌سازی عددی می‌شود. پارامترهای ورودی این مدل رفتاری با استفاده از نتایج ابزار دقیق از روش تحلیل برگشتی به‌دست آمده‌اند. با توجه به تحلیل‌های انجام شده مقطع بحرانی مذکور، نیاز به طراحی مجدد سیستم نگهداری دارد تا بتواند از بروز پدیده مچاله‌شوندگی جلوگیری کند (صالحی ا، ۱۳۸۹).

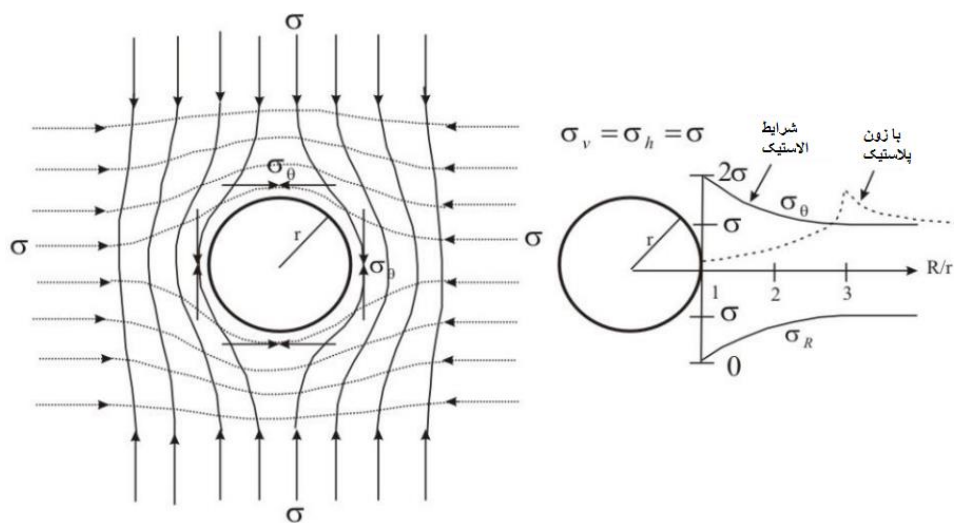
۲-۵- مشکلات ناپایداری تونل ناشی از مچاله‌شوندگی

هنگامی که تنش اطراف تونل از مقاومت سنگ تجاوز می‌کند، این تنش‌ها مشکلات پایداری را برای تونل به وجود می‌آورند. عمدتاً دو دلیل عمده برای ناپایداری تونل ناشی از تنش ایجاد شده وجود دارد.

۲-۵-۱- مشکلات ناشی از تنش کششی

پس حفر تونل درون زمین، تنش‌های موجود در اطراف تونل بهم می‌خورند تا یک توزیع مجدد تنش صورت گیرد. در شکل ۲-۳ این توزیع مجدد و نمایش داده شده است و مقادیر تنش‌های القایی

ایجاد شده در تونل با روابط ۱-۲ و ۲-۲ ارائه شده‌اند. در روابط ۲-۳ و ۴-۲ مقادیر تنش‌های مماسی حداکثر و حداقل در اطراف تونل ارائه شده‌اند. اگر مقدار تنش مماسی حداقل که در رابطه ۴-۲ داده شده است منفی باشد، به‌عنوان مثال ناحیه در تنش کششی است، درزه‌های شعاعی توده‌سنگ در آن ناحیه به وجود می‌آید. در بیش‌تر موارد درزه کششی تأثیر خیلی زیادی روی پایداری سنگ ندارد. برای تونل‌های تحت فشار این موضوع اهمیت دارد که درزه‌های ثانویه و بازشدگی درزه‌های موجود ممکن است سطح آب خارج از تونل را افزایش بدهد (Basnet C. B, ۲۰۱۳).



شکل ۳-۲: مدارهای تنش در توده‌سنگ اطراف تونل دایروی (چپ)، و توزیع تنش شعاعی و مماسی در شرایط الاستیک و غیر الاستیک (راست) (Basnet C. B, ۲۰۱۳).

مطابق شکل ۳-۲ (راست)، تنش‌های مماسی (σ_θ) و تنش شعاعی (σ_R) در محیط تونل در شرایط تنش ایزوستاتیک و برای ماده سنگ الاستیک به ترتیب دو بار و صفر مرتبه تنش ایزوستاتیک است. تنش‌ها به‌عنوان نسبت بین فاصله شعاعی (R) و شعاع تونل (r) افزایش می‌یابد. مقادیر σ_R و σ_θ برابر است با:

$$\sigma_{\theta} = \sigma \times \left(1 + \frac{r^2}{R^2} \right) \quad 1-2$$

$$\sigma_R = \sigma \times \left(1 - \frac{r^2}{R^2} \right) \quad 2-2$$

هرچند، شرایط تنش به ندرت ایزوستاتیک است و مقادیر متفاوتی از تنش اصلی حداکثر (σ_1) و تنش اصلی حداقل (σ_3) در مقدار تنش های مماسی تفاوت ایجاد می کند. طبق حل رابطه کرچ^۱ تنش مماسی هنگامی به حداکثر مقدار ($\sigma_{\theta max}$) خود می رسد که جهت σ_1 مماس بر خطوط کنتور (مطابق شکل ۳-۲) باشد، و حداقل مقدارش ($\sigma_{\theta min}$) زمانی است که جهت σ_3 نیز مماس گردد. مقادیر حقیقی به صورت زیر می باشند:

$$\sigma_{\theta max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad 3-2$$

$$\sigma_{\theta min} = 3\sigma_3 - \sigma_1 \quad 4-2$$

در برخی توده سنگ ها، با توجه به شکل ۳-۲ (راست) خط چین، تنش های مماسی حداکثر تا رسیدن به ناحیه الاستیک حرکت می کنند. بنابراین، یک حل برای تنش ها و جابجایی های به دست آمده از تئوری پلاستیسیته می تواند بنایی مفید برای تحلیل در شرایط برخی توده سنگ ها فراهم آورد (Barla G, ۲۰۰۲) و (Sherestha G. L, ۲۰۰۵).

۲-۵-۲- مشکلات ناشی از تنش فشاری بالا

اگر تنش مماسی فشاری، رابطه ۳-۲، از مقاومت سنگ بیش تر باشد، عمدتاً دو نوع از مشکلات ناپایداری وابسته به مشخصات توده سنگ به وجود می آید (Basnet C. B, ۲۰۱۳):

۱- انفجار سنگ/سقوط سنگ: اگر تنش مماسی فشاری از مقاومت سنگ متجاوز شود، شکستگی

موازی با خطوط تراز تونل در سنگ سخت اتفاق می افتد. فرآیند شکستگی اغلب همراه با

^۱ Kirsch

صداهای بلند از سنگ است، پدیده‌ای که عموماً به‌عنوان انفجار سنگ^۱ از آن یاد می‌شود. در سطوح تنش متوسط شکستگی منجر به شل شدن پوسته‌های نازک سنگ می‌گردد، و اغلب به‌عنوان پوسته‌شدن سنگ یا افتادن سنگ از آن یاد می‌شود. اگر تنش مماسی بسیار زیاد باشد، فعالیت انفجار سنگ بسیار چشمگیر خواهد بود. در موارد بسیار شدید ممکن است پوسته‌های سنگ با سرعت و نیروی قابل توجهی ظاهر شوند. فعالیت انفجار سنگ در جبهه کار شدیدترین حساسیت را بلافاصله پس از حفاری دارد. اما تحلیل و ارزیابی ریسک انفجار سنگ و پوسته‌شدن سنگ موضوع این تحقیق نیست. بیش‌ترین تمرکز تحقیق حاضر روی مشکل ناپایداری حاصل از مچاله‌شوندگی در تونل است.

۲- مچاله‌شوندگی تونل یا تغییر شکل‌های پلاستیکی: در سنگ‌های نرم مشکلات تنش با پوسته‌شدن یا انفجار سنگ توصیف نمی‌شود. زیرا طبیعت پلاستیکی برخی از سنگ‌ها مشکل بالقوه در اینجا مچاله‌شوندگی خواهد بود. در بیش‌تر موارد کاهش قطر تونل به اندازه ده‌ها سانتی‌متر در تونل‌های مچاله‌شونده در بیش‌تر نواحی هیمالیا اتفاق افتاده است.

۲-۶- مقایسه بین مچاله‌شوندگی و آماس در توده‌سنگ

این مقایسه توسط جتوا و هور^۲ انجام شده و نتایج تحقیقات آن‌ها به شرح جدول ۱-۲ است:

جدول ۱-۲: مقایسه بین پدیده‌های مچاله‌شوندگی و آماس (Barla G, Borgna S, ۱۹۹۹).

پدیده یا فرآیند		پارامتر
آماس‌پذیری	مچاله‌شوندگی	
انبساط حجمی در رابطه با ورود آب و رطوبت در زمین‌هایی که حاوی کانی‌های آماسی (رسی) هستند.	انبساط حجمی کم زمین‌های ضعیف و نرم مطابق با تنشی که در اثر گسیختگی برشی حاصل شده است. زون متراکم که می‌تواند بین زون‌های شکسته شده ایجاد شود.	علت

^۱ Rock Burst

^۲ Jethwa & Hor ۱۹۹۶

سرعت اولیه زیاد برای دو هفته اول تا این که رطوبت به طور عمقی در زمین نفوذ کند.	سرعت اولیه زیاد، چندین سانتی متر در روز برای هفته اول و دوم پس از حفاری	سرعت همگرایی	همگرایی فضای
کاهش با گذر زمان همان طور که رطوبت در زمین به طور عمقی نفوذ می کند.	کاهش با گذر زمان		
ممکن است برای سال ها ادامه داشته باشد اگر زمین مرطوب به سمت خارج گودبرداری شود تا زمین جدید رخنمون پیدا کند.	ممکن است برای سال ها در حالت های خاص ادامه داشته باشد.	مدت زمان همگرایی	حفاری
چندین برابر ضخیم تر است. درجه اشباع پس از ساخت ممکن است ناحیه آماس شونده را به طور خاصی افزایش دهد.	می تواند تا چندین برابر ضخامت قطر تونل باشد.	گسترش زون تحت تأثیر	

۷-۲- روش های پیش بینی پتانسیل مچاله شونده

این روش ها به سه دسته کلی روش های تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی-تئوریک دسته بندی می شوند. در ادامه به تشریح و کاربرد این روش ها پرداخته می شود.

۷-۲-۱- روش های تجربی

در روش های تجربی، تحلیل ها کاملاً بر مبنای تجربه و مقایسه است. انواع مختلفی از روش های تجربی توسط محققین مختلف برای ارزیابی پدیده مچاله شونده ارائه شده است. بسته به شاخص های مورد استفاده، روش های تجربی را می توان در سه گروه زیر دسته بندی نمود (Sherestha G. L, ۲۰۰۵):

- روش نسبت تنش-مقاومت
- روش تخمین کرنش
- روش طبقه بندی توده سنگ

۲-۷-۱-۱- روش نسبت تنش-مقاومت

وود^۱ فاکتور کفایت^۲ F_c را برای ارزیابی تنش عامل ناپایداری تونل، پیشنهاد داده است. F_c به عنوان نسبت مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ (σ_{cm}) به تنش روباره تعریف می شود. هنگامی که (F_c) کم تر از ۲ باشد، زمین در معرض تنش بیش از حد در محیط اطراف حفاری تونل قرار می گیرد و بایستی سیستم نگهداری مناسب برای تونل در نظر گرفته شود. این پارامتر توسط بسیاری از محققین برای شناسایی پتانسیل مچاله شوندگی تونل ها استفاده شده است (Hoek E, ۲۰۰۰).

برای شرایط مچاله شوندگی:

$$F_c = \sigma_{cm} / \gamma H \quad ۵-۲$$

که γ واحد وزن توده سنگ و H ارتفاع روباره تونل و σ_{cm} مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ است.

این یکی از راه های آسان و در دسترس برای ارزیابی پتانسیل مچاله شوندگی قبل از شروع حفاری است. هر چند، نیاز است σ_{cm} (مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ) از مقاومت فشاری تک محوره سنگ بکر و از بعضی روابط تجربی محاسبه شود.

این روش بعدها توسط جتوا^۳ و همکارانش در سال ۱۹۸۴ کامل تر شد. ایشان بازه کوچک تری از فاکتور کفایت F_c را در شرایط مچاله شونده در نظر گرفتند. بدین ترتیب که آن را به ۴ بازه کوچک تر دسته بندی کرده و به صورت تحلیلی شرایط مچاله شوندگی زیاد، متوسط، کم و بدون مچاله شوندگی را تعریف کردند. از آنجاکه در اغلب دسته بندی ها روش جتوا جزء روش های نیمه تجربی آمده است،

^۱ Wood ۱۹۷۲

^۲ Competence Factor

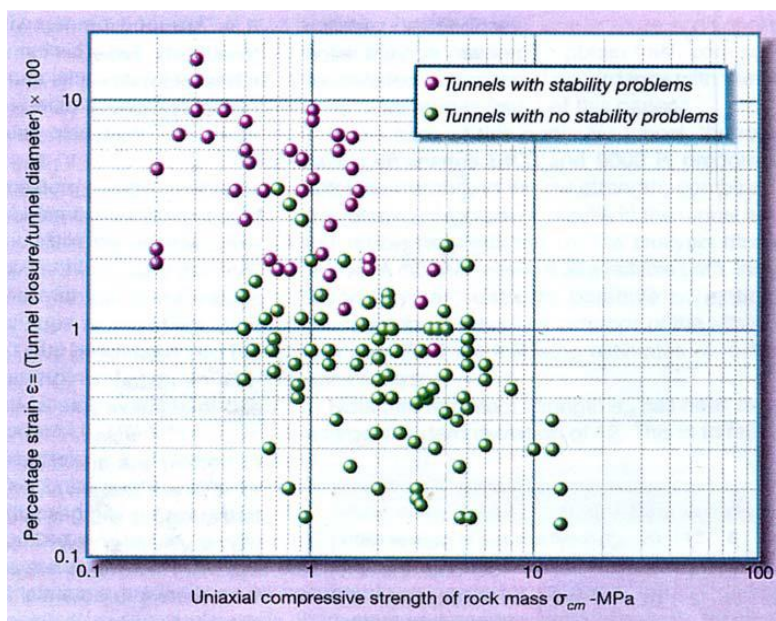
^۳ Jethwa

بنابراین این روش در بخش روش‌های نیمه تجربی به صورت کامل تر توضیح و ارائه خواهد شد (Barla ۲۰۰۲, G) و (Basnet C. B, ۲۰۱۳).

۲-۷-۲ روش تخمین کرنش

ساری^۱ در سال ۱۹۸۲، کرنش مماسی تونل‌ها را به عنوان پارامتری برای ارزیابی درجه مچاله‌شوندگی سنگ پیشنهاد داد، او همچنین یک مقدار آستانه ۱٪ را برای تشخیص مچاله‌شوندگی پیشنهاد کرد. کرن^۲ نشان داد که، برای تونل‌های ساخته شده در تایوان، هنگامی که کرنش از حدود ۱٪ تجاوز می‌کند مشکلات ناپایداری تونل اتفاق می‌افتند. این نتیجه در شکل زیر نشان داده شده است

(Sherestha G. L, ۲۰۰۵).



شکل ۲-۴: درصد کرنش (انسداد تونل/قطر تونل) برای مقاومت‌های مختلف توده سنگ (Sherestha G. L, ۲۰۰۵).

^۱ Saari

^۲ Chern

محاسبه کرنش یک امر بسیار مهم پیش از شروع حفاری است. برای محاسبه کرنش ممکن است نیاز به استفاده از روش‌های نیمه تجربی یا روابط تجربی باشد.

۲-۷-۲-۱- روش طبقه‌بندی توده‌سنگ

این روش بر مبنای امتیاز حاصل از طبقه‌بندی مهندسی توده‌سنگ است. محققین مختلفی شاخص‌های متفاوتی با استفاده از یکی از سیستم‌های طبقه‌بندی مهندسی توده‌سنگ پیشنهاد داده‌اند. بعضی از این روش‌ها در زیر آمده‌اند:

الف) روش سینگ و همکاران (۱۹۹۲)

سینگ و همکارانش^۱ بر پایه ۳۹ مطالعه موردی و بر اساس روبره سینگ و با توجه به مطالعات جمع‌آوری شده از Q -شاخص کیفی توده‌سنگ^۲ - و روبره H ، سینگ و همکاران معادله یک خط راست را در نموداری بر مبنای H و Q ارائه دادند. نقاط بالای خط بیانگر شرایط مجاله‌شوندگی بوده درحالی که نقاط زیر خط مبین نقاطی هستند که مجاله‌شوندگی محتمل نیست (Singh B, et al. ۱۹۹۲). معادله این خط به صورت رابطه ۲-۶ است و مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ از رابطه ۲-۷ تخمین زده می‌شود:

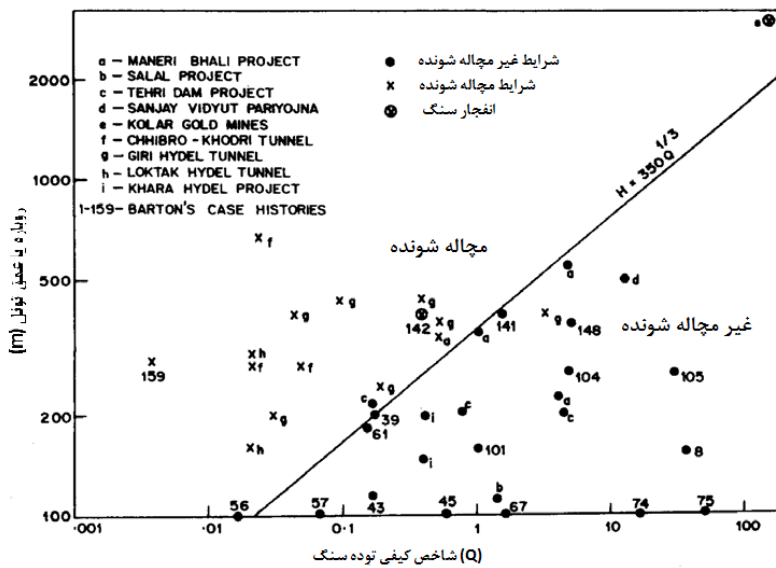
$$H = 35 \cdot Q^{1/3} \text{ (m)} \quad 6-2$$

$$\sigma_{cm} = 0.7 \gamma Q^{1/3} \text{ (MPa)} \quad 7-2$$

که در آن γ وزن مخصوص توده‌سنگ است.

^۱ Singh et al.

^۲ Rock Mass Quality Index



شکل ۲-۵: روش سینگ و همکاران برای پیش‌بینی شرایط مچاله‌شوندگی (Singh B, et al ۱۹۹۲).

مطابق با شکل ۲-۵ در شرایط مچاله‌شوندگی رابطه زیر صادق است:

$$H \gg 35 \cdot Q^{1/3} \text{ (m)} \quad ۸-۲$$

و برای شرایط غیر مچاله‌شونده:

$$H \ll 35 \cdot Q^{1/3} \text{ (m)} \quad ۹-۲$$

(ب) روش گوئل و همکاران (۱۹۹۴)^۱

گوئل و همکاران یک روش تجربی را بر مبنای عدد توده‌سنگ N ارائه دادند، بطوریکه مقدار N برابر

با Q یا $SRF = 1$ تعریف می‌شود. ارتفاع روباره تونل H، دهانه یا قطر تونل B، عدد توده‌سنگ N از

۹۹ بخش از تونل در نظر گرفته شده است و گوئل و همکارانش اطلاعات در دسترس را روی نمودار

لاگ-لاگ N و $HB^{1/3}$ ترسیم نمودند (شکل ۲-۶). ۳۹ مورد از این اطلاعات از مطالعات موردی بارتن^۲

^۱ Goel et al.

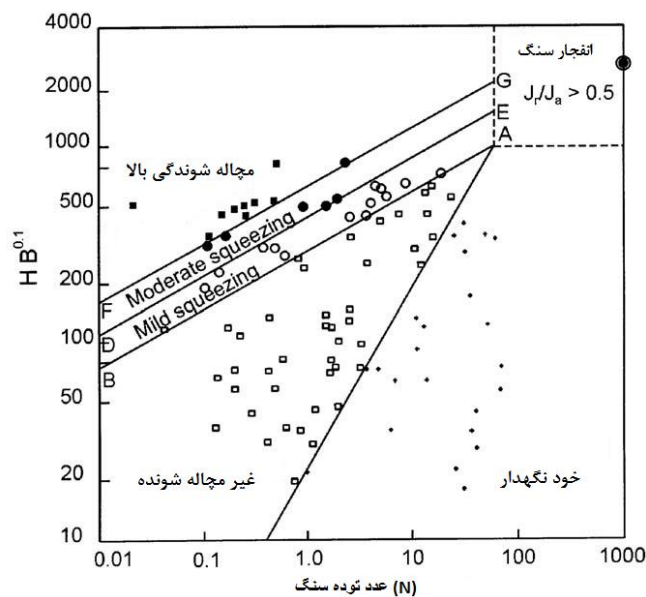
^۲ Barton

و ۶۰ تای آنها از پروژه‌های انجام شده در هند گرفته شده است. با توجه به شکل ۲-۶ خط AB موارد مچاله‌شونده و غیرمچاله‌شونده را متمایز می‌کند. رابطه این خط به صورت زیر است:

$$H = (275N^{0.73})B^{-0.1} \quad 10-2$$

نقاط بالای خط در این نمودار شرایط مچاله‌شوندگی و نقاط پایین خط شرایط غیر مچاله‌شونده را

نشان می‌دهند.



شکل ۲-۶: پیش‌بینی وضعیت مچاله‌شوندگی توسط گوئل و همکاران (Goel R K, ۲۰۰۰).

که در آن معادله خط مرزی بین شرایط مچاله‌شونده و غیر مچاله‌شونده به صورت رابطه زیر تعیین

می‌شود:

$$H = (275N^{0.73})B^{-1} (m) \quad 11-2$$

به عبارت دیگر برای حالت مچاله‌شونده:

$$H \gg (275N^{0.73})B^{-1} (m) \quad 12-2$$

و برای حالت غیر مچاله‌شونده:

$$H \ll (275N^{0.73})B^{-1} (m) \quad 13-2$$

❖ ناحیه خود پایدار^۱:

ناحیه خود پایدار که مچاله‌شوندگی در آن اتفاق نمی‌افتد و نیاز به نگهدارنده نیز ندارد.

❖ ناحیه غیر مچاله‌شونده^۲:

زمین‌های غیر مچاله‌شونده که در برخی نواحی به سیستم حفاظتی نیاز دارند.

❖ ناحیه با مچاله‌شوندگی کم^۳:

زمین‌های با مچاله‌شوندگی کم که به سیستم حفاظتی نیاز دارند.

❖ ناحیه با مچاله‌شوندگی متوسط^۴:

زمین‌های با پتانسیل مچاله‌شوندگی متوسط که به سیستم حفاظتی مقاوم نیاز دارند.

❖ ناحیه با مچاله‌شوندگی زیاد^۵:

زمین‌های با مچاله‌شوندگی بالا که به سیستم حفاظتی بسیار مقاوم نیاز دارند.

خلاصه این تقسیم‌بندی به همراه معادله خطوط جداکننده نواحی مختلف در جدول ۲-۲ ارائه شده

است (Goel R K, ۲۰۰۰).

جدول ۲-۲: ارزیابی شرایط مچاله‌شوندگی در روش گوئل (Goel R K, ۲۰۰۰).

روابط	شرایط زمین
$H < ۲۳.۴N^{۰.۸۸}B^{-۰.۱}$	خود نگهدار
$۲۳.۴N^{۰.۸۸}B^{-۰.۱} < H < ۲۷۵N^{۰.۳۳}B^{-۰.۱}$	غیر مچاله‌شونده
$۲۷۵N^{۰.۳۳}B^{-۰.۱} < H < ۴۵۰N^{۰.۳۳}B^{-۰.۱}$	مچاله‌شوندگی کم
$۴۵۰N^{۰.۳۳}B^{-۰.۱} < H < ۶۳۰N^{۰.۳۳}B^{-۰.۱}$	مچاله‌شوندگی متوسط
$۶۳۰N^{۰.۳۳}B^{-۰.۱} < H$	مچاله‌شوندگی بالا

^۱ Self supporting

^۲ Non Squeezing

^۳ Mild Squeezing

^۴ Moderate Squeezing

^۵ High Squeezing

پ) روش‌های طبقه‌بندی مهندسی توده‌سنگ *RMR*، سیستم *Q*

این روش‌ها به دو دسته *RMR* و *Q* طبقه‌بندی می‌شوند. از آن‌جا که کاربرد کم‌تری دارند، تنها در حد ذکر روش در این‌جا آورده شده است و برای بررسی پتانسیل مچاله‌شوندگی تونل از آن استفاده نشده است.

۲-۸- روش‌های نیمه تجربی

تعداد کمی روش نیمه تجربی برای تخمین تغییر شکل حاصل از مچاله‌شوندگی و تخمین فشار نگهداری در تونل مچاله‌شونده، پیشنهاد شده است. روش‌های متداول نیمه تجربی در ادامه توضیح داده شده‌اند.

۲-۸-۱- روش جتوا و همکاران (۱۹۸۴)^۱

درجه مچاله‌شوندگی توسط جتوا و همکاران به صورت زیر ارائه شده است:

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{P_o} = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \quad ۱۴-۲$$

که در آن σ_{cm} مقاومت تک‌محوری توده‌سنگ، H عمق تونل، P_o تنش درجا، γ وزن مخصوص توده

سنگ می‌باشند (Jethwa J L, et al. ۱۹۸۴).

جدول ۲-۳: طبقه‌بندی مچاله‌شوندگی بر مبنای نظریه جتوا و همکاران (Jethwa J L, et al. ۱۹۸۴).

نوع رفتار	$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{P_o}$
مچاله‌شوندگی زیاد	< 0.4
مچاله‌شوندگی متوسط	$0.4 - 0.8$
مچاله‌شوندگی ملایم	$0.8 - 2$
غیر مچاله‌شونده	> 2

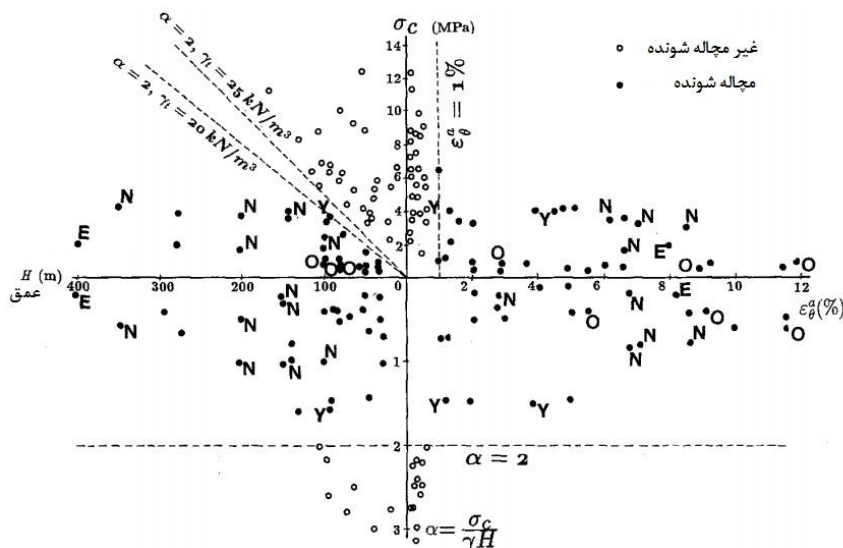
^۱ Jethwa et al.

۲-۸-۲- روش آیدان و همکاران (۱۹۹۳)

آیدان و همکاران، بر مبنای تجربیات تونل‌سازی در ژاپن، رابطه‌ای بین مقاومت سنگ بکر σ_{ci} برحسب MPa و فشار روباره γH ارائه کرده‌اند. همان‌طور که در شکل ۷-۲ دیده می‌شود، اگر نسبت $\frac{\sigma_c}{\gamma H}$ کم‌تر از ۲ باشد، شرایط مچاله‌شوندگی حاکم خواهد بود. مفهوم پایه‌ای این روش بر مبنای قیاس بین تنش مشخصه تنش کرنش سنگ در آزمون آزمایشگاهی با مشخصه تنش-کرنش مماسی در اطراف تونل هست. به کمک شکل ۷-۲ در تنش همه‌جانبه کم σ_p (یعنی $\sigma_p \leq 0.1 \sigma_{ci}$) روابطی برای تعیین سطوح کرنش نرمال شده^۲ ارائه می‌شوند:

$$\eta_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e} = 3 \sigma_{ci}^{-0.25}, \quad \eta_f = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e} = 5 \sigma_{ci}^{-0.32}, \quad \eta_p = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e} = 2 \sigma_{ci}^{-0.17} \quad ۱۵-۲$$

که ε_p (کرنش حدی پلاستیک) و ε_s (کرنش حدی) و ε_f (کرنش حدی گسیختگی) مقادیر کرنش نشان داده شده در شکل ۷-۲ بوده و همچنین ε_e کرنش حدی الاستیک^۳ است (Aydan et al. ۱۹۹۳)



شکل ۷-۲: پیش‌بینی شرایط مچاله‌شوندگی به روش آیدان و همکاران (۱۹۹۳). (Aydan et al. ۱۹۹۳)

^۱ Aydan et al. ۱۹۹۳

^۲ Normalized strain limit

^۳ Elastic strain limit

برای برآورد وضعیت مچاله‌شوندگی با روش نیمه‌تجربی ارائه شده توسط آیدان و همکاران، جابجایی‌های شعاعی به‌دست‌آمده از روش کانزا تورس - فرهاست^۱ مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در نهایت بر پایه راه‌حل تحلیلی فرم بسته که بر اساس محاسبه سطح کرنش $\varepsilon_{\theta}^{\alpha}$ در محیط تونل دایره‌ای تحت میدان تنش هیدروستاتیک قرار گرفته، ۵ درجه مختلف برای حالت‌های مچاله‌شوندگی متصور خواهد بود، که در جدول ۲-۴ نشان داده شده است. همچنین برخی اظهارنظرها در رابطه با رفتار تونل در این شرایط بیان گردیده است.

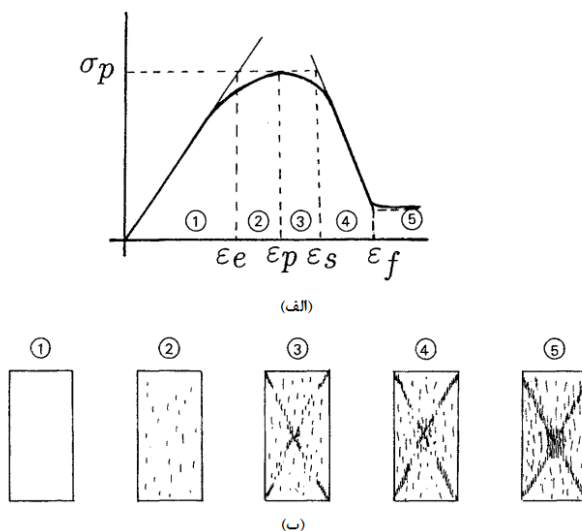
جدول ۲-۴: طبقه‌بندی رفتار مچاله‌شوندگی سنگ‌ها طبق نظریه آیدان و همکاران (Aydan et al. ۱۹۹۳).

کلاس	درجه فشارندگی	نشانه	رابطه	رفتار تونل
۱	غیر مچاله‌شونده	NS	$\frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq 1$	سنگ رفتاری الاستیک داشته و تونل تا زمانی که تأثیر جبهه‌کار متوقف شود پایدار است.
۲	مچاله‌شوندگی ضعیف	LS	$1 < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq \eta_p$	سنگ رفتار کرنش همراه با سخت‌شوندگی بروز خواهد داد و در نتیجه تونل پایدار بوده و تا مادامی که تأثیرات جبهه‌کار بازبایستد، جابجایی‌ها موجب همگرایی تونل نخواهد شد.
۳	مچاله‌شوندگی متوسط	FS	$\eta_p < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq \eta_s$	سنگ رفتار کرنش همراه با نرم‌شوندگی نشان داده و جابجایی‌ها شدیدتر خواهد بود و تا زمانی که تأثیر جبهه‌کار متوقف شود تونل کمی همگرا خواهد شد.
۴	مچاله‌شوندگی زیاد	HS	$\eta_s < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq \eta_f$	سنگ رفتار کرنش همراه با نرم‌شوندگی را با نرخ شدیدتری نشان می‌دهد. در نتیجه جابجایی‌ها بزرگ‌تر شده و تونل همگرا خواهد شد.
۵	مچاله‌شوندگی بسیار شدید	VHS	$\eta_f < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e}$	جریان سنگ، که جابجایی‌ها بسیار زیاد موجب تخریب فضای حفرشده و حفاری مجدد حفره ضرورت می‌یابد و نیاز به پوشش بسیار مقاوم دارد.

^۱ Carranza – Torres , Fairhurst

که $\varepsilon_{\theta}^e = \frac{\sigma_{cm}}{E_m}$ یا کرنش الاستیک توده سنگ، $\varepsilon_{\theta}^a = \frac{\sigma_{\theta}}{E_m}$ کرنش مماسی اطراف تونل دایره‌ای در

میدان تنش هیدروستاتیک و $\sigma_{\theta} = 2P_0$ تنش مماسی حداکثر در جداره تونل هست.



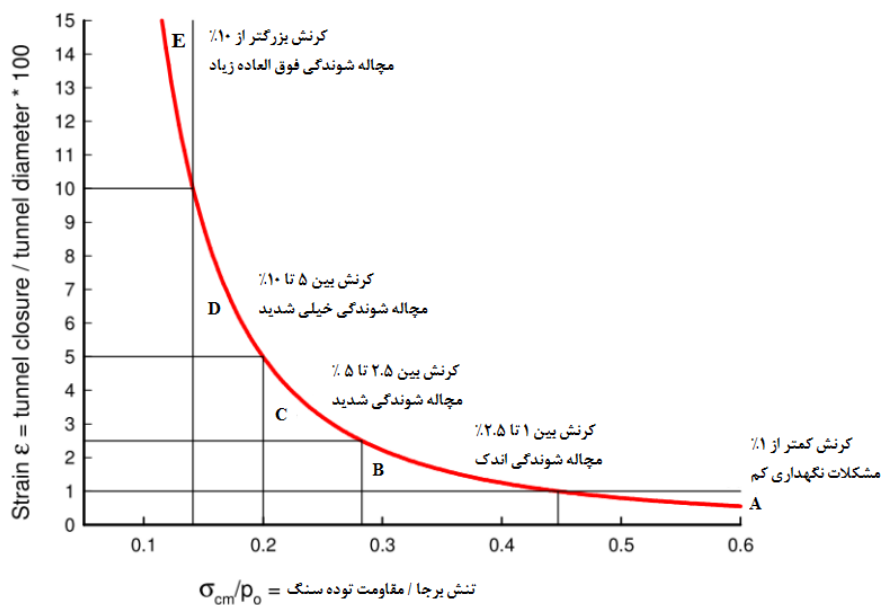
شکل ۸-۲: منحنی ایده آل تنش - کرنش در ارتباط با رفتار مچاله‌شوندگی سنگ توسط آیدان و همکاران (Aydan et al. ۱۹۹۳).

در شکل ۸-۲ نمونه‌های سنگی تحت سطوح مختلف تنش قرار گرفته‌اند و در این سطوح از تنش، رفتار کرنشی نمونه‌ها سنجیده شده و نشان داده شده است.

۳-۸-۲ - روش هوک و مارینوس (۲۰۰۰)^۱

هوک و مارینوس نشان دادند که نموداری از کرنش تونل (ε) برحسب نسبت σ_{cm}/P_0 برای ارزیابی مسائل مربوط به شرایط مچاله‌شوندگی، قابل کاربرد است (شکل ۹-۲). در معیار هوک و بروان برای تخمین مقاومت و مشخصات تغییر شکل توده سنگ فرض می‌شود که توده سنگ رفتاری همسانگرد دارد. هرچند، اگر توده سنگ به شدت شکسته شده باشد، پیوستگی سنگ بستر قطع خواهد شد و سنگ ممکن است رفتاری به عنوان توده همسانگرد داشته باشد. بنابراین این معیار می‌تواند برای توده‌سنگ‌های ضعیف ناهمگن هم کاربرد داشته باشد.

^۱ Hoek & Marinos.



شکل ۹-۲: طبقه‌بندی رفتار مجاله‌شونددگی (Hoek E, Marinos P, ۲۰۰۰).

نمودار شکل ۹-۲ از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\varepsilon = \frac{\delta_i}{d_o} = \left[0.002 - 0.025 \frac{P_i}{P_o} \right] \left(\frac{\sigma_{cm}}{P_o} \right)^{\left(\frac{2}{4} \frac{P_i}{P_o} - 2 \right)} \quad 16-2$$

در این رابطه، مقدار فشار نگهداری (P_i) برای شرایط بدون نگهدارنده صفر خواهد بود. مقدار P_i بایستی تا سطحی قابل قبول افزایش یابد. مقدار مقاومت فشاری توده‌سنگ با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\sigma_{cm} = (0.034 m_i^{1/8}) \sigma_{ci} \{ 1/0.29 + 0.025 e^{(-0.1 - 0.1 m_i)} \}^{GSI} \quad 17-2$$

اندازه ناحیه پلاستیکی را می‌توان با استفاده از رابطه زیر حساب کرد:

$$\frac{d_p}{d_o} = \left[1/25 - 0.625 \frac{P_i}{P_o} \right] \left(\frac{\sigma_{cm}}{P_o} \right)^{\left(\frac{P_i}{P_o} - 0.57 \right)} \quad 18-2$$

در این روابط پارامترها به شرح ذیل هستند:

σ_{ci} = مقاومت فشاری نا محصور المان‌های سنگ بکر

m_i = ثابت m_i که به وسیله مشخصات اصطکاکی مواد سازنده در این المان‌های سنگ تعریف شده

است

GSI = ثابتی که ویژگی‌های المان سنگ بکر را به تمام توده‌سنگ دربرگیرنده این سنگ بکر، مرتبط می‌سازد

σ_{cm} = مقاومت فشاری نا محصور توده‌سنگ

P_i = فشار نگهداری داخلی

P_o = تنش در جا، عمق \times واحد وزن

δ_i = تغییر شکل دیواره تونل

d_o = قطر تونل حفاری شده به متر

d_p = قطر ناحیه پلاستیک

طبق نظر محققین، این تحلیل بر مبنای راه‌حل فرم-بسته ساده‌ای برای تونل دایروی با تنش برجای هیدروستاتیکی است و نگهداری به‌طور یکنواخت روی محیط داخلی تونل عمل کند. این شرایط با توجه به شرایط تنش برجا، شکل تونل و روش حفاری به‌ندرت در محل حفاری مواجه می‌شویم. بنابراین، درجایی که پتانسیل مچاله‌شوندگی قابل توجهی شناسایی شده باشد، تونل بایستی تحت تحلیل عددی قرار بگیرد (Hoek E, Marinos P, ۲۰۰۰).

۲-۸-۴ - مقایسه روش‌های نیمه تجربی

هر سه روش نیمه تجربی مذکور فضاهای زیرزمینی دایروی را در ماده سنگ همگن باحالت تنش هیدروستاتیک برای محاسبه تغییر شکل مچاله‌شوندگی، بررسی می‌کنند. هیچ‌یک از روش‌ها مؤلفه تغییر شکل وابسته به زمان را بررسی نمی‌کنند. این‌ها تنها تغییر شکل مچاله‌شوندگی آنی را ارزیابی می‌کنند.

روش هوک و مارینوس تنها شامل سه پارامتر نامعلوم (GSI و m_i ، σ_{ci}) می‌شوند، که مقادیر GSI و m_i به‌وسیله بررسی و مشاهدات توده‌سنگ، مشخص می‌شوند. روش آیدان و همکاران برای پیدا کردن نسبت پواسون برای شرایط پلاستیکی باقیمانده و پلاستیکی کامل، σ_{ci} و زاویه اصطکاک برای سنگ بکر و توده‌سنگ گسیخته، نیاز به آزمون‌های آزمایشگاهی دارد. پیدا کردن پارامترها برای شرایط باقیمانده و گسیخته نیازمند انجام آزمایش‌های پیشرفته است و پارامترهای زیادی بایستی استفاده

شود. بنابراین، این روش ممکن است برای استفاده مناسب نباشد. اگر جزییات آزمون‌های آزمایشگاهی خوب انجام شوند، روش تحلیلی نیز می‌تواند ترجیح داده شود (Shrestha G. L, ۲۰۱۳).

۹-۲- روش‌های تحلیلی-تئوریک

این روش‌ها شامل دو گروه اصلی، روش‌های مبتنی بر راه‌حل‌های بسته^۱ و روش‌های عددی^۲ هستند. پارامترهای لازم برای حل معادلات در راه‌حل‌های بسته شامل چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی حداکثر و پسماند توده‌سنگ، مدول یانگ، نسبت پوآسون، زاویه اتساع، تنش بحرانی (شروع تغییر شکل‌های پلاستیک) بوده که در مرحله محاسباتی ابتدا شعاع ناحیه پلاستیک به وجود آمده پیرامون حفره زیرزمینی و تغییر مکان‌های شعاعی آن تعیین‌شده و سپس فشار وارد بر سیستم نگهداری برآورد می‌شود. در این روش شناخت رفتار تنش - کرنش توده‌سنگ و رفتار وابسته به زمان آن می‌بایستی مشخص شده و راه‌حل‌های متناسب با آن انتخاب شود. در این روش‌ها فرض می‌شود زون پلاستیک هنگامی گسترش می‌یابد که $\sigma_{cm} < \frac{P_0}{\delta}$ باشد (Barla G, ۲۰۰۲). با توجه به روش‌های تجربی و مطالعات موردی در خصوص پدیده مچاله‌شوندگی در تونل‌ها، رابطه همگرایی (کاهش قطر تونل) را بسته به میزان مچاله‌شوندگی به صورت جدول ۵-۲ ارائه شده است:

جدول ۵-۲: رابطه میزان همگرایی قطر تونل با درجه مچاله‌شوندگی تونل (Barla G, ۲۰۰۲).

شرایط مچاله‌شوندگی	همگرایی بر حسب قطر تونل
مچاله‌شوندگی ملایم	۱ - ۳ %
مچاله‌شوندگی متوسط	۳ - ۵ %
مچاله‌شوندگی زیاد	> ۵ %

با توجه به جدول ۵-۲ با استفاده از مدل‌سازی عددی مقطع مچاله‌شونده در تونل، میزان همگرایی قطر تونل اندازه‌گیری شده و درجه مچاله‌شوندگی آن مشخص خواهد شد. روش‌های عددی در فصل پنجم مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرند.

^۱ Closed form solution

^۲ Numerical Modelling

دو روش عمده در گروه روش های تحلیلی-تئوریک، شامل روش بارلا^۱ و روش ISRM^۲ است. رده بندی رفتار مچاله شونده در این دو روش در جدول ۲-۶ ارائه شده است (Barla G, Borgna S, ۱۹۹۵).

جدول ۲-۶: طبقه بندی شرایط زمین در روش تحلیلی (ISRM و بارلا) (Barla G, Borgna S, ۱۹۹۵).

بارلا	ISRM	درجه مچاله شونده
$\frac{\sigma_{cm}}{P}$	$\frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_{cm}}$	
> 1	< 1	بدون مچاله شونده
$0.4 - 1$	$1 - 2$	مچاله شونده کم
$0.2 - 0.4$	$2 - 4$	مچاله شونده متوسط
< 0.2	> 4	مچاله شونده زیاد

پس از معرفی روش های پیش بینی کننده پتانسیل مچاله شونده سنگ های تونل، به ارتباط بین پدیده مچاله شونده با خزش و وابستگی این پدیده به مبحث زمان پرداخته می شود.

۲-۱۰- انواع مچاله شونده و ارتباط آن با خزش

پدیده مچاله شونده در تونل ها و مغارها در محیط های مختلف زمین شناسی در سراسر دنیا مشاهده شده است. طبق اظهار نظر کواری^۳، هیم^۴ زمین شناس آلپ در مقاله ۱۸۷۸ خود هشدار داده بود که "برای هر سنگ نیاز است تا ستونی را آن چنان بلند تصور نمود که وزن آن از مقاومت سنگ بیش تر باشد و بنابراین ته این ستون خرد خواهد شد" (Shrestha G. L, ۲۰۱۳).

طبق گفته پنت^۵، همگرایی تونل با توجه به همگرایی سریع بر علت پیشروی جبهه کار و همگرایی وابسته به زمان به علت رفتار رئولوژیکی توده سنگ تجزیه و تحلیل شده است. پس از پیشروی جبهه کار،

^۱ Barla ۱۹۹۵

^۲ International Society for Rock Mechanics

^۳ Kovari ۲۰۰۰

^۴ Heim

^۵ Panet ۱۹۹۶

اگر تنش ایجاد شده در اطراف تونل از مقاومت توده‌سنگ تجاوز نماید، توده‌سنگ شروع به مچاله‌شوندگی آنی می‌کند. که "مچاله‌شوندگی آنی یا فوری" نامیده می‌شود. اگر تنش انباشته‌شده از مقاومت توده‌سنگ متجاوز نشود اما برای ایجاد خزش کافی باشد، باعث همگرایی به سمت داخل تونل خواهد شد که به آن "مچاله‌شوندگی ثانویه" گفته می‌شود. بنابراین مچاله‌شوندگی ممکن است در یکی از دو مرحله اتفاق بیفتد و به سطح تنش مماسی، ویژگی‌های توده‌سنگ و شکل تونل وابسته است (Shrestha G. L, ۲۰۱۳).

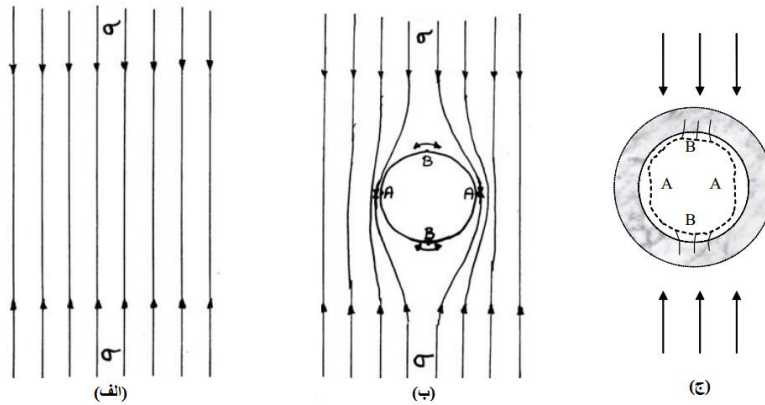
۲-۱۰-۱- مچاله‌شوندگی آنی

با ارجاع به اظهارات بری^۱، پانثی^۲ هنگامی که سازه زیرزمینی حفر می‌شود، رژیم تنش موجود بهم می‌ریزد. در شکل ۲-۱۰(الف) توزیع تنش‌ها در زمین پیش از حفاری نمایش داده شده است. از آنجاکه تنش نمی‌تواند از سازه حفرشده گذر کند، بنابراین خودش را در اطراف سازه دوباره توزیع می‌کند. این باعث تمرکز تنش در طول کنتور سازه زیرزمینی می‌شود که در شکل ۲-۱۰(ب) نشان داده شده است. سنگ‌های ضعیف از جمله شیل، اسلیت‌ها، فیلیت، و زون‌های شکسته / ضعیف، رفتار بسیار متفاوتی نسبت به سنگ‌های قوی‌تر و ایزوتروپیک، زمانی که در معرض تنش‌های مماسی قرار می‌گیرند، دارند. در توده‌سنگ ضعیف از جمله شیل، اسلیت‌ها، فیلیت، و زون‌های شکسته / ضعیف، هنگامی که مقاومت از تنش‌های مماسی ایجاد شده در طول محیط تونل کم‌تر باشد، تغییر شکل تدریجی و ریز-ترک‌های توده‌سنگ در طول صفحه تورق و شیب‌توزیته اتفاق خواهد افتاد. به‌عنوان نتیجه، زون ویسکوپلاستیکی توده‌سنگ ریزترک‌دار به‌صورت عمقی در دیواره‌ها تشکیل شده است، شکل ۲-۱۱، و تنش‌های مماسی حداکثری ایجاد شده فراتر از زون پلاستیکی حرکت کرده‌اند. در نتیجه، یک جابجایی به‌سمت جلو وابسته به زمان برای ماده سنگ (مسیر نقطه‌چین در شکل ۲-۱۰(ج)) اتفاق خواهد افتاد و نگهداری

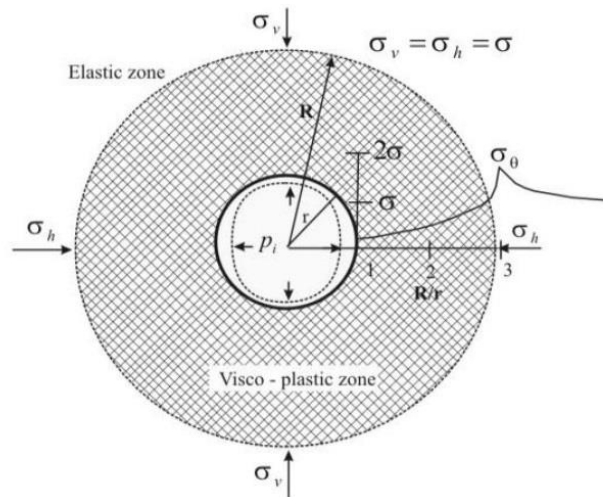
^۱ Bray ۱۹۶۷

^۲ Panthi ۲۰۰۶

درون فضای حفر شده افزایش تدریجی فشار را تجربه خواهد کرد. در این شکل، شعاع r شعاع تونل، شعاع R شعاع زون ویسکوپلاستیک و P_i فشار نگهداری است.



شکل ۲-۱۰: توزیع تنش عمودی (الف) قبل از حفاری (ب) پس از حفاری و (ج) محل وقوع مچاله‌شوندگی و B محل شکست کششی است (Shrestha G. L, ۲۰۱۳).

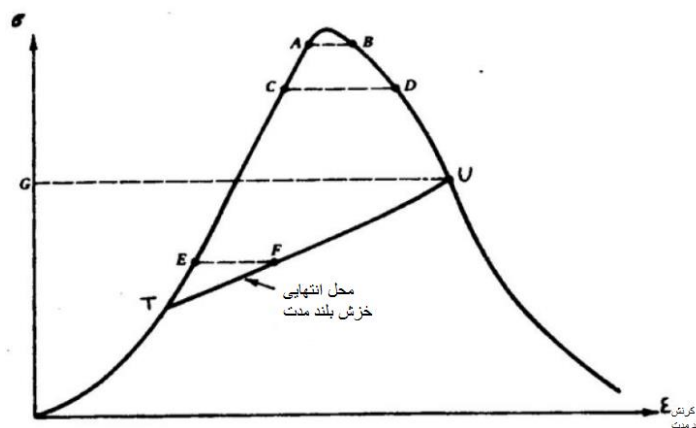


شکل ۲-۱۱: نمایش مچاله‌شوندگی در تونل دایروی (Basnet C. H, ۲۰۱۳).

در نتیجه، این نوع از شرایط گسیختگی تنش به وسیله تنش زیاد در "مچاله‌شوندگی آنی" ایجاد شده است. مشکلات معمولاً در نواحی با تنش مماسی حداکثر اتفاق می‌افتد. با این حال، اگر تنش مماسی حداقل خیلی کم باشد، ممکن است مشکلی را سبب شود (Basnet C. H, ۲۰۱۳).

۲-۱۰-۲ - مچاله‌شوندگی به وسیله خزش

نمودار تنش- کرنش می‌تواند برای پیش‌بینی گسیختگی سنگ در اثر خزش، مورد استفاده قرار بگیرد. همان‌طوری که نمودار شکل ۲-۱۲ نشان می‌دهد مکان هندسی آزمون خزش در نمودار تنش- کرنش خطی افقی است. چنانچه تنش اولیه در سنگ به نقطه اوج بار نزدیک باشد، آنگاه خزشی که کرنش انباشته‌شده آن، قسمت نزولی منحنی تنش- کرنش را قطع کند، به گسیختگی منتهی خواهد شد. آزمون خزش شروع‌شده در نقطه‌ی A در نقطه B در یک‌زمان نسبتاً کوتاه به گسیختگی منتهی می‌شود.

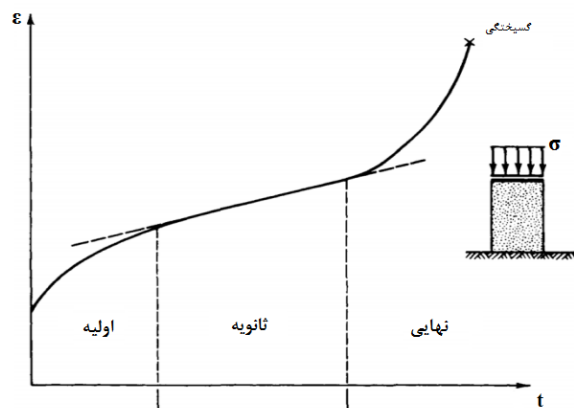


شکل ۲-۱۲: خزش در رابطه منحنی تنش-کرنش کامل (Basnet C. H, ۲۰۱۳).

آزمایش خزش شروع‌شده در نقطه C، در نقطه D در یک زمان بسیار طولانی‌تری به گسیختگی منتهی می‌شود و آزمایش خزش شروع‌شده در نقطه E پایین‌تر از سطح تنش بحرانی G به نقطه F نزدیک می‌شود و بعد از یک زمان طولانی در یک کرنش محدود بدون این‌که کرنش محدود بدون این‌که گسیختگی رخ دهد، متوقف می‌شود.

در پایین نقطه T (آستانه خزش) خزشی وجود ندارد. چنانچه تعدادی آزمایش‌های خزش با مقادیر مختلف تنش اعمالی بین نقاط T و U انجام شود، با رسم نتایج حاصل از آزمایش‌ها، انتهای مکان

هندسی آزمایش های خزش بلندمدت (خط TU) به دست می آید. خط TU مکان هندسی انتهایی آزمایش های خزشی بلندمدت هست. بالای سطح U (یا G) سرعت خزش مینیمم (ثانویه) با افزایش سطح تنش، افزایش می یابد و زمانی که کرنش انباشته شده به مقدار نهایی خود می رسد با خزش مرحله سوم خاتمه می یابد و گسیختگی رخ می دهد که با قسمت نزولی منحنی معین می شود. این نشان می دهد که اگر توده سنگ بلافاصله بعد از حفاری شکسته نشود ممکن است در اثر خزش دچار گسیختگی شود. گسیختگی در تقاطع خط خزش با قسمت نزولی منحنی تنش-کرنش رخ می دهد که به نام مچاله شونده گی ثانویه مرسوم است. وابستگی زمانی در آزمایش های با تنش تک محوری (σ_1) کم تر از ۴۰ درصد مقاومت فشاری تک محوری (σ_c)، وجود ندارد و خزش ثانویه نیز زمانی که تنش تک محوری (σ_1) کم تر از ۶۰ درصد مقاومت فشاری تک محوری (σ_c) باشد، اهمیتی ندارد (Cristescu, N. D, Hunsche U, ۱۹۹۹).



شکل ۲-۱۳: نواحی رفتاری در خزش (Goodman R. E, ۱۹۸۹)

نمودار زمان-کرنش برای آزمایش خزش شکل بسیار خاصی دارد. ابتدا، همچنان که بارگذاری انجام می شود، کرنش الاستیکی تقریباً آنی اتفاق می افتد. همچنان که زمان تحت تنش ثابت می گذرد، نرخ کرنش کاهش می یابد و دوره کاهش نرخ کرنش را خزش مقدماتی یا اولیه می نامند. مرحله خزش اولیه به وسیله گسترش یک دوره تغییر شکل آهسته (تقریباً حالت پایدار) نمایش داده می شود که خزش ثانویه نامیده می شود. در پایان این مرحله، نرخ کرنش شتاب می گیرد و ماده به سرعت گسیخته

می‌شود. خزش در توده‌سنگ‌ها همراه با انتشار ترک هست. در طی مرحله خزش ثانویه سنگ با تنش سازگار می‌شود و انتشار ترک به آهستگی پایدار می‌شود، تقریباً نرخ کرنش ثابت است. در طی مرحله پایدار خزش ثانویه، ماده بیش‌تر آسیب می‌بیند، در مرحله سوم، انتشار کنترل نشده ترک منجر به شکست می‌شود. خزش در فشارهای پایین تنها در چند نوع سنگ اهمیت دارد: شیل، گچ‌های نرم و سنگ‌های تبخیری (نظیر سنگ نمک‌ها، ژئپس و انیدریت‌ها) (Basnet C. H, ۲۰۱۳). در ادامه ارتباط میان پدیده وابسته به زمان خزش و پدیده مجاله‌شوندگی توضیح داده شده است.

۱۱-۲- معنای زمان در سنگ

روشن است که در تئوری الاستیسیته بخش زمان جایی ندارد؛ فرض شده است که تنش‌ها و کرنش‌ها در بارگذاری یا باربرداری به‌صورت آنی تغییر می‌یابند. معمولاً در طرح‌های مکانیک سنگی، مشاهده می‌شود که پس از تغییر تنش، همگرایی در تونل‌ها و چاه‌ها اتفاق می‌افتد. بنابراین برای بررسی رفتار وابسته به زمان در توده‌های سنگی لازم است که به تئوری الاستیسیته تاثیرات زمان اعمال شود.

۱۲-۲- واژه‌هایی که زمان را در مکانیک سنگ توصیف می‌کنند

الاستیک^۱: تنش‌ها با کرنش‌ها در روش مستقل از زمان مربوط هستند. تمامی انرژی کرنشی قابل بازیافت است. فرض می‌شود که مواد الاستیک باقی می‌مانند و بنابراین مقاومت نامحدودی دارند.

پلاستیک^۲: تنش‌ها با کرنش‌ها در روش مستقل از زمان مربوط هستند، اما مواد وقتی که تحت تنش قرار می‌گیرند به‌صورت پلاستیک جریان می‌یابند. تغییر شکل به‌صورت نامحدود ادامه می‌یابد بدون این‌که افزایش تنش انجام شود. انرژی کرنشی از طریق کرنش پلاستیکی مداوم از دست می‌رود.

^۱ Elastic

^۲ Plastic

ویسکوز^۱: تنش‌ها به نرخ کرنش مرتبط هستند (برای مثال $\sigma = \eta \dot{\epsilon}$ که η یک ماتریس ویسکوزیته 6×6 است). عموماً، رفتار ویسکوز یک تابع از کرنش‌های تفاضلی و تنش‌های تفاضلی است.

الاستوپلاستیسیته^۲: تئوری مستقل از زمان ترکیبی از الاستیسیته و پلاستیسیته؛ مواد تا تنش‌های خاصی الاستیکی رفتار می‌کنند و پس از آن رفتار پلاستیکی دارند.

ویسکوالاستیسیته^۳: اصطلاحی برای تئوری وابسته به زمان که کرنش‌ها را به تنش‌ها و زمان مرتبط می‌کند. متعاقباً، مواد ویسکوالاستیکی به صورت بسزایی مقاومت نامحدود دارند.

ویسکوپلاستیسیته^۴: رفتار وابسته به زمان در تنش‌های تفاضلی (یا کرنش‌های تفاضلی) تا رفتار ویسکوز.

الاستوویسکوپلاستیسیته^۵: این شبیه ویسکوپلاستیسیته است، به جز این که پاسخ سریع ماده کاملاً الاستیک است.

رئولوژی^۶: مطالعه جریان است. خواص رئولوژی بیان‌کننده رابطه تنش‌ها و تغییر شکل‌های خمیری برگشت‌ناپذیر است [۲۴].

۲-۱۲-۱ مدل‌های رئولوژیکی

مدل‌های رئولوژیکی مقایسه بین رفتار مواد مختلف هستند، که از سرهم کردن بخش‌های مکانیکی، معمولاً فنرها، پیستون‌ها و لغزنده‌ها تشکیل شده‌اند. این مدل‌ها ما را برای درک بهتر رفتار مواد و تشکیل روابط بنیادی مختلف یاری می‌کنند.

^۱ Viscous

^۲ Elastoplasticity

^۳ Viscoelasticity










^۴ Viscoplasticity

^۵ Elastoviscoplasticity

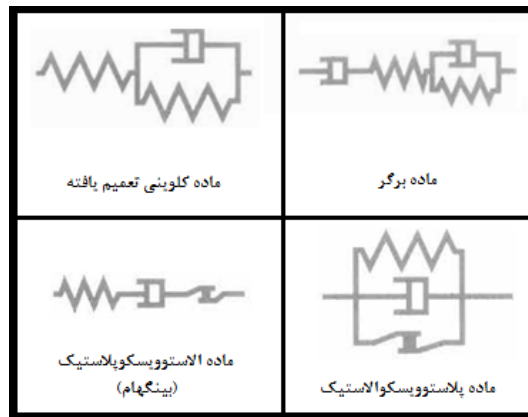
^۶ Rheology

تنها با استفاده از سه المان رئولوژیکی-فنر (یا ماده هوکی)، پیستون (یا ماده نیوتنی) و لغزنده (یا ماده سنت ونانتی)- با توجه به این که المان‌ها به صورت سری، موازی یا ترکیبی به هم متصل شده باشند، تولید یک ارائه پیچیده از مدل‌های رئولوژیکی امکان‌پذیر است. در جدول ۲-۷، تمام مدل‌های دو-المانی همراه با نامگذاری‌شان نمایش داده شده‌اند و در جدول ۲-۸، برخی از مدل‌های ترکیبی ارائه شده‌اند. در جدول ۲-۸، بالا سمت چپ ماده ویسکوالاستیکی نشان داده می‌شود (المان ۱،۲ در جدول ۲-۷) با فنر اضافی در سری، ماده کلومنی را تشکیل می‌دهد. در مدل بالا سمت راست در جدول ۲-۸ بالا سمت راست، یک پیستون دیگر در سری اضافه شده است که ماده کلومنی را به ماده برگر تبدیل کرده است. توجه شود که این ماده الاستوویسکوز در سری با یک ماده ویسکوالاستیک هست، برای مثال ترکیب یک مدل ماکسول در حالت سری با یک مدل کلومنی (با توجه به جدول ۲-۷ یک ماده ویسکوالاستیک را نشان می‌دهد). دو مدل پایینی در جدول ۲-۸ مدل‌های رفتاری هستند که با توجه به جدول ۲-۷، سه المان فنر، پیستون و لغزنده ابتدا در حالت سری و سپس در حالت موازی به هم متصل می‌شوند تا ماده الاستوویسکوپلاستیک و پلاستوویسکوالاستیک را تشکیل دهند.

جدول ۲-۷: مدل‌های رئولوژیکی دو-المانی (Hudson J. A, Harrison J. P , ۱۹۹۷)

الاستیک ماده هوکی	الاستوویسکوز	الاستوپلاستیک
		
فنر	مدل ماکسول	
ویسکوالاستیک	ویسکوز ماده نیوتنی	ویسکوپلاستیک
		
مدل کلومنی	پیستون	
پلاستوویسکوالاستیک	پلاستوویسکوز	پلاستیک ماده سنت ونانتی
		
		لغزنده

جدول ۲-۸: مدل‌های رئولوژیکی المان-ترکیبی (Hudson J. A, Harrison J. P , ۱۹۹۷)



در جدول ۲-۸ بسطی از مدل ماکسول، ترکیب مدل‌های ماکسول و کلونین، و دو تا از ساده‌ترین راه‌ها برای ترکیب سه تا از المان‌های رئولوژیکی پایه نشان داده شده است. به صورت تئوری، و با مقایسه با رئوستاهای الکتریکی، فیوزها و خازن‌ها، امکان پذیر است تا هر مدل n - جزیی را ایجاد کرده و رفتار پیوسته معادل آن نشان داده شود. مدل ماکسول شامل المان‌های الاستیکی و ویسکوز به صورت سری است (در ادامه این بخش روابط ریاضی مدل ماکسول و کلونین آمده است) (Hudson J. A, Harrison J. P , ۱۹۹۷).

۲-۱۳- وابستگی زمانی در مکانیک سنگ

مهندسان دریافته‌اند که لازم است تا پدیده‌ای را همراه با نرخ‌های کرنش بسیار بالا یا نرخ‌های کرنش بسیار پایین در نظر بگیرند. چراکه فرآیند حفاری (به‌عنوان مثال انفجاری) سریعاً اتفاق می‌افتد، درحالی‌که تغییر شکل (به‌عنوان مثال جابجایی که در طول عمر حفاری اتفاق می‌افتد) به آهستگی اتفاق می‌افتد. در ارتباط با نرخ کرنش بالا نیز جابجایی‌های بلندمدت و نشست و خزش را داریم که همگی از اهمیت وابستگی زمانی در مکانیک سنگ حاکی هستند (Hudson J. A, Harrison J. P , ۱۹۹۷).

۲-۱۴- مدل‌های پیوسته وابسته به زمان در سنگ‌های مچاله‌شونده برای مدل‌سازی عددی

این پدیده

بر مبنای توصیف واکنش تونل دارای شرایط مچاله‌شوندگی شدید، مدل‌های پیوسته وابسته به زمان بایستی به کار برده شود. برخی از انواع مدل‌های وابسته به زمان که تاکنون برای توضیح رفتار سنگ‌ها در شرایط مچاله‌شونده به کار برده شده‌اند عبارت‌اند از:

- مدل الاستوویسکوپلاستیک^۱ CVISC [Itasca, ۲۰۰۶]
- مدل الاستیک - ویسکوپلاستیک VIPLA [Lemaitre & Chaboche, ۱۹۹۶]
- مدل الاستیک - پلاستیک - ویسکوپلاستیک SHELVIP [Debernardi, ۲۰۰۸]

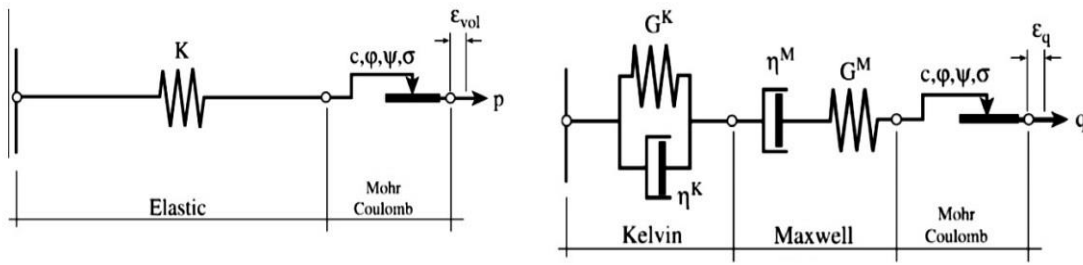
در ادامه مدل الاستوویسکوپلاستیک (CVISC)، توصیف می‌شود. این مدل برای زمین‌های مچاله‌شونده به کار برده می‌شود (Barla G, ۲۰۰۲)، (Bonini M, Barla G, ۲۰۱۲) و (Itasca, ۲۰۱۱). مدل رفتاری مورد استفاده در تحلیل عددی، مدل CVISC هست که یکی از مدل‌های خزشی موجود در نرم‌افزار FLAC است.

۲-۱۴-۱- مدل CVISC

مدل CVISC (آیتسکا^۲، ۲۰۰۶) یک مدل قیاسی است که به صورت سری مدل ویسکوالاستیک برگر (به عنوان مثال مدل‌های ماکسول و کلونین به صورت سری) با قانون جریان پلاستیکی، بر مبنای معیار تسلیم مور-کولمب به هم متصل شده‌اند. شکل زیر مدل رئولوژی مذکور را نشان می‌دهد:

^۱ Continuous Viscoelastic-plastic

^۲ Itasca



(الف) رفتار حجمی (volumetric)

(ب) رفتار انحرافی (deviatoric)

شکل ۲-۱۴: طرح کلی از مدل CVISC (الف) رفتار حجمی، و (ب) رفتار انحرافی (Barla G, et al. , ۲۰۰۸)

الف) رفتار حجمی تنها الاستیک-پلاستیک است و تحت پوشش قانون الاستیک خطی و قانون جریان پلاستیکی هست، ب) درحالی که رفتار انحرافی^۱ ویسکوالاستیک-پلاستیک است و تحت پوشش مدل برگر و قانون جریان پلاستیکی مشابه است. این بدین معناست که کرنش‌های ویسکوالاستیک انحرافی هستند و تنها به حالت تنش انحرافی وابسته‌اند؛ در عوض کرنش‌های پلاستیکی هم انحرافی و هم حجمی‌اند و به تنش کلی مطابق با قانون جریان انتخابی وابسته هستند (Barla G, et al. , ۲۰۰۸).

^۱ Deviatoric Behavior

فصل سوم

شناسایی و تعیین مقدار محاله شونگی مسرتونل البرز

۳-۱- مقدمه

در این فصل به معرفی پروژه تونل البرز پرداخته می‌شود. انواع روش‌های پیش‌بینی پدیده مچاله‌شوندگی و پارامترهای موردنیاز برای استفاده از این روش‌ها به صورت خلاصه در جدولی گردآمده‌اند. با تفکیک ناحیه تونل البرز بر مبنای لیتولوژی، زمین‌شناسی مهندسی (گسل، چین‌خوردگی و ...) و مقدار روباره، پتانسیل مچاله‌شوندگی برای هر یک از این نواحی تفکیک‌شده ارزیابی می‌شود. با توجه به روش مورد استفاده، درجه مچاله‌شوندگی سنگ‌های مسیر تونل به عدم مچاله‌شوندگی، کم، متوسط، زیاد و بسیار زیاد مچاله‌شونده تقسیم‌بندی می‌شود. با قرار دادن نتایج این روش‌ها در یک جدول کنار یکدیگر به مقایسه آن‌ها پرداخته می‌شود. در نهایت یکی از نواحی که بیش‌تر روش‌ها مچاله‌شونده ارزیابی کرده‌اند، برای مدل‌سازی عددی با نرم‌افزار FLAC انتخاب خواهد شد. ضمن این‌که به دلیل ناکافی بودن ابزار گذاری در طول تونل، نیاز است از مقطع موردنظر برای انجام آزمایش نمونه تهیه شود، تا داده‌های ورودی مدل‌سازی عددی از نتایج داده‌های آزمایش، به دست آیند.

۳-۲- معرفی پروژه تونل البرز

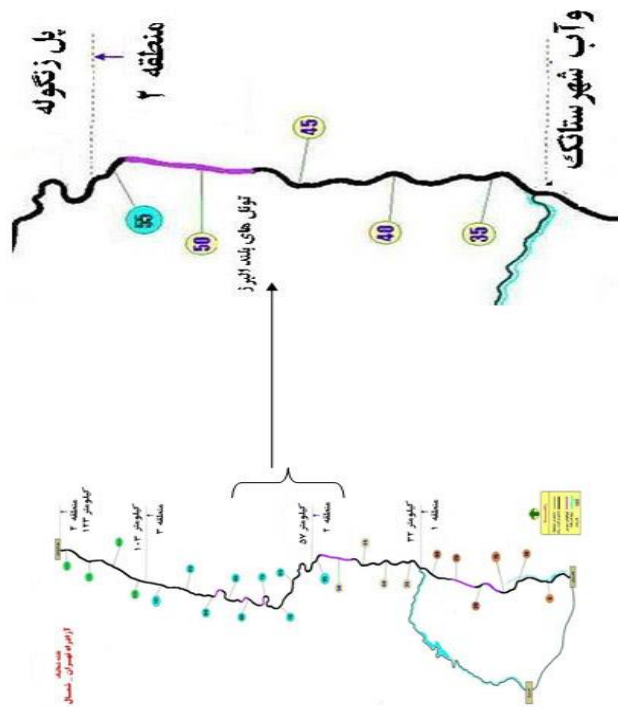
طرح احداث بزرگراه ۱۲۱ کیلومتری تهران - شمال از سال ۱۳۵۳ برنامه‌ریزی شده که از سال ۱۳۷۷ عملیات احداث آن آغاز شده است و به چهار قطعه تقسیم‌شده که تاکنون تنها قطعه چهارم آن

راهاندازی شده و به بهره‌برداری رسیده است. مسیر آزادراه از تقاطع غیر هم‌سطح با بزرگراه شهید همت و بزرگراه آزادگان شروع و در امتداد دره کن پس از گذشتن از حاشیه روستای سولقان به تدریج از منطقه کوهستانی توچال عبور کرده و سپس توسط تونل بلند تالون به طول ۴۹۰۰ متر این رشته‌کوه را قطع نموده و در دامنه‌های شمالی آن در منطقه دوآب شهرستانک قرار می‌گیرد. (اجرای این قسمت که طول تقریبی آن ۳۲ کیلومتر است، باعث می‌شود مسیر فعلی حدود ۶۰ کیلومتر کوتاه‌تر گردد). از آن پس، مسیر به موازات جاده قدیم کرج - چالوس امتداد می‌یابد و در دره سرهنگ وارد تونل البرز شده و در پل زنگوله خارج می‌شود، سپس با عبور از ارتفاعات البرز به موازات جاده موجود کرج - چالوس تا شهر چالوس ادامه یافته و در نهایت با یک تقاطع غیر هم‌سطح به کمربندی چالوس - تنکابن متصل می‌شود. تونل البرز در مسیر قطعه دوم این پروژه قرار دارد این قطعه از دوآب شهرستانک تا پل زنگوله را شامل می‌شود و ۲۵ کیلومتر طول دارد. تونل البرز که با ۶ هزار و ۳۸۷ متر طول، بزرگ‌ترین تونل این آزادراه محسوب می‌شود، در این قطعه قرار دارد (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

در ادامه در شکل ۱-۳ (الف) محل تونل البرز واقع در منطقه (قطعه) دوم از پروژه چهار منطقه‌ای آزادراه تهران - شمال و در شکل (ب) موقعیت جاده‌ای بین شهری این تونل و در شکل (ج) نمایی از دهانه جنوبی تونل (البرز)، نمایش داده شده است.



ب) محل تقریبی تونل البرز با فلش بلندتر مشخص شده است.



الف) تونل البرز در منطقه ۲ پروژه آزادراه واقع شده است.



پ) نمایی از دهانه جنوبی تونل البرز (و تونل دسترسی)

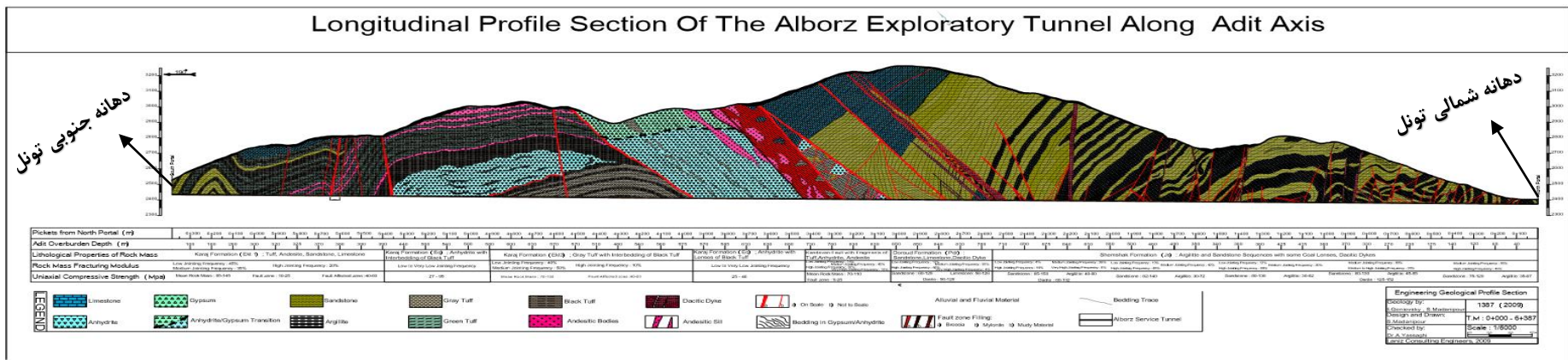
شکل ۳-۱: موقعیت جغرافیایی تونل البرز (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

۳-۲-۱- وضعیت زمین شناسی منطقه

تونل البرز از لحاظ زمین شناسی در سازند شمشک و کرج قرار دارد. تونل اکتشافی تونل البرز به وسیله TBM به قطر ۵/۵ متر و طولی معادل تونل البرز حفاری شده است. از آنجاکه طول تونل زیاد است، بنابراین حفاری از دو طرف تونل در حال انجام است که به دو دهانه شمالی و جنوبی منسوب است. این مطالعه بر روی دهانه جنوبی به طول ۳۸۸۷ متر انجام گرفته است (زیرا اطلاعات این دهانه

در دسترس بوده است). برداشت زمین‌شناسی - مهندسی تونل اکتشافی البرز از دهانه شمالی توسط زمین‌شناسان روسی و ایرانی انجام شده است. ضمن برداشت زمین‌شناسی، پارامترهای ذیل تعیین و ثبت شده‌اند: ۱- لیتولوژی سنگ‌ها ۲- نوع کنتاکت‌های موجود بین واحدهای مختلف سنگی ۳- وجود چین‌خوردگی و تخریب‌های تکتونیکی و پارامترهای مربوطه ۴- درجه درزه‌داری و پارامترهای مربوطه (عرض بازشدگی درزه‌ها، نوع پرکننده، طول درزه، مشخصات سطح جداره درزه‌ها و غیره) ۵- مشخصات چین‌بندی سنگ‌ها، گسل‌ها و درزه‌ها ۶- آبدهی و دبی آب زیرزمینی ۷- موارد نشت گاز ۸- درجه هوازگی سنگ‌ها و سایر متغیرها.

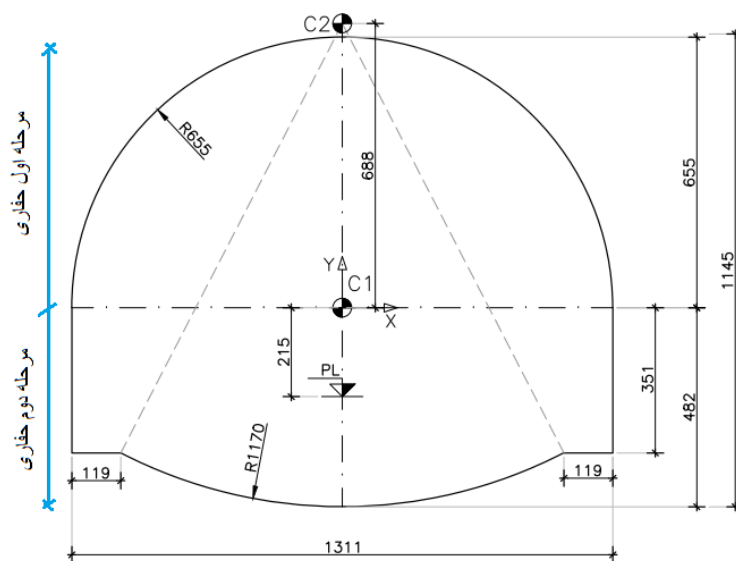
لازم به ذکر است که حفاری تونل اکتشافی البرز در بیش‌تر نواحی محدوده موردبررسی پس از حفاری چال و گمانه پیشگام صورت گرفته است. غالباً چال‌های پیشگام افقی (بدون مغزه‌گیری) به عمق ۲۵-۳۵ متر و بعضاً گمانه‌های پیشگام (همراه با مغزه‌گیری) حفاری گردیده است. لیتولوژی مسیر تونل در دهانه شمالی عمدتاً از توف‌ها (سیاه، سبز، خاکستری)، آندزیت (سبز و خاکستری)، انیدریت، سنگ‌آهک، ماسه سنگ، آرژلیت، گابرو تشکیل شده است. مقاومت فشاری تک‌محوره تخمین زده شده برای این سنگ‌ها از ۲۰ تا ۱۲۰ مگاپاسکال متغیر است. طولانی‌ترین گسل در مترها ۵۳۶۱-۵۳۳۹ قرار دارد که از برش سیمانته شده تشکیل شده است و دبی آب ورودی به تونل از این گسل تقریباً زیاد است که شرایط را برای مچاله‌شوندگی سنگ‌های این مسیر مهیا می‌سازد.



شکل ۳-۲: پروفیل طولی از تونل اکتشافی تونل البرز در امتداد محور تونل (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

حفاری و سیستم نگهداری - ۲-۲-۳

حفاری تونل به روش آتشباری کنترل شده انجام می گیرد. تونل به شکل نعل اسبی هست که نیم دایره بالایی در مرحله اول حفاری شده و سیستم نگهداری اولیه نصب می گردد و پس از پایدارسازی این ناحیه، قسمت پایین تونل حفر شده و نگهداری نصب می شود. سیستم نگهداری تونل از ۴ تیپ^۱ تشکیل شده است که متناسب با وضعیت زمین شناسی مسیر تونل، یکی از این تیپ های نگهداری نصب می شود. به طور کلی سیستم نگهداری شامل راک بولت های^۲ ۴/۵ متری، فورپولینگ^۳، مش فولادی، شاتکریت^۴ و لتیس گیردر^۵ می شود. ضخامت پوشش نهایی بتنی متغیر است و در مواردی به ۶۰ سانتیمتر نیز می رسد. در نواحی گسلی و توده سنگ ضعیف، عمل تحکیم چتری و تزریق انجام می شود. همچنین در محل هایی که آب حضور دارد، زهکشی انجام شده است. در شکل ۳-۳ یک مقطع عرضی از تونل همراه با ابعاد آن آورده شده است (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).



شکل ۳-۳: مقطع عرضی تونل (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

^۱ Type

^۲ Rockbolts

^۳ Forepoling

^۴ Shotcrete

^۵ Lattice Girder

۳-۳- ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی در توده‌سنگ‌های مسیر تونل البرز

به‌منظور تعیین پارامترهای موردنیاز در روش‌های برآورد مچاله‌شوندگی مطالعه موردی، ابتدا نوع واحدهای سنگی در مسیر حفاری تونل مشخص شده و مقادیر کیفی توده‌سنگ‌های مسیر، ارتفاع روباره در توده‌سنگ‌های مختلف مسیر تونل، عرض دهانه تونل، مشخصات ژئومکانیکی سنگ بکر و توده‌سنگ‌ها استخراج شده و مقادیر پارامترهای موردنیاز برای روش‌های مختلف محاسبه شده است. و نتایج حاصله در جدول ۳-۲ برای ۳۳ ناحیه تفکیکی، که با توجه به ناحیه مورد مطالعه تعریف شده، واقع در مسیر تونل البرز ارائه شده است. سپس با استفاده از روش‌های مختلف تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی-تئوریک، که پیش‌تر توضیح داده شد، توده‌سنگ‌های مسیر تونل که مستعد پدیده مچاله‌شوندگی هستند، مشخص شده‌اند. آنگاه با توجه به نتایج به‌دست‌آمده، مقایسه‌ای بین روش‌های مورد استفاده انجام گرفته و رفتار واحدهای سنگی در هر ناحیه تفکیکی تحلیل شده است. در پایان نواحی تفکیکی که توسط بیش‌تر روش‌ها دارای رفتار مچاله‌شونده تشخیص داده شده‌اند با استفاده از روش‌های عددی مدل‌سازی شده تا جزییات بیش‌تری از این پدیده بررسی شده و تأثیرات آن مورد بررسی قرار گیرد. در جدول ۳-۱ پارامترهای اولیه لازم برای ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی برای روش‌های تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی-تئوریک ارائه شده است. این پارامترها با توجه به روش‌های مذکور در فصل دوم دسته‌بندی شده‌اند.

در ادامه با توجه به جدول ۳-۱، پارامترهای موردنیاز برای هر روش محاسبه شده و در جداولی مجزا برای هر روش آورده شده‌اند.

جدول ۱-۳: پارامترهای موردنیاز جهت ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی در روش‌های تجربی، نیمه‌تحلیلی و تحلیلی

پارامترها		روش‌ها		
Q	شاخص کیفی توده‌سنگ	سینگ و همکاران	روش طبقه‌بندی توده‌سنگ	روش‌های تجربی
H_{Max}	بیش‌ترین روباره	همکاران		
N	عدد توده‌سنگ	گوئل و همکاران		
H_{Max}	ارتفاع بیش‌ترین روباره			
B	قطر تونل			
σ_{cm}	مقاومت تک‌محوری توده‌سنگ	روش جتوا		روش‌های نیمه‌تجربی
P_o	تنش برجا	روش آیدان		
σ_{ci}	مقاومت تک‌محوری ماده سنگ			
P_o	تنش برجا			
σ_{cm}	مقاومت تک‌محوری توده‌سنگ			
E	مدول الاستیسیته توده‌سنگ			
σ_{cm}	مقاومت تک‌محوری توده‌سنگ	روش هوک و مارینوس		
P_o	تنش برجا	روش بارلا		
P_i	فشار وارد (داخلی) بر نگهداری			
σ_{cm}	مقاومت تک‌محوری توده‌سنگ			
P_o	تنش برجا	روش ISRM		روش‌های تحلیلی - تئوریکی
σ_{θ}	تنش مماسی حداکثر در جداره تونل			
P_o	تنش برجا			

همان‌طور که ذکر گردید تونل البرز به طول ۶۳۸۷ متر است و به علت طولی بودن آن، حفاری تونل از دو طرف آن انجام می‌گیرد که به دو سمت‌های حفاری به دهانه جنوبی و دهانه شمالی مشهورند. نقطه صفر تونل از دهانه شمالی تعریف شده است. اطلاعات در دسترس برای این تحقیق مربوط به دهانه جنوبی و به طول ۳۸۸۷ متر است؛ یعنی از کیلومتر ۲۵۰۰ تا ۶۳۸۷. برای استفاده از روش‌های ارائه شده در جدول ۱-۳ این ۳۸۸۷ متر به ۳۳ ناحیه تفکیک شده است. این ۳۳ ناحیه با استفاده از روش‌های مذکور، از لحاظ پتانسیل مچاله‌شوندگی ارزیابی شده‌اند.

۳-۴- تعیین نواحی مچاله‌شونده در مسیر تونل البرز

مبنای تقسیم‌بندی ناحیه ۲۵۰۰ تا ۶۳۸۷ و دسته‌بندی آن به ۳۴ ناحیه، بر اساس پارامترهای توده‌سنگ و تنش‌های سنگ بوده است. بنابراین کیفیت تحلیل مچاله‌شوندگی به حد زیادی به تخمین صحیح این متغیرهای ورودی بستگی دارد. به منظور تفکیک مسیر تونل بر اساس متغیرهای توده‌سنگ و تنش‌های سنگ، یک اولویت‌بندی در تقسیم‌بندی انجام شده که در این اولویت‌بندی ابتدا جنس سنگ‌های مسیر، سپس گسلی بودن مسیر و در نهایت میزان روباره مسیر مدنظر قرار داده شده است. برای تفکیک ناحیه تونل از لحاظ لیتولوژی و زمین‌شناسی، از دسته‌بندی سنگ‌های مسیر با توجه به مقاومت توده‌سنگ استفاده می‌شود. برای تأثیر متغیرهای دخیل در روش‌های ارزیابی مچاله‌شوندگی (تجربی، نیمه‌تجربی و تحلیلی-تئوریک) از نسبت‌های وزنی هر یک از مترائ‌های تفکیک‌شده در سازند، استفاده شده است.

در جدول ۲-۳ سنگ‌های مسیر تونل البرز بر اساس لیتولوژی، مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ و توده‌سنگ و ناحیه دسته‌بندی شده‌اند. این دسته‌بندی برای ۳۸۸۷ متر از تونل، موسوم به دهانه جنوبی، انجام گرفته است. در این جدول بخشی از این دسته‌بندی آورده شده است. دیگر نواحی تفکیکی در بخش پیوست پایان‌نامه آمده است.

جدول ۲-۳: دسته‌بندی سنگ‌های مسیر با توجه به ارتباط لیتولوژی، مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ و ناحیه آن‌ها

شماره ناحیه	ناحیه از - تا	نسبت وزنی نواحی	لیتولوژی	مقاومت فشاری تک‌محوری توده‌سنگ (MPa)	مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ‌ها (MPa)
۱۹	۳۴۰۰-۳۴۱۰	۰/۵۶۶	گابرو و توف	۵۱-۷۴	گسلی: ۲-۲۰، توف راه‌راه: ۱۰۵-۶۷ ژیبس: ۷-۱۱، آنیدریت در نزدیکی پهنه گسلی: ۷-۱۳، آنیدریت در مناطق محفوظ مانده: ۲۴-۴۷
۲۰	۳۴۱۰-۳۴۲۸	۰/۷۵	گابرو با لنزهای ژیبسی (پهنه گسلی)	۱۵-۳۰	
	۳۴۲۸-۳۴۳۴	۰/۲۵	ژیبس	۲۵-۳۷	
۲۱	۳۴۳۴-۳۵۰۰	۱	آنیدریت	۲۹-۳۵	
۲۲	۳۵۰۰-۳۵۵۰	۰/۵	آنیدریت	۳۶-۴۶	آنیدریت: ۲۰-۵۱ آنیدریت با گزنولیت توف خاکستری: ۶۴
	۳۵۵۰-۳۵۷۵	۰/۲۵	آنیدریت با میان و لنزهای توف خاکستری	۴۹-۶۰	
	۳۵۷۵-۳۶۰۰	۰/۲۵	آنیدریت	۴۶-۵۱	
۲۳	۳۶۰۰-۳۶۳۰	۰/۱۵	آنیدریت	۳۵-۴۴	همان مقاومت فشاری تک‌محوره توده سنگ است.
	۳۶۳۰-۳۶۴۹	۰/۰۹۵	آنیدریت با میان لایه و اگزینولیت‌های توف خاکستری	۴۶-۵۴	
	۳۶۴۹-۳۷۰۰	۰/۲۵۵	آنیدریت	۳۱-۴۴	
۲۴	۳۷۰۰-۳۸۰۰	۰/۵	آنیدریت	۳۵-۵۰	انیدریت: ۲۰-۴۵
	۳۸۰۰-۳۸۴۰	۰/۲۷۸	آنیدریت	۲۳-۲۸	
	۳۸۴۰-۳۹۰۰	۰/۴۱۷	آنیدریت	۲۸-۴۰	
۲۵	۳۹۰۰-۳۹۴۴	۰/۳۰۵	انیدریت با میان لایه و لنزهای توف خاکستری	۳۵-۴۶	انیدریت: ۱۹-۴۹ توف خاکستری تیره تا مشکی: ۹۸-۵۱ توف سبز: ۸۰-۱۱۵
	۳۹۴۴-۳۹۶۲	۰/۰۷	توف خاکستری با لایه‌بندی متوسط	۵۸-۷۱	
	۳۹۶۲-۴۰۰۰	۰/۱۴۸	توف خاکستری با رگه‌های توف سبز	۶۶-۸۹	
	۴۰۰۰-۴۰۱۱	۰/۰۴۳	توف سبز با میان لایه توف خاکستری	۷۰-۱۲۰	
۲۵	۴۰۱۱-۴۰۷۱	۰/۲۳۴	توف سبز با میان لایه توف خاکستری	۸۰-۱۰۰	توف خاکستری با دانه‌بندی متوسط و درشت: ۸۰-۱۳۴ مشکی با دانه‌بندی بسیار ریز: ۱۴۶-۶۰
	۴۰۷۱-۴۱۰۰	۰/۱۱۳	توف خاکستری با میان لایه توف مشکی	۷۳-۱۰۱	
	۴۱۰۰-۴۱۴۵	۰/۱۷۶	توف خاکستری (با دانه‌بندی متوسط و درشت) همراه با میان‌لایه‌های توف مشکی (با دانه‌بندی بسیار ریز)	۹۳-۱۱۵	
	۴۱۴۵-۴۱۷۷	۰/۱۲۵	توف خاکستری (با دانه‌بندی بسیار ریز)	۸۳-۹۹	
	۴۱۷۷-۴۲۰۰	۰/۱۰۵	توف خاکستری (با دانه‌بندی بسیار ریز)	۹۷-۱۱۸	

۳-۵- محاسبات روش‌های مختلف ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی

در این بخش کاربرد و محاسبات روش‌های تجربی، نیمه‌تجربی و تحلیلی-تئوریک آمده است.

۳-۵-۱- روش‌های تجربی

۳-۵-۱-۱- روش سینگ و همکاران

چنانچه در فصل دوم ذکر گردید، سینگ و همکارانش با جمع‌آوری داده از کیفیت و روباره توده‌سنگ، نموداری با یک خط متمایزکننده را رسم کردند تا موارد مچاله‌شونده را از غیر مچاله‌شونده مشخص کنند. با توجه به این نمودار تعداد ۲۳ ناحیه بالای خط $Q^{1/3}$ و 350 واقع می‌شوند که این نشان از محافظه‌کارانه بودن این روش است.

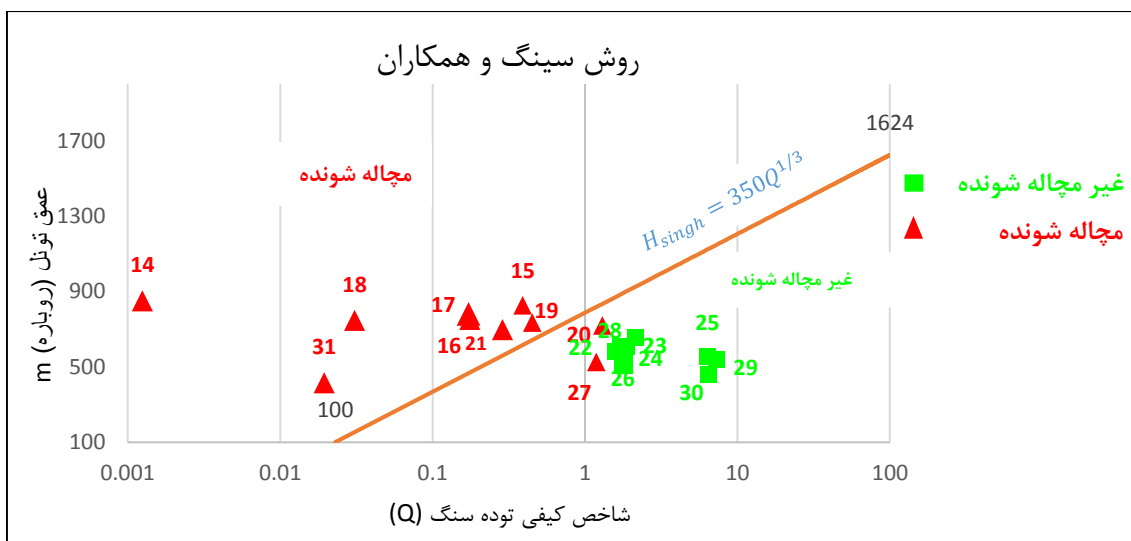
جدول ۳-۳: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی با استفاده از روش سینگ

شماره ناحیه	ناحیه از کیلومتر - تا	لیتولوژی	توصیف زمین‌شناسی مهندسی	Q	H_{max} (m)	H_{singh}	توصیف		
۱	۲۵۰۰-۲۵۱۳	Porphyry dyke	Crushed zone	۰/۰۶۶	۷۱۰	۱۰/۲۲	م ش		
۲	۲۵۱۳-۲۵۳۶		Porphyry dyke	۰/۱۸	۷۲۷	۳۸/۸۳	م ش		
۳	۲۵۳۶-۲۵۶۴	Argillite mylonite	Argillite mylonite	۰/۱۰	۷۴۵	۱۸/۶۲	م ش		
۴	۲۵۶۴-۲۵۸۱	Limestone	Limestone	۰/۱۳	۷۶۱	۲۵/۴۹	م ش		
۵	۲۵۸۱-۲۶۴۳			۰/۱۴	۷۸۸	۲۸/۵۴	م ش		
۶	۲۶۴۳-۲۷۰۰	Sandstone	Sandstone	۰/۱۰	۸۰۱	۱۸/۹۶	م ش		
۷	۲۷۰۰-۲۷۵۰			۰/۱۱	۸۱۸	۲۰/۵۷	م ش		
۸	۲۷۵۰-۲۷۶۰	Limestone & Sandstone	Limestone & Sandstone	۰/۲۲	۸۲۶	۴۸/۸۸	م ش		
۹	۲۷۶۰-۲۷۷۲	Limestone	Fault zone	۰/۱۲	۸۳۰	۲۲/۲۳	م ش		
۱۰	۲۷۷۲-۲۸۰۰	Sandstone	Sandstone	۰/۲۰	۸۳۵	۴۴/۵۱	م ش		
۱۱	۲۸۰۰-۲۹۰۰					Sandstone & black Argillite	۰/۳۷	۹۹/۱۱	م ش
۱۲	۲۹۰۰-۲۹۹۶					۰/۱۴	۸۵۰	۲۹/۱۲	م ش
۱۳	۲۹۹۶-۳۰۰۷					Clay with Argillite & Sandstone	۰/۱۵	۸۴۰	۳۰/۹۴
۱۴	۳۰۰۷-۳۰۱۵	Breccia Cemented	Faulted Zone	۰/۰۰۱	۸۵۰	۰/۰۶	مچاله‌شونده		
۱۵	۳۰۱۵-۳۲۴۹	Gray & Green Tuff	Gray	۰/۳۹	۸۲۵	۱۰۳/۱	م ش		
۱۶	۳۲۴۹-۳۳۵۵		Crushed Tuff	۰/۱۷	۷۸۰	۳۵/۵	م ش		
۱۷	۳۳۵۵-۳۳۶۱	Andesite	Andesite	۰/۱۷۶	۷۵۰	۳۶/۶	م ش		
۱۸	۳۳۶۱-۳۳۸۲		Crushed Zone	۰/۰۳	۷۴۵	۳/۸	م ش		
۱۹	۳۳۸۲-۳۴۱۰	Andesite Basalt Gray & Green Tuff	Andesite Basalt Gray & Green Tuff	۰/۴۵	۷۳۳	۱۲۴/۶	م ش		
۲۰	۳۴۱۰-۳۴۳۴	Andesite Gypsum	Andesite Gypsum	۱/۳	۷۱۸	۱۲۴/۶	م ش		
۲۱	۳۴۳۴-۳۵۰۰	Anyhdrite	Anyhdrite	۰/۲۸	۶۹۷	۶۹/۲	م ش		
۲۲	۳۵۰۰-۳۶۰۰	Andesite	Andesite	۲/۱۵	۶۵۵	۹۴۹/۹	غیر م ش		

غیر م ش	۷۹۸/۵	۶۰۷	۱/۸۸	Anhydrite	Anhydrite	۳۶۰۰-۳۸۰۰	۲۳
غیر م ش	۶۳۴/۷	۵۷۹	۱/۵۸		Anhydrite Gray Tuff	۳۸۰۰-۳۹۴۴	۲۴
غیر م ش	۳۸۸۱/۴	۵۵۶	۶/۳۴	Gray & Green Tuff	Gray & Green Tuff	۳۹۴۴-۴۲۰۰	۲۵
غیر م ش	۷۵۲/۷	۵۱۰	۱/۸	Black Tuff	Black Tuff	۴۲۰۰-۴۳۰۰	۲۶
غیر م ش	۴۳۶/۸	۵۲۵	۱/۱۸	Green Tuff with Black Tuff	Green Tuff with Black Tuff	۴۳۰۰-۴۵۰۰	۲۷
غیر م ش	۷۱۱/۲	۶۰۵	۱/۷۲			۴۵۰۰-۴۹۴۸	۲۸
غیر م ش	۴۶۶۲/۵	۵۴۰	۷/۳۳	Anhydrite with Tuff Interbeddings	Anhydrite with Tuff Interbeddings	۴۹۴۸-۵۲۰۰	۲۹
غیر م ش	۳۹۶۲	۴۶۰	۶/۴۶			۵۲۰۰-۵۳۳۹	۳۰
م ش	۲/۰۸	۴۱۵	۰/۰۲	Faulted Zone	Breccia Cemented Anhydrite	۵۳۳۹-۵۳۶۱	۳۱
غ م ش	۷۱۱/۲	۶۰۵	۱/۷۲	Tuff	Tuff	۵۳۶۱-۵۷۴۶	۳۲
غ م ش	۴۶۶۲/۵	۵۴۰	۷/۳۳			۵۷۴۶-۶۰۰۰	۳۳
غ م ش	۳۹۶۲	۴۶۰	۵/۰۳			۶۰۰۰-۶۳۸۷	۳۴

جدول ۳-۴: راهنمای جدول ۷ روش سینگ

$H_{singh} = 35 \cdot Q^{1/3}$ روباره مجاز	
$H_{max} =$ بیشترین روباره	
$H_{max} \gg 35 \cdot Q^{1/3}$	شرایط مچاله شوندگی
$H_{max} \ll 35 \cdot Q^{1/3}$	شرایط غیر مچاله شوندگی



شکل ۳-۴: نمودار ارزیابی مچاله شوندگی سنگ‌های مسیر تونل البرز با روش سینگ

۳-۵-۱-۲- روش گوئل و همکاران

با توجه به پارامترهای روباره، عدد توده‌سنگ (N) و عرض دهانه تونل (B) روابط ارائه شده توسط گوئل و همکاران پتانسیل مچاله‌شوندگی محاسبه شده است. این روش درجه مچاله‌شوندگی را به سنگ غیرمچاله‌شونده، کم، متوسط و زیاد مچاله‌شونده تقسیم‌بندی می‌کند. نتایج ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی مسیر تونل به‌دست‌آمده از روش‌های گوئل و همکاران در جدول ۳-۵ آمده است.

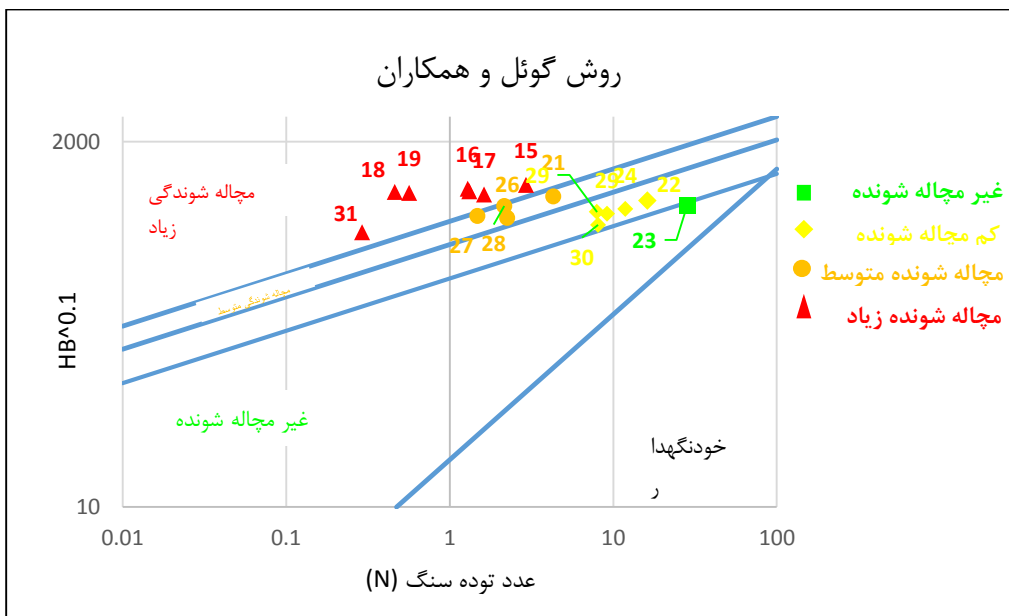
جدول ۳-۵: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی با استفاده از روش گوئل و همکاران

شماره ناحیه	ناحیه از - تا	لیتولوژی	توصیف زمین‌شناسی مهندسی	N	H_{max} (m)	H_{Goel}	توصیف
۱	۲۵۰۰-۲۵۱۳	Porphyry dyke	Crushed zone	۰/۹۹	۷۱۰	۲۱۲/۰۷	م ش
۲	۲۵۱۳-۲۵۳۶		Porphyry dyke	۱/۳۸۲	۷۲۷	۲۳۶/۷۵	م ش
۳	۲۵۳۶-۲۵۶۴	Argillite mylonite	Argillite mylonite	۱/۵۷	۷۴۵	۲۴۶/۹۳	م ش
۴	۲۵۶۴-۲۵۸۱	Limestone	Limestone	۱	۷۶۱	۲۱۲/۷۸	م ش
۵	۲۵۸۱-۲۶۴۳		Limestone	۲/۱۸	۷۸۸	۲۷۵/۲۲	م ش
۶	۲۶۴۳-۲۷۰۰	Sandstone	Sandstone	۱/۵۹	۸۰۱	۲۴۸/۱۲	م ش
۷	۲۷۰۰-۲۷۵۰		Sandstone	۱/۶۹	۸۱۸	۲۵۳/۳۰	م ش
۸	۲۷۵۰-۲۷۶۰	Limestone & Sandstone	Limestone & Sandstone	۱/۶۵	۸۲۶	۲۵۱/۰۱	م ش
۹	۲۷۶۰-۲۷۷۲	Limestone	Fault zone	۰/۹	۸۳۰	۲۰۵/۵۱۲۶	م ش
۱۰	۲۷۷۲-۲۸۰۰	Sandstone	Sandstone	۱/۵۳	۸۳۵	۲۴۵/۱۰۶۱	م ش
۱۱	۲۸۰۰-۲۹۰۰	Sandstone & black Argillite		۲/۸۴	۸۴۵	۳۰۰/۳۱۹۷	م ش
۱۲	۲۹۰۰-۲۹۹۶	Clay with Argillite & Sandstone		۱/۱۰	۸۵۰	۲۲۰/۰۴۲۸	م ش
۱۳	۲۹۹۶-۳۰۰۷	Clay with Argillite & Sandstone		۲/۲۷	۸۴۰	۲۷۸/۹۶۷۲	م ش
۱۴	۳۰۰۷-۳۰۱۵	Breccia Cemented	Faulted Zone	۰/۰۰۹	۸۵۰	۴۴/۹	مچاله‌شوندگی زیاد
۱۵	۳۰۱۵-۳۲۴۹	Gray & Green Tuff	Gray	۲/۹۲	۸۲۵	۳۰۳/۳	م ش زیاد
۱۶	۳۲۴۹-۳۳۵۵		Crushed Tuff	۱/۲۹	۷۸۰	۲۳۱/۴	م ش زیاد
۱۷	۳۳۵۵-۳۳۶۱	Andesite	Andesite	۱/۳۲	۷۵۰	۲۳۳/۲	م ش زیاد
۱۸	۳۳۶۱-۳۳۸۲		Crushed Zone	۰/۴۶۲	۷۴۵	۱۶۴/۱	م ش زیاد
۱۹	۳۳۸۲-۳۴۱۰	Andesite Basalt Gray & Green Tuff	Andesite Basalt Gray & Green Tuff	۰/۵۶۴	۷۳۳	۱۷۶/۱	م ش زیاد
۲۰	۳۴۱۰-۳۴۳۴	Andesite Gypsum	Andesite Gypsum	۱/۶۲۵	۷۱۸	۲۴۹/۷	م ش زیاد
۲۱	۳۴۳۴-۳۵۰۰	Anyhdrite	Anyhdrite	۴/۳۱	۶۹۷	۳۴۴/۸	م ش متوسط
۲۲	۳۵۰۰-۳۶۰۰	Andesite	Andesite	۱۶/۱۶	۶۵۵	۵۳۲/۹	م ش کم
۲۳	۳۶۰۰-۳۸۰۰	Anhydrite	Anyhdrite	۲۸/۲۹	۶۰۷	۶۴۱/۱	م ش غیر
۲۴	۳۸۰۰-۳۹۴۴	Anhydrite Gray Tuff		۱۱/۸۵	۵۷۹	۴۸۱/۱	م ش کم

م ش کم	۴۲۱/۸	۵۵۶	۷/۹۵	Gray & Green Tuff	Gray & Green Tuff	۳۹۴۴-۴۲۰۰	۲۵
م ش متوسط	۲۷۸/۱	۵۱۰	۲/۲۵	Black Tuff	Black Tuff	۴۲۰۰-۴۳۰۰	۲۶
م ش متوسط	۲۴۲/۲	۵۲۵	۱/۴۸	Green Tuff with Black Tuff	Green Tuff with Black Tuff	۴۳۰۰-۴۵۰۰	۲۷
م ش متوسط	۲۷۴/۱	۶۰۵	۲/۱۵			۴۵۰۰-۴۹۴۸	۲۸
م ش کم	۴۴۱/۹	۵۴۰	۹/۱۶۱	Anhydrite with Tuff Interbeddings	Anhydrite with Tuff Interbeddings	۴۹۴۸-۵۲۰۰	۲۹
م ش کم	۴۲۴/۱	۴۶۰	۸/۰۸۳			۵۲۰۰-۵۳۳۹	۳۰
م ش زیاد	۱۴۱/۶	۴۱۵	۰/۲۹۱	Faulted Zone	Breccia Cemented Anhydrite	۵۳۳۹-۵۳۶۱	۳۱
غیر م ش	۲۳۶/۱۵	۳۸۱	۱/۳۹	Tuff	Tuff	۵۳۶۱-۵۷۴۶	۳۲
غیر م ش	۲۹۷/۶	۳۲۴	۲/۳۱			۵۷۴۶-۶۰۰۰	۳۳
غیر م ش	۲۲۷/۱۶	۳۰۱	۱/۳۴			۶۰۰۰-۶۳۸۷	۳۴

جدول ۳-۶: راهنمای جدول ۳-۵ روش گوئل و همکاران

$H_{Goel} = 275N^{0.33}B^{-0.1}$	روباره مجاز
$H_{max}(m)$	ضخامت روباره
$23.4N^{0.33}B^{-0.1} < H_{max} < 275N^{0.33}B^{-0.1}$	غیر مچاله شونده
$275N^{0.33}B^{-0.1} < H_{max} < 45 \cdot N^{0.33}B^{-0.1}$	مچاله شونده کمی
$45 \cdot N^{0.33}B^{-0.1} < H_{max} < 63 \cdot N^{0.33}B^{-0.1}$	مچاله شونده متوسط
$63 \cdot N^{0.33}B^{-0.1} < H_{max}$	مچاله شونده زیاد



شکل ۳-۵: نمودار ارزیابی مچاله‌شوندگی با استفاده از روش گوئل و همکاران

۳-۵-۲- روش‌های نیمه تجربی

۳-۵-۲-۱- روش جتوا و همکاران (۱۹۸۴)

چنانچه قبلاً نیز ذکر شد، مبنای روش محاسبه نسبت مقاومت فشاری توده‌سنگ به تنش برجای قائم روی توده‌سنگ $\frac{\sigma_{cm}}{P_o}$ است. بر اساس روش جتوا و همکاران مقاومت فشاری توده‌سنگ و مقدار تنش روباره به‌دست‌آمده در طول مسیر تونل نسبت N_c رابطه روش مذکور محاسبه شده است.

بر اساس این روش نواحی تفکیکی ۱۴ تا ۲۰ به علت داشتن روباره زیاد و مقاومت توده‌سنگ پایین پتانسیل مچاله‌شوندگی بالایی دارند. همچنین ناحیه تفکیکی ۳۱ ناحیه گسلی بوده و دارای توده‌سنگ ضعیف و خرد شده است. مترژهای تفکیکی شماره ۲۶، ۲۷ و ۲۸ روباره زیاد دارند اما از مقاومت توده‌سنگ بهتری برخوردارند، بنابراین از نظر وضعیت مچاله‌شوندگی طبق این روش متوسط ارزیابی می‌شوند.

جدول ۳-۷: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی با استفاده از روش جتوا و همکاران

شماره ناحیه	ناحیه از - تا	لیتولوژی	توصیف زمین‌شناسی مهندسی	σ_{cm} (MPa)	P_o (MPa)	N_c	توصیف
۱	۲۵۰۰-۲۵۱۳	Porphyry dyke	Crushed zone	۱۰۷	۱۸/۴۵	۵/۷۹	غیر م ش
۲	۲۵۱۳-۲۵۳۶		Porphyry dyke	۱۳۰	۱۸/۸۹	۶/۸۷	غیر م ش
۳	۲۵۳۶-۲۵۶۴	Argillite mylonite	Argillite mylonite	۷۷	۱۹/۳۶	۳/۹۷	غیر م ش
۴	۲۵۶۴-۲۵۸۱	Limestone	Limestone	۵۸	۱۹/۷۸	۲/۹۳	غیر م ش
۵	۲۵۸۱-۲۶۴۳			۷۲	۲۰/۴۸	۳/۵۱	غیر م ش
۶	۲۶۴۳-۲۷۰۰	Sandstone	Sandstone	۶۹	۲۰/۸۲	۳/۳۱	غیر م ش
۷	۲۷۰۰-۲۷۵۰			۹۸	۲۱/۲۶	۴/۶۰	غیر م ش
۸	۲۷۵۰-۲۷۶۰	Limestone & Sandstone	Limestone & Sandstone	۶۲	۲۱/۴۷	۲/۸۸	غیر م ش
۹	۲۷۶۰-۲۷۷۲	Limestone	Fault zone	۳۵	۲۱/۵	۱/۶۲	کم م ش
۱۰	۲۷۷۲-۲۸۰۰	Sandstone	Sandstone	۶۶	۲۱/۷۰	۳/۰۴	غیر م ش
۱۱	۲۸۰۰-۲۹۰۰	Sandstone & black Argillite		۸۷	۲۱/۹۶	۳/۹۶	غیر م ش
۱۲	۲۹۰۰-۲۹۹۶	Gray & Green Tuff		۸۶	۲۲/۰۹	۳/۸۹	غیر م ش
۱۳	۲۹۹۶-۳۰۰۷	Clay with Argellite & Sandstone		۴۱	۲۱/۸۳	۱/۸۷	غیر م ش
۱۴	۳۰۰۷-۳۰۱۵	Breccia Cemented		Faulted Zone	۳۵	۲۲/۰۷	۱/۵۸

م ش زیاد	۲/۷۰	۲۱/۴۲	۵۸	Gray	Gray & Green Tuff	۳۰۱۵-۳۲۴۹	۱۵
م ش زیاد	۳/۵۵	۲۰/۲۵	۷۲	Crushed Tuff		۳۲۴۹-۳۳۵۵	۱۶
م ش زیاد	۲/۲۰	۱۹/۴۷	۴۳	Andesite	Andesite	۳۳۵۵-۳۳۶۱	۱۷
م ش زیاد	۳/۶۱	۱۹/۳۴	۷۰	Crushed Zone	Andesite	۳۳۶۱-۳۳۸۲	۱۸
م ش زیاد	۳/۵۱	۱۹/۰۳	۶۷	Andesite Basalt Gray & Green Tuff	Andesite Basalt Gray & Green Tuff	۳۳۸۲-۳۴۱۰	۱۹
م ش زیاد	۱/۲۸	۱۸/۶۴	۲۴	Andesite Gypsum	Andesite Gypsum	۳۴۱۰-۳۴۳۴	۲۰
م ش متوسط	۱/۷۶	۱۸/۱۰	۳۲	Anhydrite	Anhydrite	۳۴۳۴-۳۵۰۰	۲۱
م ش کم	۲/۸۱	۱۷/۰۱	۴۸	Andesite	Andesite	۳۵۰۰-۳۶۰۰	۲۲
بدون م ش	۲/۵۹	۱۵/۷۶	۴۱	Anhydrite	Anhydrite	۳۶۰۰-۳۸۰۰	۲۳
م ش کم	۲/۱۹	۱۵/۰۳	۳۳		Anhydrite Gray Tuff	۳۸۰۰-۳۹۴۴	۲۴
م ش کم	۶/۲۹	۱۴/۴۳	۹۱	Gray & Green Tuff	Gray & Green Tuff	۳۹۴۴-۴۲۰۰	۲۵
م ش متوسط	۷/۷۶	۱۳/۲۴	۱۰۳	Black Tuff	Black Tuff	۴۲۰۰-۴۳۰۰	۲۶
م ش متوسط	۷/۱۰	۱۳/۶۳	۹۷	Green Tuff with Black Tuff	Green Tuff with Black Tuff	۴۳۰۰-۴۵۰۰	۲۷
م ش متوسط	۶/۴۲	۱۵/۷۱	۱۰۱			۴۵۰۰-۴۹۴۸	۲۸
م ش کم	۵/۷۷	۱۴/۰۲	۸۱	Anhydrite with Tuff Interbeddings	Anhydrite with Tuff Interbeddings	۴۹۴۸-۵۲۰۰	۲۹
م ش کم	۵/۱۸	۱۱/۹۴	۶۲			۵۲۰۰-۵۳۳۹	۳۰
م ش زیاد	۰/۷۴	۱۰/۷۷	۸	Faulted Zone	Breccia Cemented Anhydrite	۵۳۳۹-۵۳۶۱	۳۱
غیر م ش	۸/۷۸	۹/۹۰	۸۷	Tuff	Tuff	۵۳۶۱-۵۷۴۶	۳۲
غیر م ش	۱۱/۸۷	۸/۴۲	۱۰۰			۵۷۴۶-۶۰۰۰	۳۳
غیر م ش	۱۱/۳۳	۶/۹۴	۷۹			۶۰۰۰-۶۳۸۷	۳۴

جدول ۳-۸: راهنمای جدول ۳-۷ روش جتوا و همکاران

$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{P_0} = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H}$	
< 0.4	مچاله‌شوندگی بسیار زیاد
$0.4 - 0.8$	مچاله‌شوندگی متوسط
$0.8 - 2$	مچاله‌شوندگی کم
> 2	بدون مچاله‌شوندگی

۳-۵-۳ روش آیدان و همکاران

همان‌طور که در فصل دوم توضیح داده‌شده در این روش ابتدا با استفاده از مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ بکر که به وسیله آزمون‌های آزمایشگاهی تعیین شده‌اند، سطوح کرنش نرمال شده η_s ، η_f و برای هر متر از تفکیکی و همچنین روباره حداکثر محاسبه می‌شود. با به کارگیری روابط

مربوط به تنش-کرنش، و با استفاده از مقادیر مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری توده سنگ موجود در جدول ۳-۲، کرنش‌های مماسی و الاستیک در اطراف مسیر تونل البرز محاسبه و نسبت آن‌ها $(\epsilon_{\theta}^a / \epsilon_{\theta}^e)$ تعیین شده است. پس بر اساس معیار ارائه شده توسط آیدان و همکاران، توده سنگ‌های واقع در مسیر تونل مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند و در جدول ۳-۹ ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی حاصل از روش آیدان و همکاران برای مسیر تونل البرز آورده شده است.

جدول ۳-۹: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی تونل البرز با استفاده از روش آیدان و همکاران

شماره ناحیه	σ_{ci} (MPa)	σ_{θ} (MPa)	P_o (MPa)	η_p	η_s	η_f	σ_{cm} (MPa)	E_m (GPa)	ϵ_{θ}^a	ϵ_{θ}^e	$\epsilon_{\theta}^a / \epsilon_{\theta}^e$	توصیف
۱	۴۲	۳۶/۸۷	۱۸/۴۳	۱/۰۵	۱/۱۷	۱/۵۱	۱۰۷	۵/۳	۶/۹۵	۱۵/۶۲	۰/۳۴	غ م ش
۲	۶۲	۳۷/۷۶	۱۸/۸۸	۰/۹۹	۱/۰۶	۱/۳۳	۱۳۰	۶/۷	۵/۶۳	۷/۷۳	۰/۲۹	غ م ش
۳	۲۸	۳۸/۶۹	۱۹/۳۴	۱/۱۳	۱/۳۰	۱/۷۲	۷۷	۵/۶	۶/۹۰	۱۰/۱۴	۰/۵۰	غ م ش
۴	۶۵	۳۹/۵۲	۱۹/۷۶	۰/۹۸	۱/۰۵	۱/۳۱	۵۸	۷/۵	۵/۲۷	۷/۱۶	۰/۶۸	غ م ش
۵	۳۹	۴۰/۹۲	۲۰/۴۶	۱/۰۷۲	۱/۲۰	۱/۵۴	۷۲	۷/۵	۵/۴۵	۲۱/۸۷	۰/۵۶	غ م ش
۶	۲۵	۴۱/۶۰	۲۰/۸۰	۱/۱۵	۱/۳۴	۱/۷۸	۶۹	۷/۱	۵/۸۵	۱۰/۶۳	۰/۶۰	غ م ش
۷	۲۹	۴۲/۴۸	۲۱/۲۴	۱/۱۲	۱/۲۹	۱/۷۰	۹۸	۷/۵	۵/۶۶	۴/۲۸	۰/۴۳	غ م ش
۸	۷۰	۴۲/۹۰	۲۱/۴۵	۰/۹۷	۱/۰۳	۱/۲۸	۶۲	۵/۳	۸/۰۹	۱	۰/۶۹	غ م ش
۹	۸۵	۴۳/۱	۲۱/۵۵	۰/۹۳	۰/۹۸	۱/۲۰	۳۵	۳/۲	۱۳/۴	۰/۸۵	۱/۲۳	خیلی م ش
۱۰	۸۵	۴۳/۳	۲۱/۶۸	۰/۹۳	۰/۹۸	۱/۲۰	۶۶	۸/۴	۵/۱۶	۰/۸۲	۰/۶۵	غ م ش
۱۱	۷۳	۴۳/۸۸	۲۱/۹۴	۰/۹۶	۱/۰۲	۱/۲۶	۸۷	۸/۴	۵/۲۲	۰/۹۷	۰/۵۰	غ م ش
۱۲	۸۱	۴۴/۱	۲۲/۰۷	۰/۹۴	۱	۱/۲۲	۸۶	۷/۱	۶/۲	۱۰/۱۱	۰/۵۱	غ م ش
۱۳	۴۵	۴۳/۶۲	۲۱/۸۱	۱/۰۴	۱/۱۵	۱/۴۷	۴۱	۳/۷	۱۱/۷	۵/۷۲	۱/۰۶۴	م ش متوسط
۱۴	۳۵	۴۴/۱	۲۲/۰	۱/۰۹	۱/۲۳	۱/۶۰	۳۵	۲/۲۴	۱۹/۷۰	۱۵/۶۲	۱/۲۶	م ش خیلی زیاد
۱۵	۹۹	۴۲/۸	۲۱/۴	۰/۹۱	۰/۹۵	۱/۱۴	۵۸	۷/۵	۵/۷۱	۷/۷۳	۰/۷۳	غیر م ش
۱۶	۶۵	۴۰/۵	۲۰/۲	۰/۹۸	۱/۰۵	۱/۳۱	۷۲	۷/۱	۵/۷۰	۱۰/۱۴	۰/۵۶	غیر م ش
۱۷	۵۶	۳۸/۹	۱۹/۴	۱/۰۰	۱/۰۹	۱/۳۷	۴۳	۶	۶/۴۹	۷/۱۶	۰/۹۰	غیر م ش
۱۸	۲۷	۳۸/۶	۱۹/۳	۱/۱۴	۱/۳۱	۱/۷۴	۷۰	۳/۲	۱۲/۰۹	۲۱/۸۷	۰/۵۵	غیر م ش
۱۹	۹۶	۳۸/۰	۱۹/۰۳	۰/۹۲	۰/۹۵	۱/۱۶	۶۷	۶/۳	۶/۰۴	۱۰/۶۳	۰/۵۶	غیر م ش
۲۰	۱۱	۳۷/۲	۱۸/۶۴	۱/۳۳	۱/۳۳	۲/۳۲	۲۴	۵/۶	۶/۶۵	۴/۲۸	۱/۵۵	م ش متوسط
۲۱	۳۵	۳۶/۲	۱۸/۱	۱/۰۹	۱/۲۳	۱/۶۰	۳۲	۳۲	۱/۱۳	۱	۱/۱۳	م ش متوسط
۲۲	۴۳	۳۴/۰	۱۷/۰	۱/۰۵	۱/۱۷	۱/۵۰	۴۸	۵/۶	۰/۶۰	۰/۸۵	۰/۷۰	غیر م ش
۲۳	۳۷	۳۱/۵	۱۵/۷	۱/۰۸	۱/۲۱	۱/۵۷	۴۱	۵۰	۰/۶۳	۰/۸۲	۰/۷۶	غیر م ش
۲۴	۴۴	۳۰/۰	۱۵/۰	۱/۰۵	۱/۱۶	۱/۴۸	۳۳	۳۴	۰/۸۸	۰/۹۷	۰/۹۱	غیر م ش

غیر م ش	۰/۳۱	۱۰/۱۱	۳/۲۰	۹	۹۱	۱/۰۶	۰/۸۹	۰/۸۷	۱۴/۴	۲۸/۸	۱۲۷	۲۵
غیر م ش	۰/۲۵	۵/۷۲	۱/۴۷	۱۸	۱۰۳	۱/۱۳	۰/۹۴	۰/۹۰	۱۳/۲	۲۶/۴	۱۰۳	۲۶
غیر م ش	۰/۲۸	۲۴/۲۵	۶/۸۱	۴	۹۷	۱/۱۴	۰/۹۴	۰/۹۱	۱۳/۶	۲۷/۲	۱۰۱	۲۷
غیر م ش	۰/۳۱	۱۶/۸۳	۵/۲۳	۶	۱۰۱	۱/۱۳	۰/۹۴	۰/۹۰	۱۵/۷	۳۱/۴	۱۰۳	۲۸
غیر م ش	۰/۳۴	۱/۸۴	۰/۶۳	۴۴	۸۱	۱/۲۳	۱/۰۰	۰/۹۵	۱۴/۰	۲۸/۰	۷۹	۲۹
غیر م ش	۰/۳۸	۱/۶۳	۰/۶۲	۳۸	۶۲	۱/۲۳	۱/۰۰	۰/۹۵	۱۱/۹	۲۳/۸	۷۹	۳۰
م ش خیلی زیاد	۲/۶۹	۵	۱۳/۴۷	۱/۶	۸	۲/۵۷	۱/۷۸	۱/۴۰	۱۰/۷	۲۱/۵	۸	۳۱
غ م ش	۰/۲۲	۱۶/۸۳	۲/۶۳	۷/۵	۸۷	۱/۱۹	۰/۹۸	۰/۹۳	۹/۸۹	۱۹/۷۸	۸۷	۳۲
غ م ش	۰/۱۶	۱/۸۴	۲/۱۰	۸	۱۰۰	۱/۱۲	۰/۹۳	۰/۹۰	۸/۴۱	۱۶/۸۲	۱۰۵	۳۳
غیر م ش	۰/۳۱	۱۶/۸۳	۵/۲۳	۶	۱۰۱	۱/۱۳	۰/۹۴	۰/۹۰	۱۵/۷	۳۱/۴	۹۸	۳۴

جدول ۳-۱۰: راهنمای جدول ۳-۹ روش آیدان و همکاران

$\frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e} \leq 1$	NS	غیر مچاله شونده
$1 \leq \frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e} \leq \eta_p$	LS	مچاله شوندگی ضعیف
$\eta_p \leq \frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e} \leq \eta_s$	FS	مچاله شوندگی متوسط
$\eta_s \leq \frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e} \leq \eta_f$	HS	مچاله شوندگی زیاد
$\eta_f \leq \frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e}$	VHS	مچاله شوندگی خیلی زیاد

۳-۵-۴- روش هوک و مارینوس

در این روش نیز همانند سایر روش‌های ارزیابی پتانسیل مچاله شوندگی با قرار دادن پارامترهای به دست آمده از روابط موجود در این روش مقدار کرنش در دیواره‌های تونل ϵ_t بر حسب درصد برای هر یک از نواحی محاسبه شده که با توجه به نمودار شکل ۲-۹ نواحی مستعد پدیده مچاله شوندگی شناسایی شده‌اند.

جدول ۳-۱۱: ارزیابی پتانسیل مچاله شوندگی با استفاده از روش هوک و مارینوس

شماره ناحیه	متر از تا کیلومتر از	لیتولوژی	توصیف زمین شناسی مهندسی	σ_{cm} (MPa)	P_o (MPa)	$\epsilon(p_i=0)\%$	توصیف
۱	۲۵۰۰-۲۵۱۳	Porphyry dyke	Crushed zone	۱۰۷	۱۸/۴۵	۰/۰۵	غ م ش
۲	۲۵۱۳-۲۵۳۶		Porphyry dyke		۱۳۰	۱۸/۸۹	۰/۰۴
۳	۲۵۳۶-۲۵۶۴	Argillite mylonite	Argillite mylonite	۷۷	۱۹/۳	۰/۱۲	غ م ش
۴	۲۵۶۴-۲۵۸۱	Limestone	Limestone	۵۸	۱۹/۷۸	۰/۲۳	غ م ش
۵	۲۵۸۱-۲۶۴۳			۷۲	۲۰/۴۸	۰/۱۶	غ م ش

غ م ش	۰/۱۸	۲۰/۸	۶۹	Sandstone	Sandstone	۲۶۴۳-۲۷۰۰	۶
غ م ش	۰/۰۹۳	۲۱/۲۶	۹۸			۲۷۰۰-۲۷۵۰	۷
غ م ش	۰/۲۳	۲۱/۴۷	۶۲	Limestone & Sandstone	Limestone & Sandstone	۲۷۵۰-۲۷۶۰	۸
غ م ش	۰/۷۵	۲۱/۵۷	۳۵	Fault zone	Limestone	۲۷۶۰-۲۷۷۲	۹
غ م ش	۰/۲۱	۲۱/۷۰	۶۶	Sandstone	Sandstone	۲۷۷۲-۲۸۰۰	۱۰
غ م ش	۰/۱۲	۲۱/۹۶	۸۷		Sandstone & black Argillite	۲۸۰۰-۲۹۰۰	۱۱
غ م ش	۰/۱۳	۲۲/۰۹۷	۸۶		Gray & Green Tuff	۲۹۰۰-۲۹۹۶	۱۲
غ م ش	۰/۵۶	۲۱/۸۳	۴۱		Clay with Argillite & Sandstone	۲۹۹۶-۳۰۰۷	۱۳
غیر م ش	۰/۷۹	۲۲/۰۷	۳۵		Faulted Zone	Breccia Cemented	۳۰۰۷-۳۰۱۵
غیر م ش	۰/۲۷	۲۱/۴۲	۵۸	Gray	Gray & Green Tuff	۳۰۱۵-۳۲۴۹	۱۵
غیر م ش	۰/۱۵	۲۰/۲۵	۷۲	Crushed Tuff		۳۲۴۹-۳۳۵۵	۱۶
غیر م ش	۰/۴۱	۱۹/۴۷	۴۳	Andesite	Andesite	۳۳۵۵-۳۳۶۱	۱۷
غیر م ش	۰/۱۵	۱۹/۳۴	۷۰	Crushed Zone		۳۳۶۱-۳۳۸۲	۱۸
غیر م ش	۰/۱۶	۱۹/۰۳	۶۷	Andesite Basalt Gray & Green Tuff	Andesite Basalt Gray & Green Tuff	۳۳۸۲-۳۴۱۰	۱۹
م ش کم	۱/۲۰	۱۸/۶۴	۲۴	Andesite Gypsum	Andesite Gypsum	۳۴۱۰-۳۴۳۴	۲۰
غیر م ش	۰/۶۳	۱۸/۱۰	۳۲	Anyhdrite	Anyhdrite	۳۴۳۴-۳۵۰۰	۲۱
غیر م ش	۰/۲۵	۱۷/۰۱	۴۸	Andesite	Andesite	۳۵۰۰-۳۶۰۰	۲۲
غیر م ش	۰/۲۹	۱۵/۷۶	۴۱	Anyhdrite	Anhydrite	۳۶۰۰-۳۸۰۰	۲۳
غیر م ش	۰/۴۱	۱۵/۰۳	۳۳		Anhydrite Gray Tuff	۳۸۰۰-۳۹۴۴	۲۴
غیر م ش	۰/۰۵	۱۴/۴۳	۹۱	Gray & Green Tuff	Gray & Green Tuff	۳۹۴۴-۴۲۰۰	۲۵
غیر م ش	۰/۰۳	۱۳/۲۴	۱۰۳	Black Tuff	Black Tuff	۴۲۰۰-۴۳۰۰	۲۶
غ م ش	۰/۰۴	۱۳/۶۳	۹۷	Green Tuff with Black Tuff	Green Tuff with Black Tuff	۴۳۰۰-۴۵۰۰	۲۷
غیر م ش	۰/۰۴	۱۵/۷۱	۱۰۱			۴۵۰۰-۴۹۴۸	۲۸
غیر م ش	۰/۰۵	۱۴/۰۲	۸۱	Anhydrite with Tuff Interbeddings	Anhydrite with Tuff Interbeddings	۴۹۴۸-۵۲۰۰	۲۹
غیر م ش	۰/۰۷	۱۱/۹۴	۶۲			۵۲۰۰-۵۳۳۹	۳۰
م ش شدید	۳/۶۲	۱۰/۷۷	۸	Fualted Zone	Breccia Cemented Anhydrite	۵۳۳۹-۵۳۶۱	۳۱
غ م ش	۰/۰۲	۹/۹۰۴۶	۸۷	Tuff	Tuff	۵۳۶۱-۵۷۴۶	۳۲
غ م ش	۰/۰۰۱	۸/۴۲	۱۰۰			۵۷۴۶-۶۰۰۰	۳۳
غ م ش	۰/۰۳	۷/۸۲	۸۹			۶۰۰۰-۶۳۸۷	۳۴

جدول ۳-۱۲: راهنمای جدول ۳-۱۱ روش هوک و مارینوس

$\varepsilon \leq 1$	NS	مشکلات نگهداری کم
$1 \leq \varepsilon \leq 2/5$	MS	مچاله‌شوندگی اندک
$2/5 \leq \varepsilon \leq 5$	SS	مچاله‌شوندگی شدید
$5 \leq \varepsilon \leq 10$	VSS	مچاله‌شوندگی خیلی شدید
$10 \leq \varepsilon$	ES	مچاله‌شوندگی فوق‌العاده زیاد

همان طور که در فصل دوم بخش روش هوک و مارینوس اشاره شد، این روش نیازمند انجام آزمایش‌های پیشرفته بوده و پارامترهای زیادی برای ارزیابی این پدیده مورد نیاز است. بنابراین کاربرد گسترده‌ای نداشته و به همین دلیل نتایج این روش بدون انجام آزمایش‌های مربوطه تطابق مطمئنی با دیگر روش‌های مورد استفاده ندارد.

۳-۵-۵- روش تئوری-تحلیلی

طبق آنچه قبلاً گفته شد، این روش‌ها به دو روش عمده بارلا و روش ISRM تقسیم می‌شود که بر اساس روش‌های تحلیلی فرم بسته به دست آمده‌اند. با استفاده از پارامترهای معرفی شده در جدول ۳-۱۳ و معیارها و راهنمایی روابط موجود در جدول ۳-۱۴ به تحلیل و ارزیابی مچاله‌شوندگی به کمک این روش‌ها برای مسیر تونل البرز پرداخته شده است.

جدول ۳-۱۳: ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی با استفاده از روش‌های بارلا و ISRM

شماره ناحیه	ناحیه از کیلومتر - تا	σ_{cm} (MPa)	P_o (MPa)	σ_θ (MPa)	بارلا σ_{cm}/P_o	توصیف	ISRM $\sigma_\theta/\sigma_{cm}$	توصیف
۱	۲۵۰۰-۲۵۱۳	۱۰۷	۱۸/۴۵	۳۶/۱۷۷۴	۵/۸۰	غ م ش	۰/۳۴	غ م ش
۲	۲۵۱۳-۲۵۳۶	۱۳۰	۱۸/۸۹	۳۷/۷۶۰۳۸	۶/۸۸	غ م ش	۰/۲۹	غ م ش
۳	۲۵۳۶-۲۵۶۴	۷۷	۱۹/۳	۳۸/۶۹۵۳	۳/۹۷	غ م ش	۰/۵۰	غ م ش
۴	۲۵۶۴-۲۵۸۱	۵۸	۱۹/۷۸	۳۹/۵۲۶۳۴	۲/۹۳	غ م ش	۰/۶۸	غ م ش
۵	۲۵۸۱-۲۶۴۳	۷۲	۲۰/۴۸	۴۰/۹۲۸۷۲	۳/۵۱	غ م ش	۰/۵۶	غ م ش
۶	۲۶۴۳-۲۷۰۰	۶۹	۲۰/۸	۴۱/۶۰۳۹۴	۳/۳۱	غ م ش	۰/۶۰	غ م ش
۷	۲۷۰۰-۲۷۵۰	۹۸	۲۱/۲۶	۴۲/۴۸۶۹۲	۴/۶۱	غ م ش	۰/۴۳	غ م ش
۸	۲۷۵۰-۲۷۶۰	۶۲	۲۱/۴۷	۴۲/۹۰۲۴۴	۲/۸۹۰	غ م ش	۰/۶۹	غ م ش
۹	۲۷۶۰-۲۷۷۲	۳۵	۲۱/۵۷	۴۳/۱۱۰۲	۱/۶۲	غ م ش	۱/۲۳	کم م ش
۱۰	۲۷۷۲-۲۸۰۰	۶۶	۲۱/۷۰	۴۳/۳۶۹۹	۳/۰۴۳	غ م ش	۰/۶۵	غ م ش

غ م ش	۰/۵۰	غ م ش	۳/۹۶	۴۳/۸۸۹۳	۲۱/۹۶	۸۷	۲۸۰۰-۲۹۰۰	۱۱
غ م ش	۰/۵۱	غ م ش	۳/۸۹	۴۴/۴۹	۲۲/۰۹۷	۸۶	۲۹۰۰-۲۹۹۶	۱۲
کم م ش	۱/۰۶	غ م ش	۱/۸۷	۴۳/۶۲۹۶	۲۱/۸۳	۴۱	۲۹۹۶-۳۰۰۷	۱۳
م ش کم	۱/۲۶	غیر م ش	۱/۵۸	۴۴/۱۴	۲۲/۰۷	۳۵	۳۰۰۷-۳۰۱۵	۱۴
غیر م ش	۰/۷۳	غیر م ش	۲/۷۰	۴۲/۸۵	۲۱/۴۲	۵۸	۳۰۱۵-۳۲۴۹	۱۵
غیر م ش	۰/۵۶	غیر م ش	۳/۵۵	۴۰/۵۱	۲۰/۲۵	۷۲	۳۲۴۹-۳۳۵۵	۱۶
غیر م ش	۰/۹۰	غیر م ش	۲/۲۰	۳۸/۹۵	۱۹/۴۷	۴۳	۳۳۵۵-۳۳۶۱	۱۷
غیر م ش	۰/۵۵	غیر م ش	۳/۶۱	۳۸/۶۹	۱۹/۳۴	۷۰	۳۳۶۱-۳۳۸۲	۱۸
غیر م ش	۰/۵۶	غیر م ش	۳/۵۱	۳۸/۰۷	۱۹/۰۳	۶۷	۳۳۸۲-۳۴۱۰	۱۹
م ش کم	۱/۵۵	غیر م ش	۱/۲۸	۳۷/۲۹	۱۸/۶۴	۲۴	۳۴۱۰-۳۴۳۴	۲۰
م ش کم	۱/۱۳	غیر م ش	۱/۷۶	۳۶/۲۰	۱۸/۱۰	۳۲	۳۴۳۴-۳۵۰۰	۲۱
غیر م ش	۰/۷۰	غیر م ش	۲/۸۲	۳۴/۰۲	۱۷/۰۱	۴۸	۳۵۰۰-۳۶۰۰	۲۲
غیر م ش	۰/۷۶	غیر م ش	۲/۶۰	۳۱/۵۲	۱۵/۷۶	۴۱	۳۶۰۰-۳۸۰۰	۲۳
غیر م ش	۰/۹۱	غیر م ش	۲/۱۹	۳۰/۰۷	۱۵/۰۳	۳۳	۳۸۰۰-۳۹۴۴	۲۴
غیر م ش	۰/۳۱	غیر م ش	۶/۳۰	۲۸/۸۷	۱۴/۴۳	۹۱	۳۹۴۴-۴۲۰۰	۲۵
غیر م ش	۰/۲۵	غیر م ش	۷/۷۷	۲۶/۴۸	۱۳/۲۴	۱۰۳	۴۲۰۰-۴۳۰۰	۲۶
غیر م ش	۰/۲۸	غیر م ش	۷/۱۱	۲۷،۲۶	۱۳/۶۳	۹۷	۴۳۰۰-۴۵۰۰	۲۷
غیر م ش	۰/۳۱	غیر م ش	۶/۴۲	۳۱/۴۲	۱۵/۷۱	۱۰۱	۴۵۰۰-۴۹۴۸	۲۸
غیر م ش	۰/۳۴	غیر م ش	۵/۷۷	۲۸/۰۴	۱۴/۰۲	۸۱	۴۹۴۸-۵۲۰۰	۲۹
غیر م ش	۰/۳۸	غیر م ش	۵/۱۸	۲۳/۸۹	۱۱/۹۴	۶۲	۵۲۰۰-۵۳۳۹	۳۰
م ش متوسط	۲/۶۹	م ش کم	۰/۷۴	۲۱/۵۵	۱۰/۷۷	۸	۵۳۳۹-۵۳۶۱	۳۱
غ م ش	۰/۲۲	غ م ش	۸/۷۹	۱۹/۷۸۹۱۴	۱۵/۷۱	۱۰۱	۵۳۶۱-۵۷۴۶	۳۲
غ م ش	۰/۱۶	غ م ش	۱۱/۸۸	۱۶/۸۲۸۵۶	۱۴/۰۲	۸۱	۵۷۴۶-۶۰۰۰	۳۳
غیر م ش	۰/۳۸	غیر م ش	۵/۱۷	۲۳/۸۴	۱۱/۹۴	۶۲	۶۰۰۰-۶۳۸۷	۳۴

جدول ۳-۱۴: راهنمای جدول ۳-۱۳ روش ISRM و بارلا

روش بارلا		روش ISRM	
$\sigma_{cm}/P_o > ۱$	بدون مچاله‌شوندگی	$\sigma_{\theta}/\sigma_{cm} < ۱$	بدون مچاله‌شوندگی
$۰/۴ \leq \sigma_{cm}/P_o \leq ۱$	مچاله‌شوندگی کم	$۱ \leq \sigma_{\theta}/\sigma_{cm} \leq ۲$	مچاله‌شوندگی کم
$۰/۲ \leq \sigma_{cm}/P_o \leq ۰/۴$	مچاله‌شوندگی متوسط	$۲ \leq \sigma_{\theta}/\sigma_{cm} \leq ۴$	مچاله‌شوندگی متوسط
$\sigma_{cm}/P_o \leq ۰/۲$	مچاله‌شوندگی زیاد	$۴ \leq \sigma_{\theta}/\sigma_{cm}$	مچاله‌شوندگی زیاد

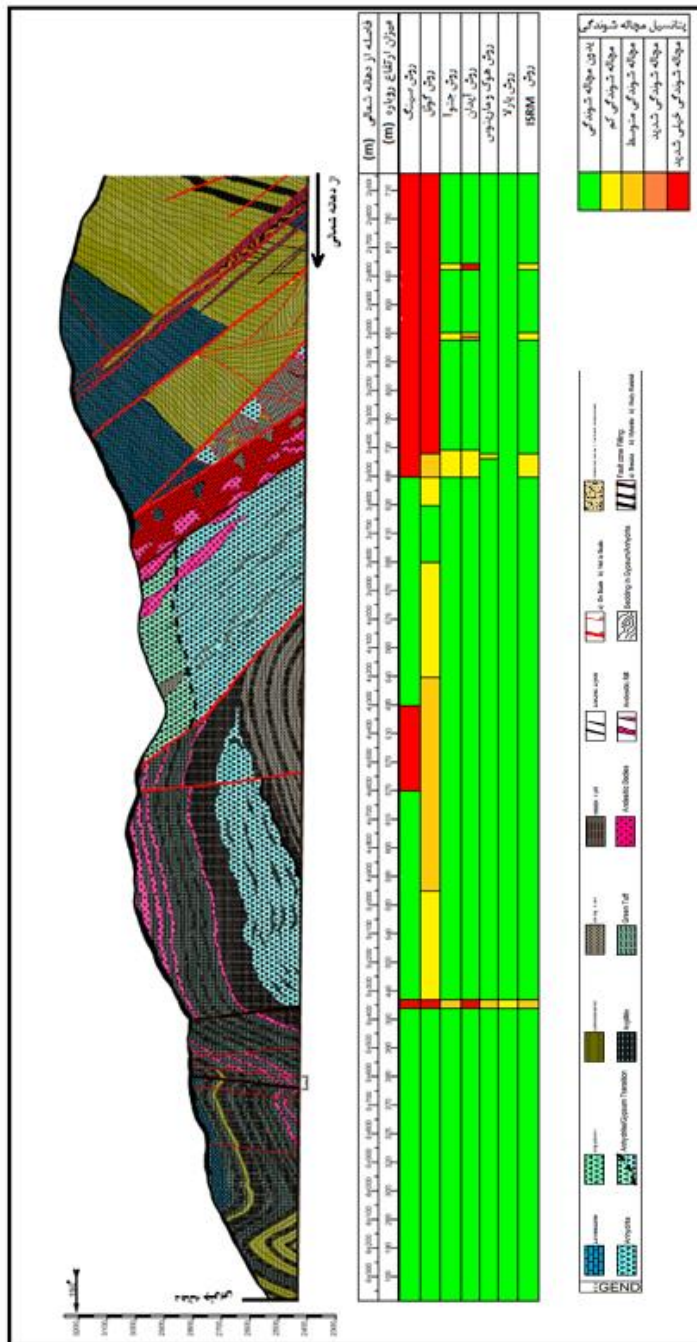
۳-۶- مقایسه روش‌ها و نتیجه‌گیری

بر اساس تحلیل‌های انجام شده در روش‌های مختلف ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی و مقایسه نتایج آن‌ها، که خلاصه آن در جدول ۳-۱۵ آمده است، می‌توان نتیجه‌گیری کرد که روش‌های نیمه‌تجربی و تحلیلی-تئوریکی نتایج معقول‌تری نسبت به روش‌های تجربی همچون سنگ و گوئل که تنها فاکتورهای کیفیت سنگ و روباره را در نظر می‌گیرند، ارائه می‌دهند. روش‌های تجربی تنها قادر به تشخیص پتانسیل مچاله‌شوندگی بوده درحالی‌که درجه آن‌را نمی‌توانند تعیین کنند. در میان این روش‌ها روش هوک و مارینوس کم‌ترین انطباق را با بقیه روش‌ها داشته و اگرچه پارامتر کرنش تونل در روش هوک و مارینوس می‌تواند رفتار بهتری را نشان دهد، ولی با توجه به این‌که میزان همگرایی تونل قبل از حفاری آن نمی‌تواند به‌درستی و به‌طور دقیق تعیین شود و اعدادی که برای کرنش تونل توسط رابطه هوک و مارینوس به‌دست می‌آید چندان دقیق نیست و کم‌تر از واقعیت است. لذا استفاده از این روش‌ها تنها در صورتی پیشنهاد می‌گردد که پارامترهای لازم برای تحلیل عددی استخراج و یا آزمون‌های برجا توانسته باشند میزان همگرایی تغییرشکل‌های حفره ایجاد شده در توده‌سنگ را مشخص کرده باشند.

جدول ۳-۱۵: مقایسه کلی و ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی توسط روش‌های مختلف

شماره ناحیه	ناحیه از کیلومتر-تا	روش‌های ارزیابی						
		تحلیلی تئوریکی		نیمه‌تجربی		تجربی		
		ISRM	بارلا	هوک و مارینوس	آیدان و همکاران	جتوا و همکاران	گوئل و همکاران	سینگ
۱	۲۵۰۰-۲۵۱۳	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	م ش زیاد	م ش
۲	۲۵۱۳-۲۵۳۶	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	م ش زیاد	م ش
۳	۲۵۳۶-۲۵۶۴	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	م ش زیاد	م ش
۴	۲۵۶۴-۲۵۸۱	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	م ش زیاد	م ش
۵	۲۵۸۱-۲۶۴۳	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	م ش زیاد	م ش
۶	۲۶۴۳-۲۷۰۰	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	م ش زیاد	م ش
۷	۲۷۰۰-۲۷۵۰	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	م ش زیاد	م ش
۸	۲۷۵۰-۲۷۶۰	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	م ش زیاد	م ش
۹	۲۷۶۰-۲۷۷۲	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	م ش خیلی زیاد	م ش کم	م ش زیاد	م ش
۱۰	۲۷۷۲-۲۸۰۰	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	م ش زیاد	م ش

م ش	م ش زیاد	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۲۸۰۰-۲۹۰۰	۱۱
م ش	م ش زیاد	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۲۹۰۰-۲۹۹۶	۱۲
م ش	م ش زیاد	غیر م ش	م ش متوسط	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۲۹۹۶-۳۰۰۷	۱۳
م ش	م ش زیاد	م ش بسیار زیاد	م ش زیاد	غیر م ش	غیر م ش	م ش کم	۳۰۰۷-۳۰۱۵	۱۴
م ش	م ش زیاد	م ش بسیار زیاد	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۳۰۱۵-۳۲۴۹	۱۵
م ش	م ش زیاد	م ش بسیار زیاد	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۳۲۴۹-۳۳۵۵	۱۶
م ش	م ش زیاد	م ش بسیار زیاد	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۳۳۵۵-۳۳۶۱	۱۷
م ش	م ش زیاد	م ش بسیار زیاد	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۳۳۶۱-۳۳۸۲	۱۸
م ش	م ش زیاد	م ش بسیار زیاد	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۳۳۸۲-۳۴۱۰	۱۹
م ش	م ش زیاد	م ش بسیار زیاد	م ش متوسط	م ش کم	غیر م ش	م ش کم	۳۴۱۰-۳۴۳۴	۲۰
م ش	م ش متوسط	م ش متوسط	م ش متوسط	غیر م ش	غیر م ش	م ش کم	۳۴۳۴-۳۵۰۰	۲۱
غیر م ش	م ش کم	م ش کم	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۳۵۰۰-۳۶۰۰	۲۲
غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۳۶۰۰-۳۸۰۰	۲۳
غیر م ش	م ش کم	م ش کم	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۳۸۰۰-۳۹۴۴	۲۴
م ش	م ش کم	م ش کم	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۳۹۴۴-۴۲۰۰	۲۵
غیر م ش	م ش متوسط	م ش متوسط	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۴۲۰۰-۴۳۰۰	۲۶
م ش	م ش متوسط	م ش متوسط	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۴۳۰۰-۴۵۰۰	۲۷
غیر م ش	م ش متوسط	م ش متوسط	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۴۵۰۰-۴۹۴۸	۲۸
م ش	م ش کم	م ش کم	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۴۹۴۸-۵۲۰۰	۲۹
م ش	م ش کم	م ش کم	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۵۲۰۰-۵۳۳۹	۳۰
م ش	م ش زیاد	م ش بسیار زیاد	م ش خیلی زیاد	م ش شدید	م ش کم	م ش متوسط	۵۳۳۹-۵۳۶۱	۳۱
غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۵۳۶۱-۵۷۴۶	۳۲
غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۵۷۴۶-۶۰۰۰	۳۳
غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	غیر م ش	۶۰۰۰-۶۳۸۷	۳۴



شکل ۳-۶: پروفیل طولی از تونل البرز با تعیین مسیرهای مچاله‌شونده با توجه به روش‌های تجربی، نیمه‌تجربی و تحلیلی-تئوریک

همان‌طور که از جدول ۳-۱۵ مشاهده می‌شود، ارزیابی و مقایسه کلی بین نتایج روش‌ها برای توده‌سنگ‌های واقع در مترهای تفکیکی ۱۴ تا ۳۱ انجام گرفته است. بیش‌تر روش‌ها ۲۲، ۲۳ و ۲۴ را فاقد پتانسیل مچاله‌شوندگی ارزیابی کرده‌اند. و نواحی تفکیکی ۱۴، ۲۰ و ۳۱ (به علت زون شکسته و

توده سنگ ضعیف بودن این مترژهای تفکیکی) دارای پتانسیل مچاله شونده است و همچنین دو سازند ۲۰ و ۲۱ به علت دارا بودن روباره زیاد دارای پتانسیل مچاله شونده تشخیص داده شده‌اند.

در نواحی ۱۵، ۱۶، ۱۷، ۱۸ و ۱۹ مشاهده می‌شود که نتایج روش‌های سینگ، گوئل و جتوا با روش‌های آیدان، هوک، بارلا و ISRM تفاوت زیادی دارند. سه روش سینگ، گوئل و جتوا بر اساس کیفیت توده‌سنگ‌ها قضاوت می‌کنند که بنابراین با اختلاف کمی نتایج تقریباً مشابهی ارائه می‌دهند. اما روش‌های هوک، بارلا و ISRM بر مبنای مقدار تنش روباره و مقاومت فشاری تک محوره توده‌سنگ‌ها قضاوت می‌کنند و به همین علت نتایج مشابه به هم را نتیجه می‌دهند. در نواحی ۱۵ تا ۱۹ کیفیت توده‌سنگ‌ها ضعیف می‌باشد و بنابراین مقادیر Q به دست آمده برای این مسیرها کم است اما مقادیر مقاومت فشاری تک‌محوره در این نواحی بین ۵۰ تا ۷۰ مگاپاسکال به دست آمده است که در مقایسه با تنش حاصل از روباره مقاومت بالای محسوب می‌شود و بنابراین روش‌های هوک و مارینوس، بارلا و ISRM که بر مبنای مقاومت فشاری توده‌سنگ‌ها قضاوت می‌کنند این نواحی را غیر مچاله‌شونده ارزیابی کرده‌اند. اما روش‌هایی که بر مبنای کیفیت توده‌سنگ استوارند این نواحی را مچاله‌شونده معرفی می‌کنند. محاسبه شاخص کیفیت توده‌سنگ (Q) از دارای عدم قطعیت بالایی است و قضاوت برای به دست آوردن مقدار آن به پارامترهایی مانند زبری درزه‌ها، درجه هوازدگی درزه، جریان آب و ... وابسته است که به خودی خود، محاسبه این پارامترها دارای عدم قطعیت بالایی است و خطای زیادی دارند. بنابراین این روش‌های وابسته به کیفیت توده‌سنگ‌ها نیازمند دقت بسیار بالا در محاسبه شاخص Q است که معمولاً محقق شدن آن دشوار است. با توجه به این توضیحات روش‌های سینگ و گوئل نتایج غیر واقعی‌تری ارائه می‌دهند که علت تفاوت نتایج روش‌های مذکور در نواحی ۱۵ تا ۱۹ همین امر است.

لازم به ذکر است که طبق گزارش‌های موجود از تونل دسترسی که به وسیله دستگاه^۱ TBM حفاری گردیده است، این دستگاه به مدت ۱۲ روز در این مترژ تفکیکی شماره ۱۴ گیر کرده است. که مطابق با پیش‌بینی‌های انجام گرفته این سازند به شدت مچاله‌شونده است.

در نتیجه سازنده‌های ۱۴، ۲۰، ۲۱ و ۳۱ از لحاظ مچاله‌شوندگی مورد تأیید همه روش‌ها می‌باشند. بنابراین لازم است تا این سازنده‌ها را با روش عددی مدل‌سازی کرده و به تجزیه و تحلیل نتایج آن‌ها پردازیم. اما در انجام مدل‌سازی این مقاطع یا سازنده‌ها با محدودیت‌هایی مواجه هستیم. دو سازند ۱۴ و ۲۰ هنوز حفاری نشده‌اند و امکان نمونه‌برداری برای انجام آزمون‌های آزمایشگاهی روی آن‌ها وجود ندارد ضمن اینکه هیچ مقطع مچاله‌شونده مشابهی هم در قسمت حفر شده و ابزارگذاری تونل برای ارزیابی و دسترسی به پارامترهای ورودی در مدل‌سازی عددی ما، وجود ندارد. در مترژ تفکیکی شماره ۳۱ نیز طبق نظر شرکت مشاور ایتالیایی پروژه تونل البرز، به دلیل مچاله‌شونده بودن این مترژ، اعمال تقویت نگهداری این سازند انجام شده و پوشش بتنی نهایی در این مقطع اجرا شده است. در نهایت این که تنها سازند موجود و در دسترس ناحیه تفکیکی شماره ۲۱ هست که در ماه‌های اخیر حفاری شده است.

^۱ Tunnel Boring Machine

فصل چهارم

آزمون آزمایشگاهی خزش

۴-۱- مقدمه

در این فصل از پایان نامه با توجه به ماهیت مچاله‌شوندگی که وابسته به خزش است، خزش در سنگ مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. پس از شناسایی مسیرهای مچاله‌شونده در تونل البرز، با توجه به روش‌های مذکور در فصل سوم، برای مدل‌سازی عددی مقطع مچاله‌شونده در تونل نیاز است تا از مقطع مچاله‌شونده نمونه سنگ تهیه شود. پس از مراجعه به محل تونل البرز و تهیه نمونه‌سنگ از مقطع مچاله‌شونده، آزمایش خزش روی نمونه سنگ در آزمایشگاه مکانیک سنگ دانشگاه صنعتی امیرکبیر انجام گرفته است. با انجام این آزمایش، پارامترهای ورودی برای مدل رفتاری وابسته به زمان برگر-خزشی (که در فصل دوم شرح آن رفته است) به دست می‌آیند.

یکی از ویژگی‌های مهم سنگ‌های با مقاومت متوسط تا ضعیف، مانند سنگ‌های تبخیری (گچ، انیدریت، هالیت) و زغال‌سنگ تغییر شکل تابع زمان آن‌ها است، که به آن خزش می‌گویند. خزش به عنوان تغییر شکل بدون شکست و بازگشت‌ناپذیر در طی زمان شناخته می‌شود. البته سنگ‌های سخت نیز در زمان‌های نسبتاً طولانی از خود رفتار خزش نشان می‌دهند. بنابراین یکی از نیازهای اساسی در طراحی مهندسی سازه‌های سنگی، مدل کردن صحیح کرنش برحسب زمان است. موارد مختلفی از نشست سازه‌های سنگین، جابجایی پوشش بتنی در مخازن گاز و تونل‌های تحت فشار، ریزش سقف در تونل‌ها و مغارهای بزرگ سنگی، شکستن سیستم نگهداری در معادن و تونل‌ها و ... گزارش شده‌اند که دلیل اصلی آن‌ها رفتار خزشی سنگ‌ها بوده است. این تجربیات و نیز موفقیت‌آمیز بودن طراحی‌هایی که تأثیر زمان در محاسبات آن‌ها وارد شده است، نشان می‌دهد که زمان، عامل بسیار مهمی در پایداری سازه‌های سنگی بوده و به خصوص باید در مورد سازه‌های دائمی یا با عمر زیاد،

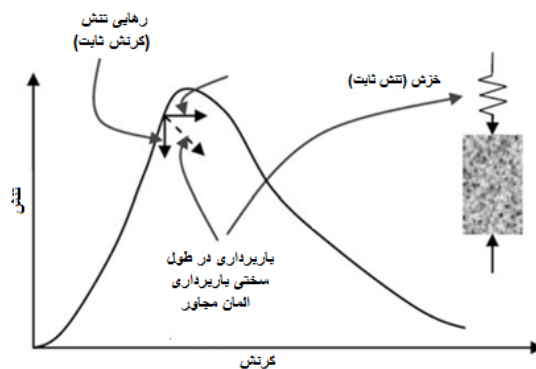
به عنوان یکی از مشخصه‌های اصلی طراحی مدنظر قرار گیرد. مسلم است که سنگ‌های مختلف تغییر شکل‌های متفاوتی از خود نشان می‌دهند. به این منظور آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی باید در بلندمدت و کوتاه‌مدت انجام شود و مشخصه‌های مختص هر سنگ به دست آید. بنابراین ارزیابی رفتار بلندمدت سنگ‌های تونل البرز که دارای روباره‌ای به مقدار ۸۵۰ متر و لیتولوژی با سنگ‌های مختلف الزامی به نظر می‌رسد.

۲-۴- تعریف خزش

تغییر شکل بازگشت‌ناپذیر در طول زمان بدون ایجاد شکستگی در سنگ و عمدتاً در سنگ‌های نرم مانند نمک و زغال‌سنگ و یا دیگر سنگ‌ها اتلاق می‌شود (Aydan, et al. ۱۹۹۳). یا به عبارتی دیگر؛ پدیده خزش عبارت است از تغییر شکل ماده، تحت بار ثابت در طول زمان (Hoek E, Marinos P, ۲۰۰۰).

۳-۴- آزمایش خزش

خزش یکی از ظواهر رفتار وابسته به زمان در سنگ‌هاست. در شکل ۱-۴ با توجه به نمودار تنش- کرنش سه مورد از رفتارهای وابسته به زمان در سنگ نشان داده شده است. خزش، یعنی افزایش کرنش هنگامی که تنش ثابت نگه داشته شده است؛ رهایی تنش، یعنی کاهش تنش هنگامی که کرنش ثابت نگه داشته شده است.



شکل ۱-۴: مسیرهای تنش-کرنش در طی آزمایش برای ویژگی‌های وابسته به زمان سنگ‌ها (Bieniawski Z. T, ۱۹۸۹).

آزمایش‌های خزش در سنگ‌های نرم از جمله توف، شیل، لیگنیت (زغال قهوه‌ای) و ماسه‌سنگ، سنگ‌های با سختی متوسط مانند گلسنگ، و سنگ نمک، و سنگ‌های سخت مانند گرانیت و آندزیت توسط محققین مختلفی انجام شده است. این آزمایش‌ها اغلب تحت شرایط بارگذاری فشاری انجام شده‌اند.

با استفاده از آزمون‌های خزش مدول تغییر شکل وابسته به زمان سنگ را به دست می‌آورند. سنگ‌ها کم‌تر از یک مقدار بارگذاری آستانه رفتار خزشی از خود نشان نمی‌دهند. رفتار خزشی عموماً به گام‌های اولیه، ثانویه و ثالثیه یا شتابی تقسیم‌بندی می‌شوند. خصوصیات خزشی سنگ‌ها برای دستیابی پایداری بلندمدت در سازه‌های مهندسی سنگ اهمیت دارند.

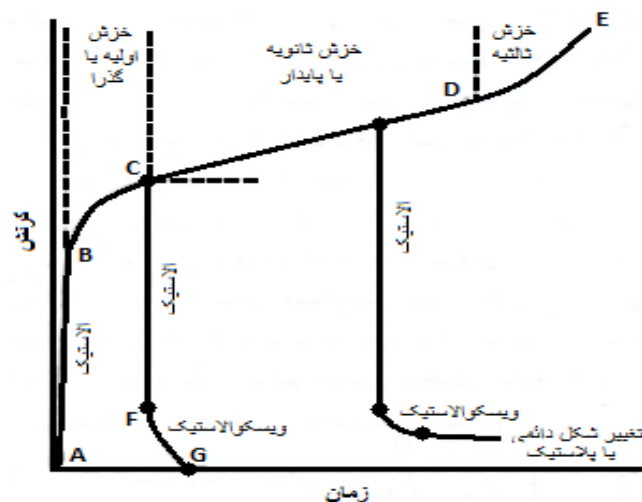
آزمایش‌های خزشی به سه دسته فشاری تک‌محوره، فشاری سه محوره و کششی دسته‌بندی و دستگاه‌های آزمایش خزش به دو دسته نوع سگدست‌دار (Cantilever) و نوع کنترل-جابجایی/ بارگذاری تقسیم می‌شوند [۲۸].

۴-۳-۱- شرایط محیطی آزمایش

تغییرات دما روی نتایج حاصل از آزمایش خزش تأثیرگذار بوده و مقدار استاندارد برای آزمایش 1 ± 25 درجه سانتیگراد است. رطوبت و درجه اشباع نیز تأثیرگذارند که بایستی طبق استاندارد در طول آزمایش ثابت نگه داشته شوند. شروع اتساع و ارتجاع در نمونه عموماً متناظر با ۴۰ تا ۶۰ درصد تنش، و انتشار ترک و ناپایداری ترک مربوط به زمانی است که سطح تنش اعمالی ۷۰ تا ۸۰ درصد مقاومت برای حالت تنش داده شده است. بنابراین، رفتار در زیر مقدار آستانه بایستی متناظر با رفتار ویسکوالاستیک باشد. مقدار خزش آستانه بایستی متناظر با پاسخ ویسکوالاستوپلاستیک باشد، و نباید امکان مشاهده خصوصیات ویسکوالاستیکی به صورت مستقیم از واکنش‌های اندازه‌گیری شده وجود داشته باشد (Ulusay R, ۲۰۱۵).

۲-۳-۴- رفتار سنگ در آزمایش خزش

برای بررسی این پدیده در سنگ‌ها، نمونه سنگی تحت بار ثابت قرار گرفته و تغییر شکل مشاهده شده در طول زمان اندازه‌گیری می‌شود. بار ثابت وارد بر نمونه، به صورت نسبی از مقاومت نهایی آن نمونه انتخاب می‌شود. منحنی ایده‌آل رفتار سنگ‌ها در اثر پدیده خزش در شکل ۲-۴ نشان داده شده است (Vutukuri V. S, Lama R. D, ۱۹۷۸).



شکل ۲-۴: منحنی نمادین خزش نمونه سنگی (Vutukuri V. S, Lama R. D, ۱۹۷۸).

همان‌طور که دیده می‌شود، این منحنی از چهار بخش تشکیل شده است:

- کرنش آنی الاستیک (AB)
- کرنش اولیه و یا گذرا (BC)
- کرنش ثانویه یا پایدار خزش (CD)
- کرنش ثالثیه و یا خزش شتاب‌دار (DE)

کرنش آنی الاستیک (AB) بلافاصله بعد از اعمال بار اتفاق افتاده و به دنبال آن خزش اولیه یا گذرا (BC) با نرخ کاهشی نسبت به زمان را خواهیم داشت. خزش اولیه یا گذرا را تغییر شکل الاستیک تأخیری نیز می‌نامند. چنانچه تنش قبل از نقطه C برداشته شود، به دنبال آن یک بازگشت آنی (CF)

و بازگشت تأخیری الاستیک (FG) روی خواهد داد. با ادامه بارگذاری و گذر از نقطه C، خزش ثانویه و یا خزش پایدار شروع می شود، که در آن نرخ کرنش ثابت است. اگر تنش از نمونه در هر نقطه‌ای بین بازه‌ی CD برداشته شود، تغییر شکل دائمی در سنگ باقی خواهد ماند. اگر تنش تا نقطه D برداشته نشود، نرخ کرنش افزایش می‌یابد و نمونه در نهایت می‌شکند. این قسمت از منحنی (DE) خزش ثالثیه نامیده می‌شود. این مرحله به قدری کوتاه است که نمی‌توان از گسیختگی نمونه جلوگیری کرد. بسیاری از مطالعات انجام شده در مورد خزش روی دو مرحله اولیه و ثانویه صورت گرفته است. مرحله خزش ثالثیه از نظر طراحی اهمیت چندانی ندارد، زیرا زمانی رخ می‌دهد که سنگ به لحاظ ویژگی‌های مکانیکی از دامنه کارهای مفید مهندسی خارج شده است. عمدتاً مطالعات انجام گرفته در مورد خزش ثالثیه، بر روی صفحات گسل بوده است. قابل ذکر است که فقط در سطوح بالای تنش می‌توان هر سه مرحله خزش را مشاهده نمود (Vutukuri V. S, Lama R. D, ۱۹۷۸).

به‌طور کلی منحنی خزش را می‌توان با رابطه زیر نمایش داد:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon(t) + At + \varepsilon_T(t) \quad ۱-۴$$

که در آن:

ε : کرنش کل

ε_e : کرنش الاستیک

$\varepsilon(t)$: تابع خزش گذرا

At : تابع خطی از زمان که حالت پایدار را بیان می‌کند، ثابت A به شرایط بستگی دارد.

$\varepsilon_T(t)$: تابع خزش ثالثیه

۴-۴- روش‌های مدل کردن رفتار خزشی سنگ

روش‌های مختلفی برای مدل کردن رفتار خزش سنگ‌ها ارائه شده است که به دو دسته عمده الف)

روش‌های تجربی، ب) روش‌های رئولوژیکی، دسته‌بندی می‌شوند. در ادامه به توضیح این دو روش پرداخته شده است.

۴-۴-۱- روش‌های تجربی

روش‌های تجربی در حالت کلی از مشاهده رابطه‌ی بین تنش- کرنش- زمان در آزمایش خزش به دست می‌آید، و پارامترها با استفاده از برازش نمودار بر روی داده‌های آزمایشگاهی و یا صحرایی محاسبه می‌شوند. این مدل‌ها، اغلب برای همان نوع سنگ کاربرد دارد و برای سنگ‌های دیگر و یا شرایط متفاوت آزمایش ممکن است نتایج مطلوبی نداشته باشد.

در حالت کلی روابطی که برای خزش اولیه به کار می‌رود اغلب به دو دسته نمایی و توانی تقسیم می‌شوند:

۱- رابطه نمایی:

$$d\varepsilon/dt = A_1 \exp(-A_2 t) \quad ۲-۴$$

۲- رابطه توانی:

$$d\varepsilon/dt = B_1 t^{B_2} \quad ۳-۴$$

که در آن ε کرنش، t زمان و A_1, A_2, B_1, B_2 ثابت‌های رابطه هستند. A_2 و B_2 نرخ کاهشی، نرخ کرنش $(d\varepsilon/dt)$ را در $t = 0$ تعیین می‌کنند. مقدار نرخ کرنش با گذشت زمان با توجه به مقادیر A_2 و B_2 کاهش می‌یابد. بنابراین A_2 و B_2 در هر دو رابطه پارامترهای سخت‌شوندگی کرنش هستند (Vutukuri V. S, Lama R. D, ۱۹۷۸).

۴-۴-۲- روش‌های رئولوژیکی

برای تشریح پدیده خزش در سنگ و سایر مواد، از مدل‌های رئولوژیکی استفاده می‌شود که شامل اجزای مکانیکی (فنر، میراکننده (یا پیستون)، لغزنده) است که به صورت سری یا موازی و یا ترکیبی به هم وصل می‌شوند. سه جزء اصلی تشکیل دهنده این مدل‌ها عبارت‌اند از:

۱- فنر کاملاً الاستیک که بیانگر تغییر شکل الاستیک است.

۲- میراکننده (یا پیستون) که بیانگر تغییر شکل ویسکوز است (مواد نیوتنی).

۳- لغزنده با نیروی اصطکاکی برابر با حد تسلیم که از حرکت لغزنده تحت نیروهای کمتر از حد تسلیم جلوگیری می‌کند و بیانگر رفتار پلاستیک سنگ است.

تاکنون مدل‌های رئولوژیکی زیادی برای توصیف رفتار خزشی سنگ و توده سنگ توسعه یافته‌اند. این مدل‌ها به مدل‌های ویسکوالاستیک، ویسکوالاستیک-پلاستیک، الاستیک-ویسکو-پلاستیک، الاستیک-ویسکو-پلاستیک-تخریب تقسیم می‌شوند.

۴-۵-انواع آزمایش خزش

آزمایش‌های خزش با توجه به جهت و امتداد بارگذاری به دو دسته تک‌محوری (فشاری و کششی) و سه‌محوری تقسیم‌بندی می‌شوند.

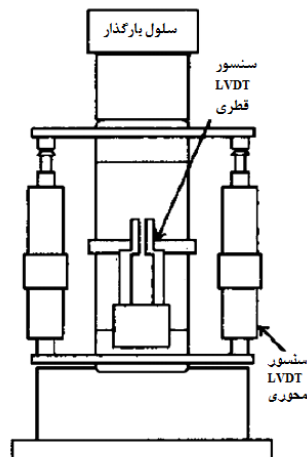
- آزمایش خزش فشاری تک‌محوره
- آزمایش خزش فشاری سه‌محوره
- آزمایش خزش برزیلی
- آزمایش پایش کرنش غیرقابل بازگشت

با توجه به روش مورد استفاده برای محاسبه و تخمین پارامترهای مدل ویسکوپلاستیک برگر-خزشی (CVISC) در این تحقیق، نیاز است تا از آزمایش خزش تک‌محوره فشاری استفاده شود (Goodman R. E, ۱۹۸۹).

۴-۵-۱-آزمایش خزش فشاری تک‌محوره

در این روش ابتدا نمونه سنگ به اندازه استاندارد (نسبت طول به قطر، ۲ به ۱) تهیه می‌شود و تحت باری به اندازه ۶۴٪ مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ قرار می‌گیرد. مقدار جابجایی بایستی به صورت پیوسته یا متناوب (ثانیه‌ها، دقیقه‌ها، ساعت‌ها یا روزها) با توجه به سطح تنش اعمالی روی نمونه) یادداشت شود. مقدار بار مذکور بایستی در طی مدت ۲۰ ثانیه روی نمونه اعمال شود و پس از آن

این مقدار بار در حالت ثابت نگه داشته می‌شود. اگر نمونه در حالت اشباع تحت آزمایش قرار گیرد، بایستی نمونه در طول آزمایش درون دستگاه آزمایش مخصوص با محفظه آب قرار بگیرد (Ulusay R, ۲۰۱۴).



شکل ۴-۳: نمونه‌ای از دستگاه خزش تک‌محوره (Ulusay R, ۲۰۱۴).

در اینجا باید تاکید شود که محققین مختلف از مدل‌های رئولوژیکی مختلفی و بنابراین تعاریف مختلفی برای ضریب ویسکوزیته استفاده کرده‌اند. به نظر می‌رسد که ضریب ویسکوزیته تعیین‌شده به وسیله آزمون‌های آزمایشگاهی از مقادیر اندازه‌گیری شده برجا بسیار کوچک‌ترند. در حل مسائل مهندسی، تنها وضع و حالت مقدار ضریب ویسکوزیته اهمیت دارد (Cristescu N, ۲۰۱۲).

۴-۵-۲- آزمایش خزش فشاری سه‌محوره

در این نوع آزمایش نیز همانند آزمایش تک‌محوره بایستی نمونه در ابعاد استاندارد تهیه شود. جابجایی‌ها در جهات مختلف بایستی به صورت منظم یا متناوب یادداشت شوند. تنش محوری و محصورکننده بر روی نمونه بارگذاری می‌شود. هنگامی که تنش به مقدار مورد نظر رسید، ثابت نگه داشته می‌شود. اگر لازم به اجرای آزمایش نمونه در حالت اشباع آزمایش باشد، بایستی نمونه اشباع با یک لایه انعطاف‌پذیر یا پوشش داده شده با پلاستیک یا غشای سیلیکونی، پوشانده شود.

۴-۶- تعیین ثابت‌های ویسکوالاستیکی با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی

ثابت‌های ویسکوالاستیکی را از روش‌های آزمایشگاهی و برجا می‌توان به‌دست آورد. ساده‌ترین روش برای ارزیابی ثابت‌های ویسکوالاستیک از طریق بارگذاری فشاری تک‌محوره روی نمونه‌های استوانه‌ای سنگ در طی بازه‌های زمانی بلندمدت است. برای این کار بایستی تنش، دما و رطوبت در مدت زمان آزمایش ثابت باشند، که ممکن است ساعت‌ها، هفته‌ها یا بیش‌تر به طول انجامد. بارگذاری ممکن است توسط بارهای مرده از طریق اهرم به‌صورت مستقیم روی نمونه یا از طریق اعمال فشار روغن اعمال گردد. دستگاه‌های فشار هیدرولیکی خودکنترل و فنرهای فشاری نیز می‌توانند به کار بروند.

کرنش محوری با زمان $\varepsilon_1(t)$ در مدل برگر تحت اثر تنش محوری σ_1 است:

$$\varepsilon_1(t) = \frac{2\sigma_1}{9K} + \frac{\sigma_1}{3G_2} + \frac{\sigma_1}{3G_1} - \frac{\sigma_1}{3G_1} e^{-(G_1 t / \eta_1)} + \frac{\sigma_1}{3\eta_1} t \quad 4-4$$

که در این رابطه $K = E/[3(1 - 2\nu)]$ مدول بالک است، و فرض شده که به زمان وابسته نیست

و η_1, η_2, G_1 و G_2 ویژگی‌های سنگ هستند که در ادامه ارزیابی خواهند شد.

شکل ۴-۴ نموداری از ε_1 برحسب t مربوط به رابطه ۵-۴ است. در $t = 0$ ، رابطه ۵-۴ به رابطه ۵-۴

تبدیل می‌شود، درحالی‌که کرنش در مقادیر t بزرگ در امتداد خط با معادله ۶-۴ می‌افتد و شیب خط

این معادله برابر با $\sigma_1/3\eta_2$ است.

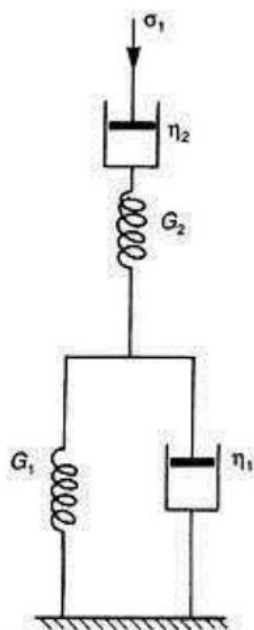
$$\varepsilon_0 = \sigma_1 \left(\frac{2}{9K} + \frac{1}{3G_2} \right) \quad 5-4$$

$$\varepsilon_B = \sigma_1 \left(\frac{2}{9K} + \frac{1}{3G_2} + \frac{1}{3G_1} \right) \quad 6-4$$

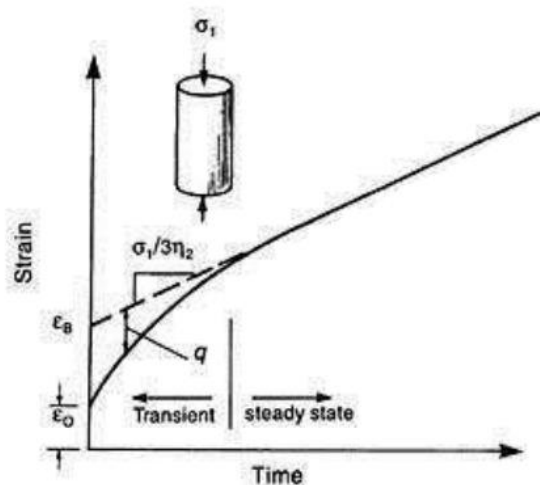
در نمودار شکل ۴-۴ (الف)، بهترین ارزیابی از رفتار خزش سنگ، با استفاده از مدل‌های کلین (فتر

و پیستون به صورت سری) و ماکسول (فتر و پیستون به صورت موازی) آمده است که به عنوان مدل

برگر شناخته شده است (Goodman R. E, ۱۹۸۹).



(ب)



(ف)

شکل ۴-۴: خزش در تنش فشاری نامحصور سنگ که به عنوان جسم برگر تحت تنش انحرافی و به عنوان جسم الاستیک تحت تنش هیدروستاتیک فشاری رفتار می کند. الف) نمودار خزش برای مدل خزشی برگر ب) مدل فنر-پیستون (برگر)، برای ارزیابی رفتار خزش تحت بارگذاری فشاری تک محوره (Goodman R. E, ۱۹۸۹).

$$\log q = \log \left(\frac{\sigma_1}{3G_1} \right) - \frac{G_1}{2.3\eta_1} t \quad ۷-۴$$

نمودار نیمه لگاریتمی $\log q$ بر حسب t ، $\sigma_1/3G_1$ را قطع می کند و شیب $-G_1/2.3\eta_1$ ، G_1 و η_1

را تعیین می کند. و G_2 می تواند از رابطه زیر تعیین شود:

$$\frac{\sigma_1}{3G_2} = \varepsilon_B - \sigma_1 \left(\frac{1}{3G_1} + \frac{2}{9K} \right) \quad ۸-۴$$

که در آن G_1 با افزایش تنش محوری کاهش می یابد. G_2 و K اغلب مستقل از تنش می باشند.

ثابت های تغییر شکل پذیری خزشی معنی فیزیکی واقعی دارند: G_2 مدول برشی الاستیک، G_1 مقدار

کاهش الاستیک و η_1 سرعت کاهش الاستیسیته η_2 جریان ویسکوزیته را توصیف می کند.

طبق نتایج حاصل از آزمایش روی نمونه سنگ، در آزمایش های با تنش فشاری کم تر از ۴۰٪

مقاومت فشاری تک محوری نمونه، وابستگی زمانی وجود ندارد، و خزش ثانویه در تنش کمتر از ۶۰٪

مقاومت نمونه اهمیتی ندارد. G_1 و پارامترهای ویسکوزیته برای تنش های اعمالی کم تر از ۴۰٪ بزرگ

هستند و با افزودن بار کوچک‌تر می‌شوند. G_T و K تقریباً به مقدار تنش وابسته نیستند (Cristescu, N. D, Hunsche U, ۱۹۹۹).

با توجه به توضیحات ارائه شده پیرامون آزمایش خزش تک محوره و روابط مربوط به محاسبه پارامترهای خزشی، نمونه سنگ انیدریت از مقطع متراژ مورد نظر تهیه شده و در آزمایشگاه مکانیک سنگ دانشگاه صنعتی امیرکبیر به انجام آزمایش‌های مربوطه پرداخته می‌شود. در ادامه آزمایش انجام آزمایش و محاسبات مربوط به آن آورده شده است.

۴-۷- آزمایش خزش نمونه سنگ انیدریت

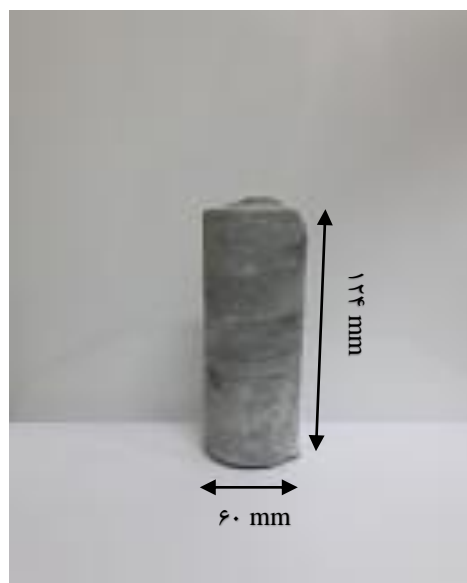
به منظور تهیه نمونه سنگ انیدریت از مقطع مچاله‌شونده انتخابی، به محل تونل البرز مراجعه شده است. پس از انتخاب چند بلوک سنگ انیدریت از دو موقعیت مختلف در حد فاصل متراژ مچاله‌شونده ۳۵۰۰-۳۴۳۴، با استفاده از دستگاه مغزه‌گیر به تهیه نمونه‌های سنگ در ابعاد استاندارد (نسبت طول به قطر؛ ۲ به ۱) به طول ۱۲۴ mm و قطر ۶۰ mm اقدام شده است. نمونه‌های سنگی مغزه‌گیری شده جهت تسطیح‌سازی و انجام آزمایش‌های خزش و تعیین مقاومت فشاری تک‌محوره، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به آزمایشگاه مکانیک سنگ دانشکده مهندسی معدن و متالورژی دانشگاه صنعتی امیرکبیر انتقال داده شد. یک نمونه از سنگ انیدریت در شکل ۴-۵(الف) و مشخصات نمونه در جدول ۴-۱ آمده است.

جدول ۴-۱: مشخصات نمونه انیدریت مورد آزمایش

نوع سنگ	مقاومت فشاری تک‌محوره (MPa)	طول نمونه (mm)	قطر نمونه (mm)	مساحت مقطع نمونه (mm ²)
انیدریت	۳۲	۱۲۴	۶۰	۲۸۲۷,۵



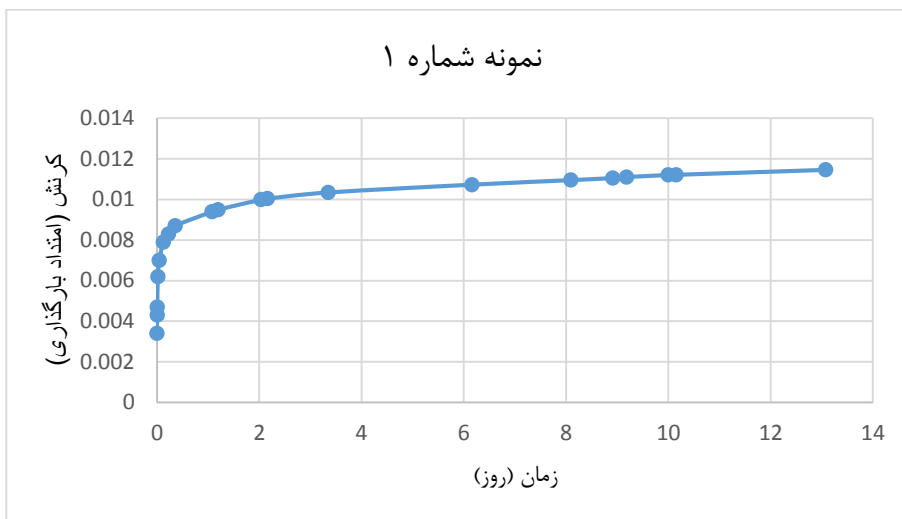
ب) دستگاه بارگذاری روی نمونه



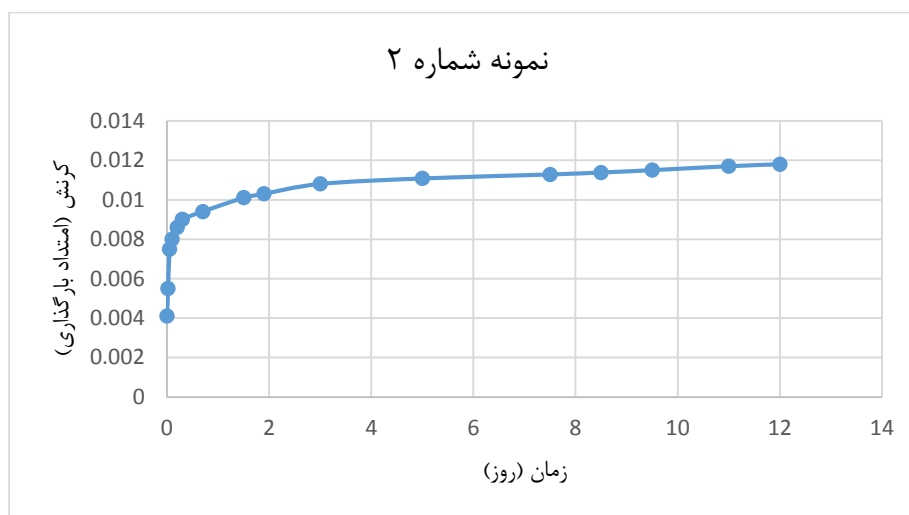
الف) نمونه آزمایش

شکل ۴-۵: نمونه سنگ انیدریت در ابعاد $60 \text{ mm} * 124 \text{ mm}$

نمونه سنگ انتخابی انیدریت تحت بارگذاری تقریباً ۶۴ درصد مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ یعنی معادل با ۲۰,۵ مگاپاسکال قرار گرفته است. مقدار بار اعمالی بایستی به حدی باشد که خزش در نمونه رخ دهد. داده‌های به‌دست‌آمده حاصل از انجام آزمایش خزش بر روی دو نمونه سنگ، به‌صورت نمودار خزش (کرنش-زمان) به ترتیب در شکل ۴-۶ و شکل ۴-۷ ارائه شده است. زمان انجام آزمایش تا رسیدن نمونه سنگ به مرحله خزش ثانویه و خطی شدن نمودار کرنش-زمان به طول انجامید، که مقدار آن برای نمونه شماره ۱ تقریباً ۱۳ روز و برای نمونه شماره ۱۲ روز بوده است. در شکل ۴-۵(ب) تصویری از نمونه سنگ انیدریت تحت بارگذاری فشاری تک‌محوره درون دستگاه آزمایش خزش تک‌محوره، آمده است.



شکل ۴-۶: نمودار کرنش-زمان نمونه شماره ۱



شکل ۴-۷: نمودار کرنش-زمان نمونه شماره ۲

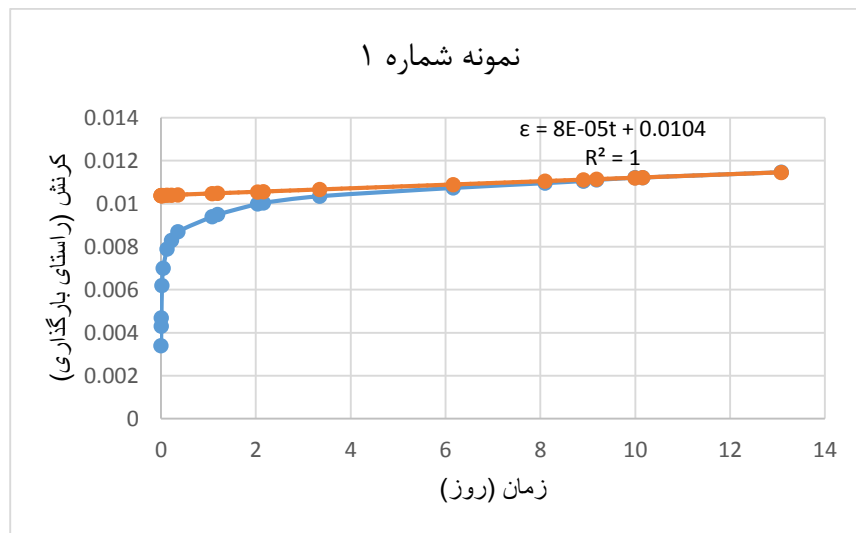
در ادامه با توجه به نمودارهای به‌دست‌آمده از این آزمایش خزش، پارامترهای ویسکوالاستیک برای نمونه‌ها محاسبه و تعیین شده است. با به‌دست آوردن پارامترهای خزش حاصل از دو نمونه، پارامترهای نمونه‌ای که دارای مقادیر بحرانی‌تر است برای مدل‌سازی انتخاب می‌شود.

۸-۴ - محاسبات و تعیین ثابت‌های مدل برگر (مربوط به نمونه شماره ۱)

در این بخش، پارامترهای خزشی مربوط به رابطه برگر با توجه به روش ارائه شده توسط گودمن^۱ محاسبه و تعیین شده است.

۸-۴-۱ - تعیین خط مماس بر منحنی خزش ثانویه برای نمونه ۱

با توجه به خطی شدن نمودار کرنش - زمان در مرحله خزش ثانویه، خطی بر قسمت خطی این نمودار، با توجه به نمودار شکل ۸-۴، مماس می‌شود.



شکل ۸-۴: نمودار خط مماس بر قسمت خطی نمودار خزش نمونه ۱

معادله خط مذکور به صورت زیر است:

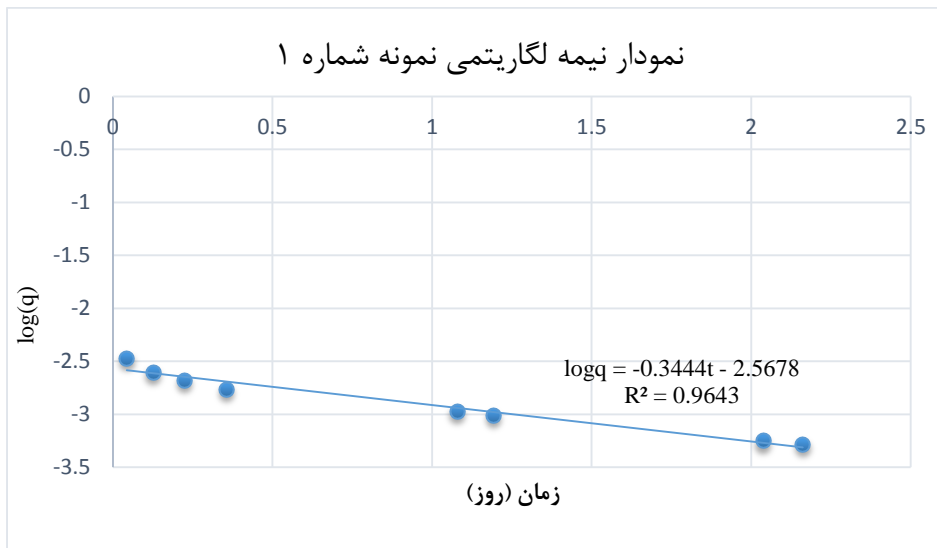
$$\varepsilon = 8 \times 10^{-5}t + 0.0104$$

۹-۴

^۱ Goodman

۴-۸-۲- محاسبه فاصله (مثبت) بین منحنی خزش و خط مماس بر نمودار

فاصله مذکور را q نامیده سپس از مقادیر q به دست آمده در زمان های اندازه گیری شده خزش، لگاریتم گرفته و این مقادیر (نقاط) بر حسب زمان رسم شده و خطی به این مقادیر (نقاط) برازش داده می شود.



شکل ۴-۹: نمودار نیمه لگاریتمی نمونه ۱

معادله خط برازش شده بر این نقاط، به صورت زیر با ضریب تعیین ۰/۹۶ است:

$$\log q = -0.3444t - 2.5678 \quad ۱۰-۴$$

از معادله خط برازش شده بر داده های $\log q$ بر حسب زمان و معادله ۴-۷ معادله ۴-۱۰ به دست

می آید:

$$\log q = -0.3444t - 2.5678 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \log\left(\frac{2.0/5}{3G_1}\right) = -2.5678 \\ \frac{2.0/5}{3G_1} = 0.3444 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} G_1 = 2.531 \text{ GPa} \\ \eta_1 = 2.761e5 \text{ GPa.s} \end{cases}$$

با توجه به عرض از مبدأ خط مماس بر منحنی خزش که از برازش بر قسمت خطی منحنی به دست

آمده و مدول بالک انیدریت، مقدار G_2 را محاسبه می شود:

$$\varepsilon = 8 \times 10^{-5}t + 0.0104 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_B = 0.0104$$

$$K = \frac{E}{3(1-\nu)} \quad \Rightarrow \quad K = 4/47 \text{ GPa}$$

و با استفاده از رابطه ۴-۸:

$$\frac{20/5}{3G_2} = 0.0104 - 20/5 \left(\frac{1}{3 \times 2531} + \frac{1}{9 \times 4470} \right) \quad \Rightarrow \quad G_2 = 1/501 \text{ GPa}$$

با مساوی قرار دادن شیب معادله خط ۴-۱ در قسمت خطی $\sigma_1/3\eta_2$ و شیب معادله برآزش شده در قسمت خطی این نمودار مقدار η_2 محاسبه می‌شود:

$$\frac{20/5}{3\eta_2} = 8 \times 10^{-5} \quad \Rightarrow \quad \eta_2 = 7/38e6 \text{ GPa.s}$$

به همین ترتیب برای نمونه شماره ۲ نیز بایستی خط مماس برآزش بر نمودار خزش را رسم شده و روند محاسبات برای این منحنی حساب شود. پارامترهای ویسکوالاستیک محاسبه شده خزش برای دو نمونه مورد آزمایش محاسبه شده و در جدول ۴-۲ آمده است.

جدول ۴-۲: پارامترهای ویسکوالاستیک خزش برای دو نمونه مورد آزمایش سنگ انیدریت

η_2 (GPa.s)	η_1 (GPa.s)	G_2 (GPa)	G_1 (GPa)	K (GPa)	σ_{ci} (MPa)	انیدریت
7/38e6	2/761e5	1/501	2/531	4/47	20/5	نمونه ۱
5/367e6	2/034e5	2/220	2/741	4/47	20/5	نمونه ۲

G_1 : مدول برشی کلین (G_K)، G_2 : مدول برشی ماکسول (G_M)، η_1 : مدول الاستیسیته کلین (η_K)، η_2 : مدول الاستیسیته ماکسول (η_M)

۴-۹- صحت سنجی رفتاری مدل سازی عددی

در این مرحله با توجه به پارامترهای ویسکوالاستیک به دست آمده از آزمایش‌ها به صحت سنجی مدل سازی در نرم افزار FLAC پرداخته می‌شود. در جدول ۴-۳ پارامترهای ورودی مدل سازی آمده است.

جدول ۳-۴: پارامترهای مورد نیاز در مدل CVISC (Itasca, ۲۰۱۱)

Property	نمایه در FLAC	نمایه	خصوصیات
Elastic Bulk Modulus	b	k	مدول الاستیک بالک
Cohesion	C	c	چسبندگی
Mass Density	de	ρ	دانسیته
Dilation Angel	di	ψ	زاویه اتساع
Angel of Internal Friction	f	ϕ	زاویه اصطکاک داخلی
Kelvin Shear Modulus	k-s	G^k	مدول برشی کلوین
Kelvin Viscosity	k-v	η^k	ویسکوزیته کلوین
Elastic Shear Modulus	sh	G^M	مدول برشی الاستیک
Tension limit	t	σ_t	حد کششی
Maxwell Viscosity	Vis	η^M	ویسکوزیته ماکسول

با توجه به پارامترهای موجود در جدول ۳-۴، بایستی پارامترهای مدول الاستیک بالک، چسبندگی، دانسیته، زاویه اتساع، زاویه اصطکاک داخلی و مقاومت کششی نمونه سنگ مورد آزمایش موجود باشد. مقادیر این پارامترها با انجام آزمایش‌های مربوطه به دست آمده است و مقادیرشان در جدول ۴-۴ آمده است.

جدول ۴-۴: پارامترهای مکمل (حاصل از انجام آزمایش‌های مربوطه) پارامترهای ویسکوالاستیکی، برای ورود به

مدل CVISC در FLAC

پارامترها	ν	E	ν	σ_{ci}	σ_t	ϕ	C	ψ
مقدار	۲/۳	۵/۹	۰/۲۸	۳۲	۳/۵	۵۱	۵	۹/۲
واحد	gr/cm^3	GPa	-	MPa	MPa	درجه	MPa	درجه

با توجه به جداول ۳، ۴ و ۵ برای نمونه ۱ و ۲، جدول زیر به طور خلاصه پارامترهای محاسبه شده

را آورده است:

جدول ۴-۵: مقادیر پارامترهای ورودی به مدل CVISC در FALC برای هر دو نمونه ۱ و ۲ سنگ انیدریت

نمونه ۲	نمونه ۱	واحد	نماینه	خصوصیات
۴/۴۷	۴/۴۷	(GPa)	k	مدول الاستیک بالک
۵	۵	(MPa)	c	چسبندگی
۲/۳	۲/۳	gr/cm^3	ρ	دانسیته
۹/۲	۹/۲	درجه	ψ	زاویه اتساع
۵۱	۵۱	درجه	ϕ	زاویه اصطکاک داخلی
۲/۷۴۱	۲/۵۳۱	(GPa)	G^k	مدول برشی کلومین
۲/۰۳۴۵۵	۲/۷۶۱۵۵	(GPa.s)	η^k	ویسکوزیته کلومین
۲/۲۲۰	۱/۵۰۱	(GPa)	G^M	مدول برشی الاستیک
۳/۵	۲/۳	(MPa)	σ_t	حد کششی
۵/۳۶۷۵۶	۷/۳۸۵۶	(GPa.s)	η^M	ویسکوزیته ماکسول

پس از برآورد و جمع‌آوری پارامترهای ورودی مدل CVISC، به جایگذاری این مقادیر در مدل اقدام می‌شود. در ادامه نتایج حاصل از اجرای مدل با نتایج حاصل از آزمایش‌ها مقایسه خواهد شد.

۴-۹-۱- اجرای مدل‌سازی

۴-۹-۱-۱- مقایسه کرنش‌های حاصل از مدل‌سازی و نتایج آزمایشگاهی

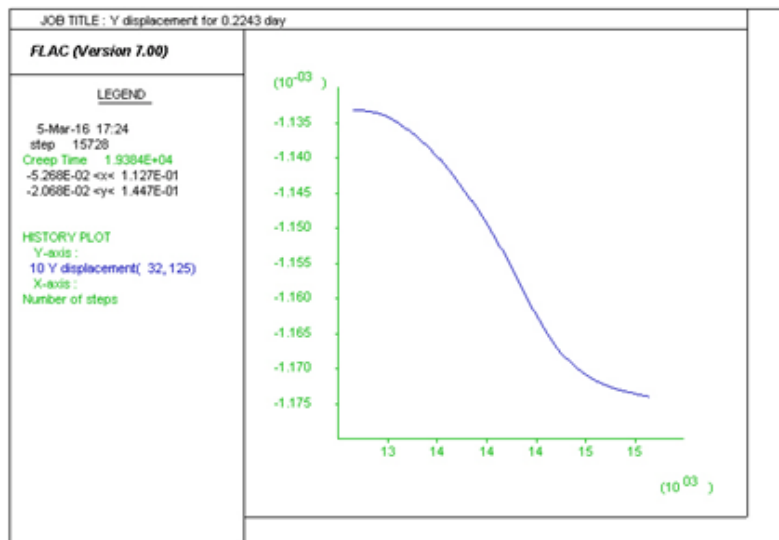
نمودارهای مربوط به جابجایی یک نقطه در بالای نمونه ۱ و ۲: به منظور مدل‌سازی نمونه سنگ انیدریت از نرم‌افزار FLAC^{3D} بهره گرفته شده است. برای ساخت نمونه به ابعاد $12.4 \times 6 \text{ cm}^2$ از مش بندی ساده با تراکم 12.4×6 استفاده شده است. خصوصیات الاستیکی و ویسکوالاستیکی نمونه را اعمال می‌شود. از آنجاکه بارگذاری روی نمونه از بالای نمونه است، مرز پایین نمونه را در جهت y بسته شده و مقدار بار ۲۰،۵ مگاپاسکال را از مرز بالایی به نمونه اعمال می‌شود. ابتدا مدل را به صورت الاستیکی اجرا کرده تا به تعادل اولیه برسد. سپس با وارد کردن زمان موردنظر، مدل را به صورت خزشی اجرا می‌گردد. لازم است برای رسیدن به گام زمانی مناسب در مدل، مقادیر گام زمانی را تغییر داده تا به مقدار گام زمانی بهینه و مطلوب دست یافته شود.

با گرفتن تاریخچه جابجایی از یک نقطه در نمونه، مقدار جابجایی این نقطه در راستای Y نمونه یادداشت شده و با توجه به رابطه ۴-۱۱ مقدار کرنش در راستای Y نمونه محاسبه و مقدار کرنش حاصل با مقدار کرنش آزمایش مقایسه می‌شود تا مقدار خطای مدل‌سازی ارزیابی شود.

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad 11-4$$

$$\text{درصد خطای نسبی} = \left(\frac{\varepsilon_{\text{مدل‌سازی}} - \varepsilon_{\text{آزمایش}}}{\varepsilon_{\text{آزمایش}}} \right) \times 100 \quad 12-4$$

به‌عنوان مثال، نمونه شماره ۱ برای مدت‌زمان ۵/۴ ساعت صحت سنجی می‌شود.



شکل ۴-۱۰: نمودار جابجایی نقطه‌ای در نمونه شماره ۱ تحت بارگذاری در راستای Y (به‌منظور محاسبه کرنش) در مدت‌زمان ۵/۴ ساعت تحت بارگذاری ۲۰.۵ Mpa

۴-۹-۱-۲- محاسبه میزان کرنش نمونه در راستای Y، و مقدار خطای نسبی مدل‌سازی

عددی نمونه

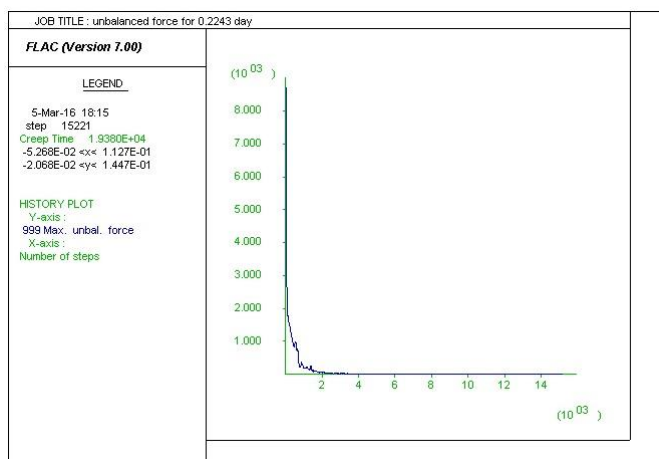
با توجه به روابط ۴-۱۱ و ۴-۱۲ و شکل ۴-۱۰:

$$\varepsilon_{\text{آزمایش}} = \frac{9/7 \times 10^{-4}}{1/24 \times 10^{-2}} = 0/0078$$

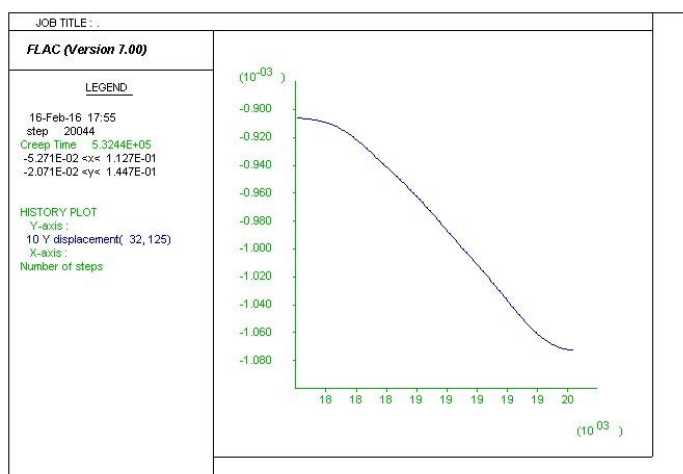
$$\text{درصد خطای نسبی} = \left(\frac{0.0083 - 0.0078}{0.0083} \right) \times 100 = 6.4\%$$

بنابراین مقدار خطای نسبی مدل سازی نمونه ۱ برای مدت زمان ۴/۵ ساعت تحت بارگذاری ۲۰/۵MPa در راستای Y نمونه، ۶/۴٪ است. به همین ترتیب مقادیر درصد خطای نسبی را برای نمونه ۱ و ۲ در مدت زمان های مختلف محاسبه و ارزیابی می شود.

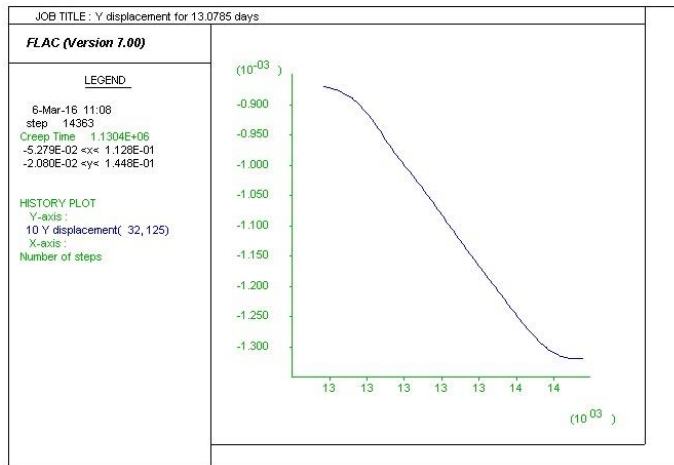
همانند محاسبات بالا، مقادیر کرنش و خطای نسبی مدل سازی را برای هر دو نمونه شماره ۱ و ۲ برای سه زمان مختلف خوانش، ارزیابی شده و نهایتاً نتایج در جدول ۴-۶ آورده می شود.



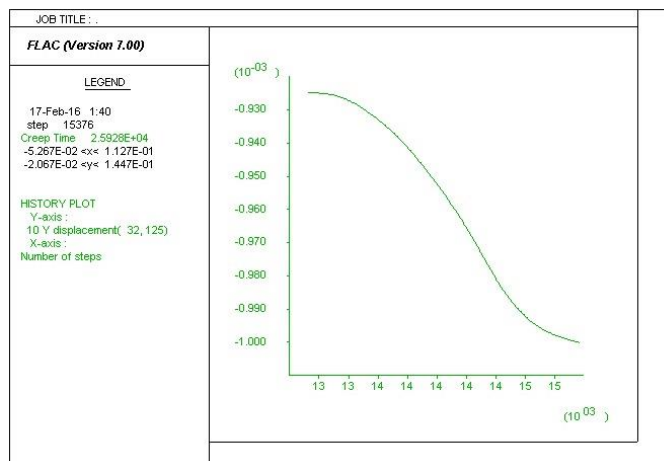
شکل ۴-۱۱: نمودار نیروهای نامتعادل کننده برای نمونه شماره ۱ در مدت زمان ۵/۴ ساعت تحت بار ۲۰/۵ MPa



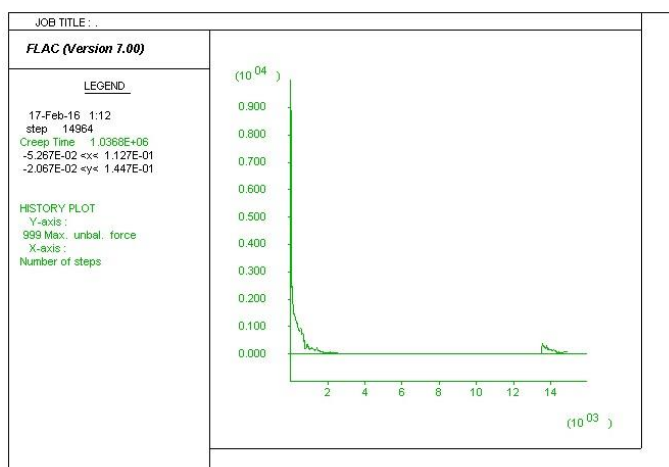
شکل ۴-۱۲: نمودار جابجایی نقطه‌ای در نمونه شماره ۱ تحت بارگذاری در راستای Y (به منظور محاسبه کرنش) برای مدت زمان ۱۴۸ ساعت تحت بارگذاری ۲۰/۵MPa



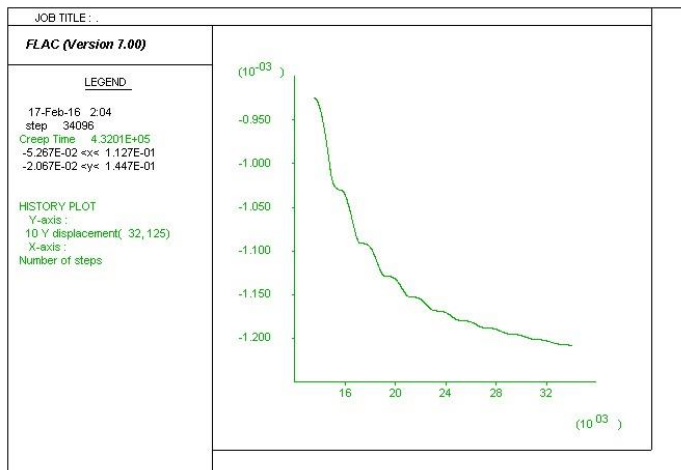
شکل ۴-۱۳: نمودار جابجایی نقطه‌ای در نمونه شماره ۱ تحت بارگذاری در راستای y (به‌منظور محاسبه کرنش) برای مدت‌زمان ۳۱۴ ساعت تحت بارگذاری $20/\Delta\text{MPa}$



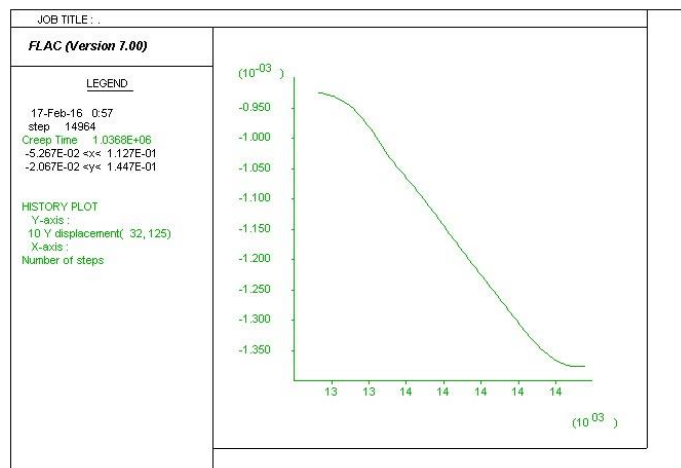
شکل ۴-۱۴: نمودار نقطه‌ای در نمونه شماره ۲ تحت بارگذاری در راستای y (به‌منظور محاسبه کرنش) برای مدت‌زمان ۷/۲ ساعت تحت بارگذاری $20/\Delta\text{MPa}$



شکل ۴-۱۵: نمودار نیروهای نامتعادل کننده برای نمونه شماره ۲ در مدت‌زمان ۷/۲ ساعت تحت بار $20/\Delta\text{MPa}$



شکل ۴-۱۶: نمودار نقطه‌ای در نمونه شماره ۲ تحت بارگذاری در راستای y (به منظور محاسبه کرنش) برای مدت زمان ۱۲۰ ساعت تحت بارگذاری ۲۰/۵MPa



شکل ۴-۱۷: نمودار نقطه‌ای در نمونه شماره ۲ تحت بارگذاری در راستای y (به منظور محاسبه کرنش) برای مدت زمان ۲۸۸ ساعت تحت بارگذاری ۲۰/۵Mpa

جدول ۴-۶: مقایسه کرنش‌های حاصل از مدل‌سازی و نتایج آزمایشگاهی

انیدریت	زمان (ساعت)	کرنش حاصل از مدل‌سازی	کرنش آزمایشگاهی	میزان خطای نسبی %
نمونه ۱	۵/۴	۰/۰۰۷۴۵	۰/۰۰۸۳	۱۰/۲
	۱۴۸	۰/۰۱۰۴۸۴	۰/۰۱۰۷۳۲	۲/۳
	۳۱۴	۰/۰۰۹۱۹۳	۰/۰۱۱۴۶	۸/۵
نمونه ۲	۷/۲	۰/۰۰۸۰۶	۰/۰۰۹	۱۰/۴
	۱۲۰	۰/۰۱۰۴۸۴	۰/۰۱۱۰۸	۵/۳
	۲۸۸	۰/۰۱۱۲۹	۰/۰۱۱۸	۴/۳

۴-۱۰- نتیجه‌گیری

با انجام آزمایش خزش برای نمونه سنگ انیدریت، پارامترهای خزش به دست آورده می‌شود. این پارامترها برای انجام مدل‌سازی پدیده مچاله‌شوندگی در مقطع متر از ۳۵۰۰-۳۴۳۴ مورد نیاز هستند. پس از انجام آزمایش خزش تک‌محوره، با استفاده از راهکار ارائه‌شده توسط گودمن، پارامترهای خزش نمونه سنگ انیدریت محاسبه و تعیین می‌شوند. مقادیر محاسبه شده این پارامترها در جدول ۴-۵ آمده است. با مدل‌سازی نمونه در مقیاس آزمایشگاهی، به تطابق‌پذیری آزمایش با مدل‌سازی پرداخته شده است. در نهایت نتایج این تطابق‌پذیری در جدول ۴-۶ آورده شده است.

در نهایت با مدل‌سازی با استفاده از پارامترهای خزش به دست آمده در این فصل، پارامترهایی که تاثیر بیش‌تری در ناپایداری تونل دارند، برای مدل‌سازی و ارزیابی تاثیر نیروهای وارد بر پوشش‌نهایی مورد استفاده قرار می‌گیرند. در فصل بعد به مدل‌سازی دوبعدی پدیده مچاله‌شوندگی سنگ انیدریت در تونل البرز، پرداخته خواهد شد.

فصل پنجم

مدل سازی عددی و مطالعه موردی توپل البرز

۵-۱- مقدمه

حفر فضاهای زیرزمینی نظیر تونل سبب برهم خوردن وضعیت تنش‌ها در محیط اطراف تونل می‌شود که سبب ایجاد تغییر شکل در جداره‌های تونل می‌گردد. در ارزیابی و تحلیل پتانسیل مچاله‌شوندگی سنگ‌های مسیر تونل، روش‌های عددی معمولاً هنگامی مورد استفاده قرار می‌گیرند که نسبت مقاومت فشاری تک محوره توده‌سنگ به تنش روباره کم‌تر از $0/3$ باشد خصوصاً اگر این نسبت کم‌تر از $0/15$ شود. دو روش عمده در این گروه روش‌های مبتنی بر محیط‌های پیوسته و روش‌های مبتنی بر محیط ناپیوسته وجود دارد. در حالتی که بتوان رفتار توده‌سنگ را به یک محیط پیوسته تعمیم داد، از روش اجزا محدود (FEM) و یا روش تفاضل محدود (FDM) که در برنامه FLAC به کاررفته، استفاده می‌شود. در حالتی که رفتار محیط بلوکی است، رفتار محیط ناپیوسته در نظر گرفته‌شده و از روش المان‌های مجزا (DEM) که در برنامه UDEC به کار رفته است، استفاده می‌شود (Barla G, ۲۰۰۲).

باید به این نکته توجه داشت که این روش‌ها اگرچه برای تخمین اولیه پتانسیل پدیده مچاله‌شوندگی تا حدودی مناسب‌اند، اما با توجه به عدم قطعیت‌هایی که در مورد خصوصیات مقاومتی سنگ بکر و توده‌سنگ، تنش‌های برجا و تکتونیکی وجود دارد، تنها زمانی می‌توان ارزیابی دقیقی از این پدیده داشت که مشاهدات عینی اولیه و ابزار گذاری‌های لازم پس از حفاری، جهت پایش داده‌ها انجام گرفته باشد. در خلال عملیات حفاری مواجه‌شدن با مناطق برشی و گسلی و هجوم آب به داخل

تونل از جمله عوارض افزایش پتانسیل این پدیده می‌باشند. اما با توجه به این که عملیات ابزارگذاری در تونل البرز به صورت ناقص انجام شده است؛ این ابزارگذاری‌های شامل ۷ ایستگاه همگرایی سنجی بوده که در سال ۹۱ و ۹۲ نصب شده اند این در حالی است که طبق گزارش ابزار دقیق، تاخیر در نصب همگرایی‌سنج‌ها باعث از دست رفتن ثبت بسیاری زیادی از جابجایی دیواره‌های تونل شده است. فاصله آخرین ایستگاه همگرایی‌سنج تا مقطع مورد مطالعه ۱۴۰۰ متر است، ضمن اینکه در هیچ یک از مقاطع مجاله‌شونده (بر اساس روش‌های پیش‌بینی کننده مجاله‌شوندگی) ابزارگذاری انجام نشده است. بنابراین نیاز به انجام آزمایش برای تعیین پارامترهای خزشی سنگ الزامی به نظر می‌رسد.

۵-۲-۲- مروری بر روش‌های تحلیل عددی

با این روش مراحل حفاری-نگهداری و ترکیب آن‌ها با یکدیگر شامل پایدارسازی و پیش‌نگهدارنده را می‌توان مدل‌سازی کرد و همچنین تحلیل عددی برای پایداری تونل در طی ساخت نیز مناسب است. اکنون کدهای کامپیوتری بسیار قدرتمندتری برای تحلیل تغییرات تونل توسعه پیدا کرده اند که در دسترس می‌باشند؛ بنابراین با این توسعه پیش‌بینی‌های قابل‌اعتمادی از رفتار تونل امکان پذیر شده است. با استفاده از این برنامه‌ها فهم صحیحی از پدیده‌ای که در حال اتفاق افتادن است، به دست خواهد آمد. ضمن این که با استفاده از آن‌ها شرایط حفاری چندمرحله‌ای، تأثیر پیشروی جبهه کار، مدل شرایط سه‌بعدی و غیره قابل بررسی بوده در حالی که با راه‌حل‌های فرم بسته قابل حل نیستند (Barla ۱۹۹۹G, Borgna S).

۵-۲-۱- روش مبتنی بر محیط‌های پیوسته

با در نظر گرفتن محیط پیوسته، توده سنگ به عنوان یک محیط پیوسته با خصوصیات مقاومتی و دگرشکلی و اطلاعات ورودی مساوی در تمام جهات تعریف می‌شود. مدل‌های پیش‌رو قابل تعریف برای توده سنگ هستند: الاستیک، الاستو - پلاستیک، ویسکوالاستیک، الاستو - ویسکو - پلاستیک. در این حالت میدان جابجایی به طور پیوسته است که از تیوری الاستیسیته و کرنش‌های کوچک برای آنالیز

تنش‌ها و کرنش‌ها استفاده می‌کند. در روش پیوسته، روش‌های ناحیه‌ای^۱ مانند FEM و FDM استفاده می‌شود.

یکی از مزایای قابل توجه روش‌های عددی در تحلیل و طراحی تونل‌ها در شرایط سنگ مجاله‌شونده، به‌کارگیری مدل‌های بسیار پیچیده تنش-کرنش برای توده‌سنگ از قبیل رفتار کرنشی نرم‌شونده و رفتار وابسته به زمان است که می‌توان با کمک مدل‌های FEM و FDM انجام داد (Singh, B, Goel R, ۲۰۰۶).

۵-۲-۲- روش مبتنی بر محیط‌های ناپیوسته

در توده‌سنگ‌های دارای ناپیوستگی و یا سنگ‌های ضعیف و خردشده که رفتاری مجاله‌شونده از خود نشان می‌دهند، به‌کارگیری روش‌های مبتنی بر محیط‌های ناپیوسته لازم است. در این روش میدان جابجایی به‌وسیله چرخش بلوک‌ها، لغزش و جدایی در درزه و شکاف به‌وجود می‌آید. در این حالت از تئوری کرنش‌های بزرگ و روابط غیرخطی برای آنالیز تنش‌ها و کرنش‌ها استفاده می‌شود. به‌طور کلی، نتایج به‌دست‌آمده به‌صورت موفقیت‌آمیزی قابل استفاده در طراحی عملی تونل هستند و قضاوت مهندسی همراه با تجربیات مفید برای تحلیل مسائل و مشکلات پیش آمده در تونل مناسب می‌باشند. در این روش‌ها می‌توان از کدهای مخصوص به محیط‌های دارای ناپیوستگی و درزه همچون UDEC و ۳DEC برای شبیه‌سازی رفتار سنگ استفاده کرد.

۵-۳- تحلیل عددی ناحیه مجاله‌شوندگی تونل البرز

سنگ‌های مسیر تونل البرز عمدتاً از توف‌های خاکستری و سیاه و آندزیت با مقاومت فشاری بالا و انیدریت با مقاومت تقریباً کم تشکیل شده‌اند. با توجه به این که پدیده مجاله‌شوندگی بیش‌تر در موارد مناطق ضعیف و خردشده و سنگ‌های با مقاومت کم اتفاق می‌افتد و همچنین با توجه به نتایج حاصل

^۱ Domain

از روش‌های تجربی و نیمه تجربی که در فصل سوم بیان شده است، برای تحلیل عددی مچاله‌شوندگی ناحیه انیدریت‌دار مقطع ناحیه ۳۴۳۴ تا ۳۵۰۰ انتخاب شده است. بیش‌ترین ضخامت روباره در تونل ۸۵۰ متر و در ناحیه انتخاب شده حدود ۷۰۰ متر است که دارای ارتفاع قابل توجهی بوده و پتانسیل پدیده مچاله‌شوندگی می‌تواند قابل تصور باشد. با توجه به خصوصیات که از توده‌سنگ‌های مسیر تونل در اعماق زیاد در دست است (با توجه به گزارش‌های زمین‌شناسی انیدریت سنگ متراکم، دانه‌ریز و با لایه‌بندی متوسط است و درجه درزه‌داری آن خیلی کم است)، مناسب‌ترین گزینه برای مدل‌سازی عددی در این توده‌سنگ، روش عددی پیوسته است.

در جدول ۵-۱ برخی خواص مکانیکی و فیزیکی توده‌سنگ انیدریت، که برای مدل‌سازی مورد نیاز می‌باشند، آورده شده است.

جدول ۵-۱: خواص فیزیکی و مکانیکی توده‌سنگ انیدریت در مترای ۳۴۳۴-۳۵۰۰ (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

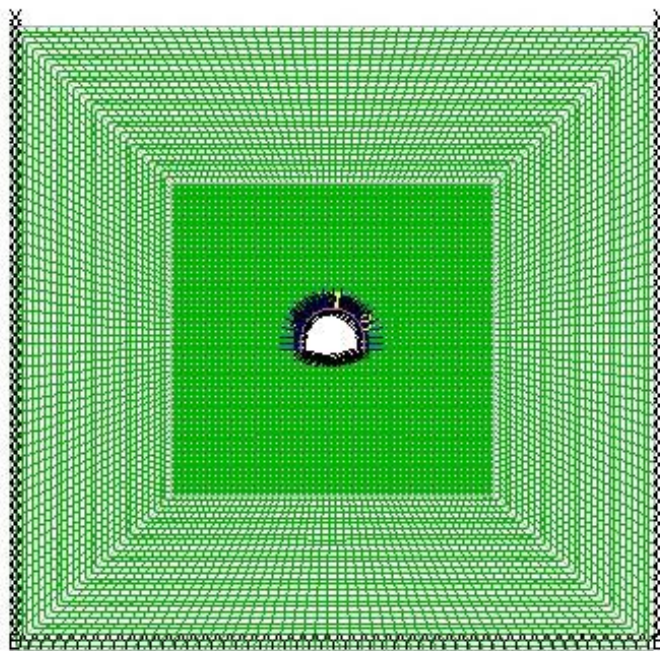
ردیف	خواص فیزیکی و مکانیکی	واحد	کمیت و/یا کیفیت
۱	چگالی یا دانسیته	Kg/m^3	۲/۳ تا ۲/۶
۲	مقاومت فشاری تک محوره	MPa	۲۹ تا ۳۵
۳	ضریب پواسون	-	۰/۲۸-۰/۲۶
۴	چسبندگی	MPa	۵
۵	زاویه اصطکاک داخلی	درجه	۵۱
۶	مدول تغییر شکل پذیری	GPa	۵/۹
۷	RQD	%	۹۵ تا ۱۰۰
۸	RMR	-	۶۶ تا ۶۷
۹	درجه هوازدگی	-	فاقد هوازدگی
۱۰	شرایط آب زیرزمینی	-	فاقد آبدهی

تحلیل و مدل‌سازی عددی پدیده مچاله‌شوندگی مسیر تونل البرز، با استفاده از نرم‌افزار FLAC

انجام شده است. این نرم‌افزار، مبتنی بر روش عددی تفاضل محدود است.

همان طور که در فصل سوم مشاهده شد، توسط روش های ارزیابی پتانسیل مجاله شوندگی تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی - تیوریکی سنگ های مستعد این پدیده شناسایی شدند. با توجه به محدودیت های موجود (شرح در انتهای فصل سوم داده شده است)، سازند متراژ ۳۵۰۰-۳۴۳۴ جهت مدل سازی عددی انتخاب شده است. از این مقطع نمونه تهیه شده و آزمایش های لازم (خزش) برای به دست آوردن پارامترهای ورودی مدل سازی عددی، انجام گرفته است.

در شکل ۵-۱ نمای شماتیکی از مش بندی مدل دوبعدی ساخته شده پس از حفاری، نشان داده شده است.



شکل ۵-۱: نمای مش بندی و هندسه کلی مدل دوبعدی و تونل حفاری شده

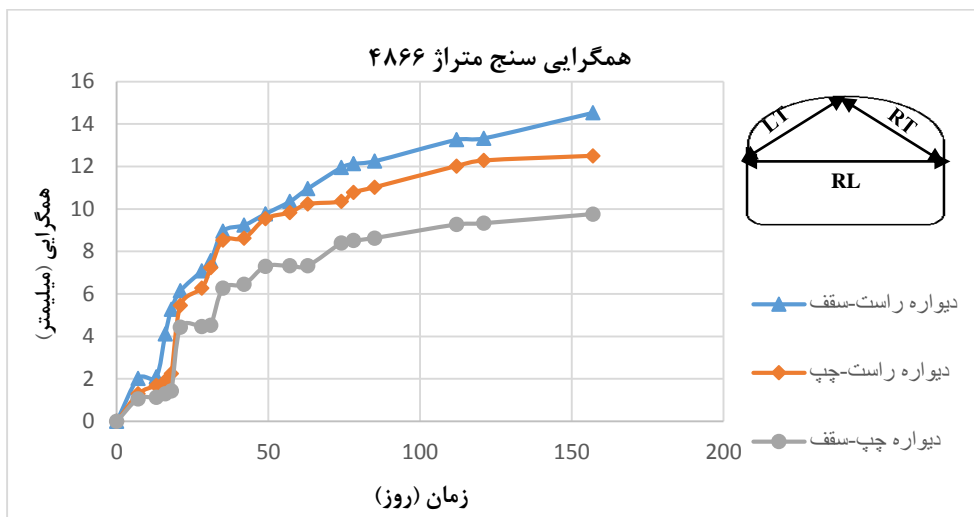
بر اساس نتایج حاصل از انجام آزمایش خزش روی دو نمونه سنگ انیدریت و صحت سنجی مدل رفتاری، که در فصل قبل توضیح داده شده است، مدل سازی عددی برای زمان های مختلف عمر تونل، اجرا شده که در ادامه نتایج به دست آمده مورد بررسی قرار می گیرد.

۵-۳-۱- تخمین نسبت تنش افقی به تنش قائم

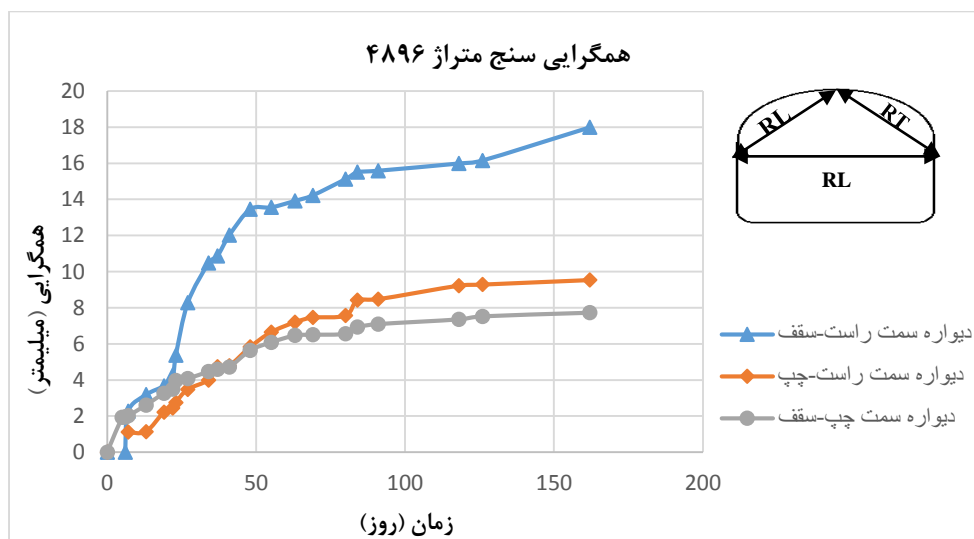
نتایج حاصل از برآورد تنش‌های برجا بخشی از داده‌های ورودی یک پروژه مکانیک سنگ را به خود اختصاص می‌دهند و نقش مهمی در صحت اجرای آن دارا هستند. تنش‌های برجا یا به صورت مستقیم اندازه‌گیری می‌شوند یا این که با استفاده از روابطی تخمین زده می‌شوند. تعیین مقدار تنش‌های برجا به صورت اندازه‌گیری مستقیم، آزمایش پر هزینه‌ای است. به این علت اغلب از روش‌های تخمینی استفاده می‌شود. تنش برجای افقی متوسط به روش‌های مختلفی شامل: روش ثقلی، روش استفاده از فرمول تجربی حاصل از اندازه‌گیری تنش، و مدل شئوری^۱ (۱۹۹۴) تخمین زده می‌شود (Hudson J. A, ۲۰۰۵).

از آنجا که اندازه‌گیری تنش برجا در منطقه انجام نشده است برای تخمین راستای تنش‌های برجا در تونل البرز از داده‌های ابزار دقیق نصب شده، کمک گرفته می‌شود. در این ارتباط در سه ایستگاه نصب شده همگرایی سنج که در نزدیک‌ترین فاصله با مقطع مدل‌سازی شده بوده است، جهت راستای تنش‌های حداکثری و حداقلی استفاده شده است. با توجه به نمودار شکل ۵-۲ تا شکل ۵-۴ مشاهده می‌شود که همگرایی دیواره سمت راست و سقف به یکدیگر بیشتر از همگرایی دیواره چپ-راست و چپ-سقف می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت تنش در راستای قائم از تنش در راستای افقی بیش‌تر است. برای بررسی و تایید تخمین کمی مقدار تنش افقی به تنش قائم (K) حاصل از روابط پرکاربرد از نتایج ابزارگذاری همگرایی‌سنجی استفاده شده است. لازم به ذکر است مقطع ابزار گذاری در مترهای ۴۸۶۶، ۴۸۹۶ و ۴۹۱۲ و در آبان سال ۱۳۹۲ نصب شده‌اند.

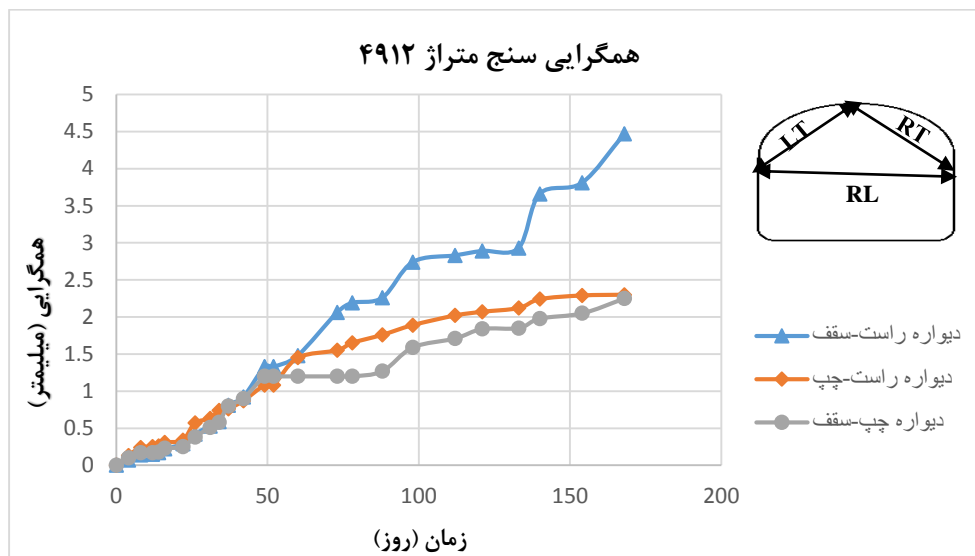
^۱ Sheorey



شکل ۵-۲: نمودار همگرایی در سه نقطه دیواره‌های سمت چپ و راست و سقف تونل در مترآژ ۴۸۶۶ (جنرال مکانیک ۱۳۹۳).



شکل ۵-۳: نمودار همگرایی در سه نقطه دیواره‌های سمت چپ و راست و سقف تونل در مترآژ ۴۸۹۶ (جنرال مکانیک ۱۳۹۳).



شکل ۴-۵: نمودار همگرایی در سه نقطه دیواره‌های سمت چپ و راست و سقف تونل در متراژ ۴۹۱۲ (جنرال مکانیک ۱۳۹۳).

در جدول ۲-۵ سه رابطه پر کاربرد در تخمین مقدار نسبت تنش افقی به تنش قائم آمده است.

با توجه به رابطه هوک و براون^۱، $\frac{100}{Z} + 0.3 < K < \frac{1500}{Z} + 0.5$ ، مقدار K بین ۰/۴۶۷ تا ۳ قرار می‌گیرد. همچنین دو رابطه ترزاقی^۲ و شئوری^۳ از جمله روابط پر کاربرد برای تخمین مقدار K هستند.

جدول ۲-۵: روابط پر کاربرد برای تخمین ضریب K

مقدار ضریب K	فرمول	رابطه
۰/۳۷	$K = \frac{\nu}{1 - \nu}$	ترزاقی ^۲
۰/۴۴۳ - ۲/۶۴	$\frac{100}{Z} + 0.3 < K < \frac{1500}{Z} + 0.5$	هوک و براون ^۴
۰/۴۶۶	$K = 0.33 + 9/5E_n \left(0.001 + \frac{1}{Z} \right)$	شئوری ^۵
$E = 5/9GPa, \nu = 0.27, z = 700 m$		

^۱ Hoek & Brown ۱۹۸۰

^۲ Terzaghi ۱۹۵۲

^۳ Terzaghi ۱۹۵۲

^۴ Hoek & Brown ۱۹۸۰

^۵ Sheorey ۱۹۹۴

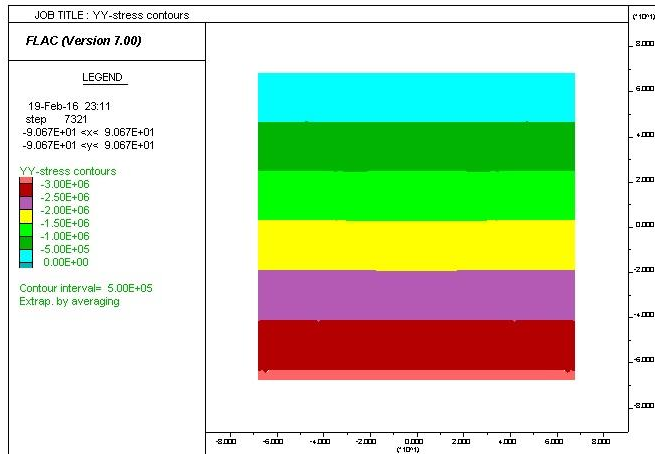
بنابراین میانگینی از روابط ترزاقی و شئوری و حداقل مقدار حاصل از رابطه هوک و براون به عنوان مقدار نسبت تنش افقی به قائم در نظر گرفته شده که برابر با ۰/۴۲۶ است.

۵-۳-۲- حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری

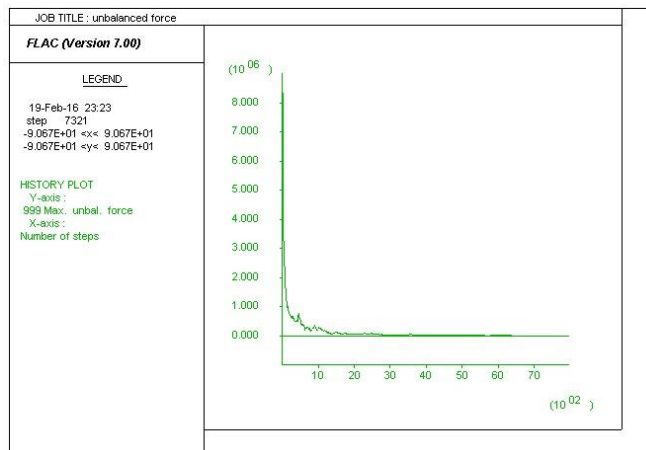
در مدل سازی عددی قبل از حفر تونل ها، مدل با توجه به خصوصیات ژئومکانیکی، شرایط مرزی و تنش های برجا، اجرا می شود. در این حالت مدل به تعادل اولیه رسیده و شرایط طبیعی زمین را دارا خواهد بود. لذا باید جابجایی ها در گره ها صفر شود تا شرایط موجود در طبیعت روی مدل اعمال گردد. شکل ۵-۵ مرزبندی تنش عمودی را قبل از حفر تونل، در شرایط طبیعی متعادل نشان می دهد.

۵-۳-۳- تعادل اولیه مدل مقطع تونل

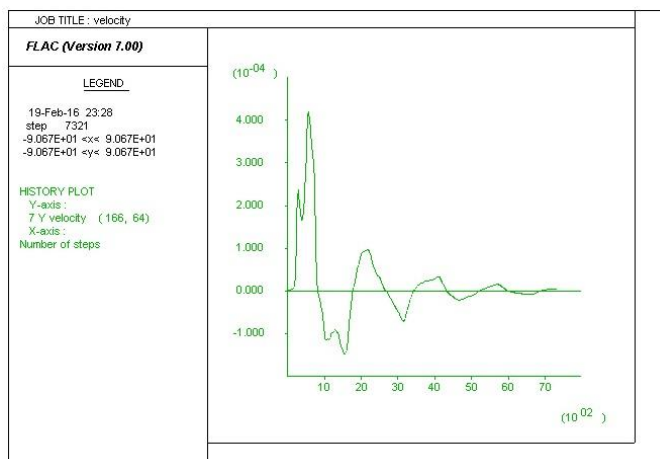
برای اطمینان از به تعادل رسیدن مدل باید تاریخچه نیروهای نامتعادل را کنترل کرد. در حالت تعادل، نسبت نیروهای نامتعادل باید کم تر از ۰/۰۰۱ بوده و تمایل نمودار به صفر باشد. همان طور که در شکل ۵-۶ مشاهده می شود، نمودار نیروهای نامتعادل کننده در نهایت به صفر میل کرده است. برای اطمینان از این که جریان پلاستیک در مدل رخ نداده است، باید جابجایی و سرعت گره ها را در مدل کنترل کرد. برای این کار از تاریخچه سرعت و تاریخچه جابجایی می توان بهره برد. در صورتی که مدل به تعادل میل نماید، باید سرعت گره ها را در مدل کنترل کرد. برای این کار از تاریخچه سرعت و تاریخچه جابجایی می توان بهره برد. در صورتی که مدل به تعادل میل نماید، باید سرعت در گره ها به صفر برسد و جابجایی ها ثابت شوند. از این رو شکل ۵-۷ و شکل ۵-۸ نشان می دهند که مدل در حال تعادل است.



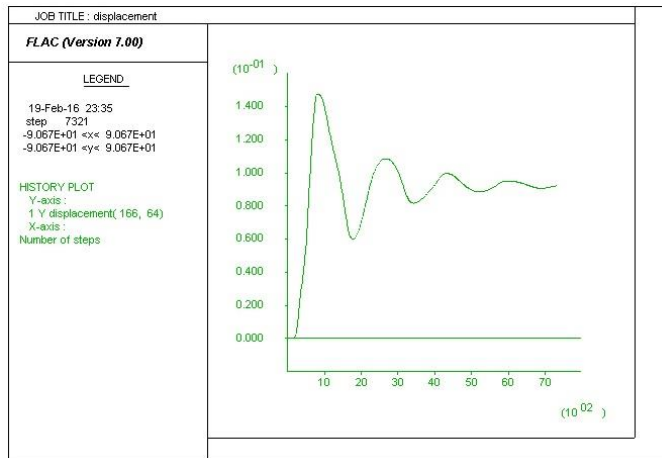
شکل ۵-۵: کنتورهای تنش قائم قبل از حفاری تونل



شکل ۵-۶: نمودار نیروهای نامتعادل نامتعادل کننده



شکل ۵-۷: نمودار تاریخچه سرعت گره‌ها



شکل ۵-۸: نمودار تاریخچه جابجایی

۵-۳-۴- مراحل حفر و نصب سیستم نگهداری تونل

حفاری تونل به صورت دو مرحله‌ای اجرا می‌شود که در مرحله نخست قسمت تاپ تونل و مرحله دوم بخش بنچ آن حفاری می‌شود. ترتیب حفاری و نصب سیستم نگهداری در جدول ۵-۳ آمده است. با توجه به این جدول بعد از اعمال تحکیم چتری در ناحیه سقف تونل، حفاری در قسمت نیمه بالایی تونل که به صورت نیم‌دایره‌ای است (با توجه به شکل ۳-۳) انجام شده است. سیستم نگهداری طراحی شده برای تونل البرز در مقطع موردنظر به دو صورت اولیه و نهایی تقسیم‌بندی می‌شود. در مراحل اولیه پس از حفاری از شاتکریت به ضخامت ۲۵ cm و همراه با لتیس‌گیردر با هندسه مثلثی و راکبولت‌های ۴/۵ متری استفاده شده است.

جدول ۵-۳: ترتیب نصب سیستم نگهداری در تونل (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

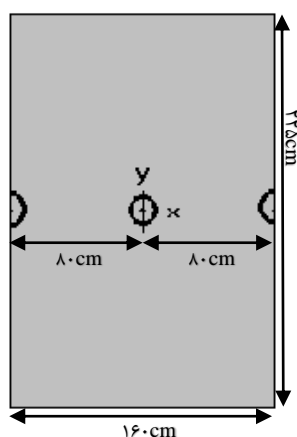
شماره	نوع نگهداری	مشخصات
۰	تحکیم چتری	L=۴ m, spacing=۸۰ cm
۱	حفاری (با پیشروی ۱/۲۵m)	-
۲	شاتکریت (لایه اول)	۳ cm
۳	مش فولادی	۱۰mm*۱۰mm قطر ۶ mm
۴	لتیس‌گیردر	Type ps ۹۵/۲*۲۰+۲۶, H=۱۴۱ mm
۵	شاتکریت (لایه دوم)	۱۷ cm
۶	مش فولادی	۱۰mm*۱۰mm قطر ۶ mm

طول ۴/۵ m	میل مهار	۷
۵ cm	شاتکریت (لایه سوم)	۸
-	نصب آببند	۹
۴۵ cm	پوشش بتنی نهایی	۱۰

با توجه به جدول ۳-۵ مرحله صفر (مرحله پیش از حفاری) انجام تحکیم به صورت چتری است که در ادامه نحوه تحکیم چتری در مدل سازی عددی به صورت دو بعدی آمده است.

۵-۳-۵- مقدار پارامترهای ناحیه تحکیم چتری شده

در سیستم نگهداری مورد استفاده برای تونل البرز در مقطع مورد مطالعه، از تحکیم چتری استفاده شده است. قوانین کلی برای معادل سازی ناحیه تحکیم چتری در حالت دوبعدی وجود ندارد، بنابراین یک ناحیه معادل ساده برای این تحلیل استفاده شده است. در این روش از فرآیند میانگین های وزنی برای ارزیابی و تخمین مقاومت و تغییر شکل زون "سنگ تقویت شده" استفاده شده است. برای مثال، مقاومت ناحیه تحکیم شده، با ضرب کردن مقاومت هر مؤلفه (سنگ، فولاد و تزریق) در مساحت مقطع عرضی هر مؤلفه و سپس تقسیم مجموع این ها بر مساحت کل، به دست می آید (Hoek E, ۱۹۹۷). در این مورد، هنگامی که یک مقطع عرضی از ناحیه تحکیم چتری شده در بالای سقف تونل فرض می شود، عمق ناحیه چتری در این مقطع عرضی ۲,۲۵ متر است و مؤلفه یا المان سنگ با ۱ متر عرض و ۲,۲۵ متر عمق در نظر گرفته شده است. برای این ناحیه چتری شده بایستی پارامترهای مقاومتی را معادل سازی کرد. این پارامترها شامل مدول برشی، چسبندگی، مقاومت کششی و مدول بالک می باشند. لوله های چتری دارای قطر خارجی ۴۵ mm و قطر داخلی ۲۵ mm و فاصله داری ۸۰ cm می باشند. نمونه ای از مقطع معادل برای ناحیه چتری در شکل ۵-۹ آورده شده است.



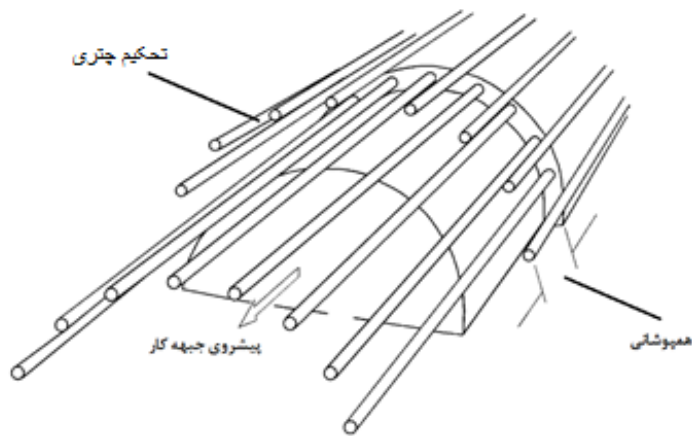
شکل ۹-۵: مقطع معادل برای ناحیه پیش تحکیم چتری (با عرض ۱/۶m و طول ۲/۲۵m)

به عنوان نمونه در جدول ۴-۵ یک نمونه از روش معادل سازی پارامترهای مقاومتی در ناحیه چتری شده برای پارامتر مدول بالک مقطع معادل آورده شده است.

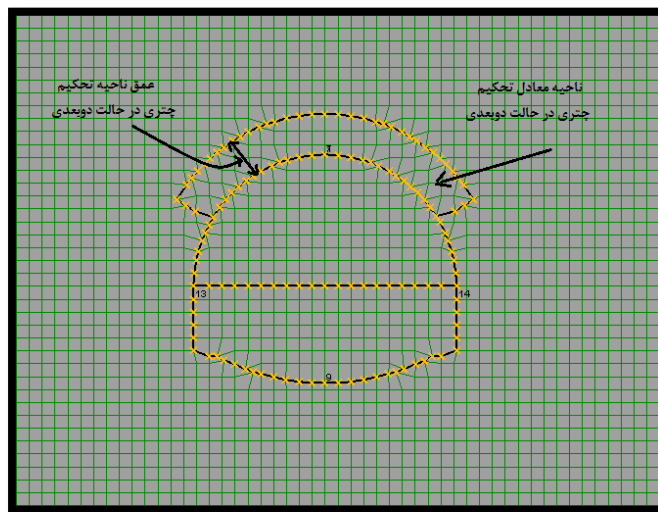
جدول ۴-۵: نمونه محاسبات ناحیه معادل پیش تحکیم چتری، برای مقاومت این ناحیه.

مدول بالک (K)			
مساحت $\times K$	مدول بالک (GPa)	مساحت m^2	مؤلفه
۱۶/۱	۴/۴۷	۳/۶	سنگ
۰/۸	۱۶۰	۰/۰۰۵	فورپولینگ
۰/۰۵۵	۱۳/۸	۰/۰۰۴	تزریق
۱۷	۱۷۸,۲۷	۳/۶۰۹	جمع
$K = \frac{17}{3/60.9} = 4/7 \text{ GPa}$			

در شکل ۱۰-۵ تصویری از ناحیه تحکیم چتری شده، در بالای سقف تونل، برای حالت معادل دو بعدی آورده شده است. از آن جا که تحکیم چتری دارای زاویه و طول است، نیازمند تحلیل سه بعدی است اما با توجه به محدودیت دو بعدی مدل سازی عددی، در این تحقیق، نیاز به معادل سازی ناحیه چتری در حالت دوبعدی بوده است.



شکل ۵-۱۰: شمایی از تونل سازی با تحکیم در سقف تونل با استفاده از تحکیم چتری (Hoek E, ۱۹۹۷).



شکل ۵-۱۱: نمایی از مقطع معادل ناحیه تحکیم چتری در بالای سقف تونل در مدل سازی دوبعدی عددی

به این ترتیب، مقادیر پارامترهای تأثیرگذار در مقاومت ناحیه تحکیم شده محاسبه می شوند. در

جدول ۵-۵ مقادیر پارامترهای معادل ناحیه تحکیم چتری شده نشان داده شده است.

جدول ۵-۵: پارامترهای زون معادل ناحیه تحکیم چتری شده

پارامتر	نماد	مقدار	واحد
چگالی	γ	۲۳۰۵	kg/lit
مدول بالک	K	۴/۷	GPa
مدول برشی	G	۲/۳۶	GPa
چسبندگی	C	۵/۱	MPa
زاویه اتساع	ψ	۹/۲	درجه
زاویه اصطکاک داخلی	ϕ	۵۱	درجه
مقاومت کششی	σ_t	۴/۱۵	MPa
مدول برشی کلونین	G_k	۷/۵۷۸	GPa
ویسکوزیته کلونین	η_K	$۷ \cdot ۰۲۶ E ۱۴$	Pa.s
ویسکوزیته ماکسول	η_M	$۸/۲۶۵ E ۱۵$	Pa.s

پس از تحکیم‌سازی سقف تونل با استفاده از روش تحکیم‌چتری، اقدام به حفر قسمت تاپ تونل می‌شود. مقادیر پارامترهای ویسکوزیته کلونین و ماکسول و مدول برشی کلونین برای مساحت تحکیم‌چتری شده برابر با مقادیر موجود برای توده‌سنگ قرار داده شده است.

۵-۳-۶- حفر تونل و اعمال ترخیص تنش مناسب

تونل البرز به صورت دو مرحله‌ای حفاری می‌شود، پس از حفر هر قسمت از تونل، مقدار آزادسازی تنش در مدل عددی با توجه به گام حفاری ۱,۲۵m و شعاع تونل ۶/۵m برابر با ۴۹٪ محاسبه شده است. در حفر تونل ابتدا نیمه بالایی تونل حفاری شده و سیستم نگهداری موقت آن نصب شده سپس نیمه پایینی تونل حفاری شده و نگهداری موقت آن نصب می‌شود. در نهایت پس از حفر تمام مقطع تونل پوشش‌نهایی بتنی تونل به صورت بتن‌ریزی درجا انجام شده است. بعد از حفر تونل مدل به تعادل رسانده می‌شود. به دلیل ناپایدار بودن فضای حفرشده، نگهداری اولیه برای تونل نصب می‌شود. در محدوده مورد مطالعه، انیدریت در قطعه سنگ نسبتاً نرم (۲۰ تا ۳۵ مگاپاسکال) است، لیکن در توده الاستیک، مقاوم، کم درزه و پایدار است. با این حال با توجه به تیپ نگهداری انتخابی، نصب سیستم

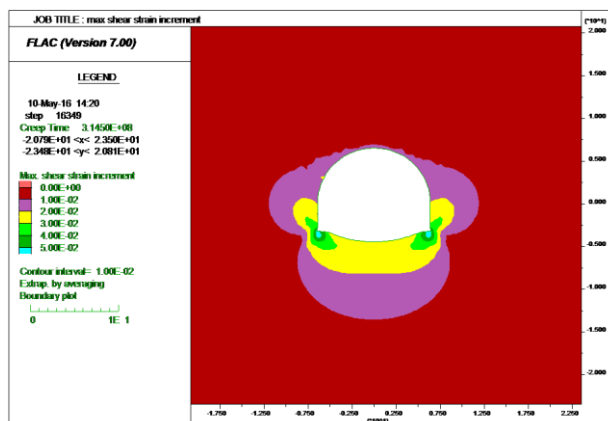
نگهداری اولیه انجام می‌شود. ساکورایی^۱ با برقراری ارتباط بین نتایج آزمایشگاهی و داده‌های صحرایی، رابطه بین کرنش مجاز (بحرانی) و مقاومت فشاری و مدول یانگ، سه تراز هشدار خطر ارائه داده است. همانطور که مشاهده می‌شود، روابط ۱-۵، ۲-۵ و ۳-۵ به ترتیب نشان‌دهنده تراز هشدار خطر ۱ و ۲ و ۳ می‌باشند. برای تحلیل پایداری تونل‌ها، تراز هشدار خطر ۲ به‌عنوان مبنای طراحی پیشنهاد شده است (Sakurai S, ۱۹۹۳).

$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 0.85$	تراز هشدار خطر ۱	۱-۵
$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.22$	تراز هشدار خطر ۲	۲-۵
$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.59$	تراز هشدار خطر ۳	۳-۵

ε_c : کرنش بحرانی در حالت مقاومت فشاری تک‌محوره بر حسب درصد
 E : مدول تغییر شکل‌پذیری ماده‌سنگ (kg/cm^2)

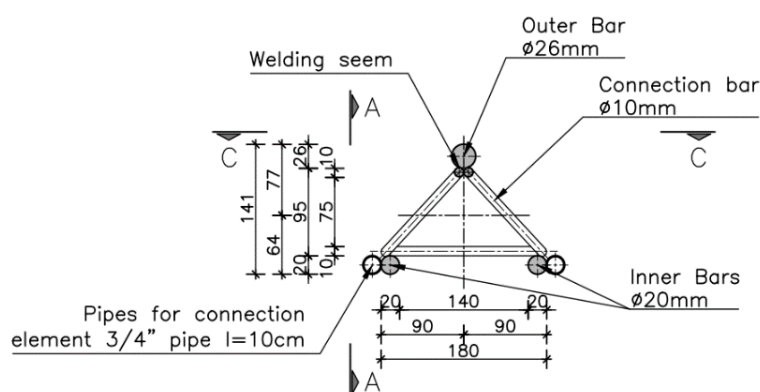
با حل معادله رابطه ۳-۵ مقدار کرنش بحرانی برای تونل البرز پس از حفر نیمه بالایی، برابر با ۰/۰۰۳ به‌دست می‌آید. این در حالی است که با توجه به مدول عددی پس از حفر تونل مقدار کرنش برشی حداکثر به‌دست آمده برابر با ۰/۰۵ است. که این مقدار کرنش حاصل از مدل‌سازی، بیش‌تر از مقدار کرنش بحرانی مجاز با توجه به رابطه ساکورایی است که این امر نشان‌دهنده ناپایداری تونل پس از حفاری است. بنابراین تونل نیاز به نصب نگهداری اولیه دارد.

^۱ Sakurai (۱۹۹۳)



شکل ۵-۱۲: حداکثر کرنش برشی ایجاد شده در دیواره، پس از حفر تونل

پس از حفر در قسمت تاپ تونل لتیس گیردر به همراه شاتکریت با ضخامت ۱۷cm، برای این قسمت نصب و اجرا شده است. در شکل ۵-۱۳ یک مقطع عرضی از لتیس گیردر مورد استفاده در تونل آمده است.

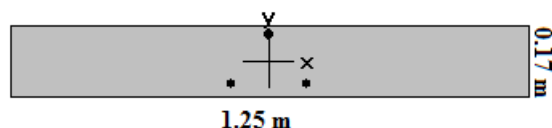


شکل ۵-۱۳: مقطع عرضی لتیس گیردر (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

برای مدل کردن لتیس گیردر در FLAC از المان میله^۱ استفاده شده است. برای معادل کردن لتیس گیردر و شاتکریت به صورت المان میله سه پارامتر ممان اینرسی^۲، مدول یانگ و مساحت المان بیم مورد نیاز است. در شکل ۵-۱۴ مقطع معادل برای لتیس گیردر و شاتکریت آمده است. فاصله بین هر دو لتیس گیردر ۱/۲۵ m بوده است که برای معادل کردن آن در المان میله به طول ۱/۲۵m استفاده شده است.

^۱ Beam

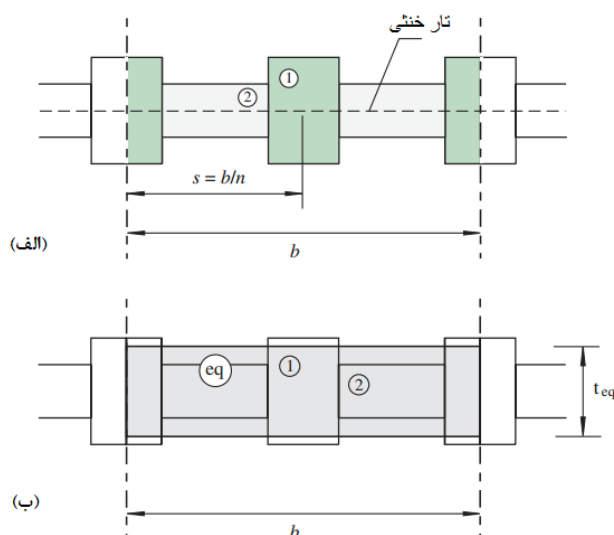
^۲ Moment of Inertia



شکل ۵-۱۴: مقطع معادل برای لتیس‌گیردر و شاتکریت

برای به دست آوردن سه پارامتر ممان اینرسی، مدول یانگ و مساحت المان میله از معادلات حاکم در رویکرد "مقطع معادل" استفاده شود. رفتار لایه نگهدارنده تونل که مقطع متشکل از دو ماده مختلف است (به عنوان مثال شاتکریت و لتیس‌گیردر) بر اساس تئوری ارتجاعی پوسته‌ها و رفتار تیرهای منحنی به شکل ۵-۱۵ خواهد بود. این شکل نشان‌دهنده ترکیب دو ماده مختلف برای استفاده از این روش است. این مقطع نشان‌دهنده لایه نگهدارنده به عرض b ، شامل n واحد از ماده "۱" (به عنوان مثال لتیس‌گیردر) و n واحد از ماده "۲" (به عنوان مثال شاتکریت) می‌باشد. هر یک از واحدهای "۱" و "۲" با تعاریفی برای ضرایب فشار به ترتیب D_1 و D_2 و ضرایب انعطاف‌پذیری به ترتیب K_1 و K_2 نشان داده شده‌اند. در به دست آوردن این روابط از فرض تقارن نسبت به محور مشترک (محور خنثی مقطع) استفاده شده است (شکل ۵-۱۵) (Carranza-Torres C, Diederichs M, ۲۰۰۹).

(M, ۲۰۰۹)



شکل ۵-۱۵: (الف) نمایش شماتیک یک مقطع از لایه نگهدارنده شامل مواد مختلف ۱ و ۲، (ب) مقطع معادل برای لایه مرکب (کامپوزیتی) (Carranza-Torres C, Diederichs M, ۲۰۰۹).

با توجه به شکل ۱۴-۵ و شکل ۱۵-۵ مقدار b برابر با $۱/۲۵m$ و تعداد n برابر با ۱ است.

ضریب فشار D برای کرنش صفحه‌ای:

$$D = \frac{EA}{1 - \nu^2} \quad ۴-۵$$

و ضریب انعطاف‌پذیری در شرایط کرنش صفحه‌ای به صورت رابطه زیر است:

$$K = \frac{EI}{1 - \nu^2} \quad ۵-۵$$

که در دو رابطه بالا E مدول الاستیسیته، A مساحت سطح مقطع، I ممان اینرسی مقطع، ν ضریب پواسون است.

مقطع مرکب در شکل ۱۵-۵ می‌تواند به عنوان مقطع معادل با عرض b و ضخامت t_{eq} در نظر

گرفته شود. ضخامت t_{eq} با توجه به ضرایب D_1, D_2, K_1 و K_2 از دو ماده مختلف به شرح زیر است:

$$t_{eq} = \sqrt{12 \frac{K_1 + K_2}{D_1 + D_2}} \quad ۶-۵$$

و همچنین مقدار E_{eq} برای این مقطع معادل برابر است با:

$$E_{eq} = \sqrt{12 \frac{K_1 + K_2}{D_1 + D_2}} \quad ۷-۵$$

بر مبنای روش "مقطع معادل" مذکور، در جدول زیر نتایج محاسبات برای مقطع معادل

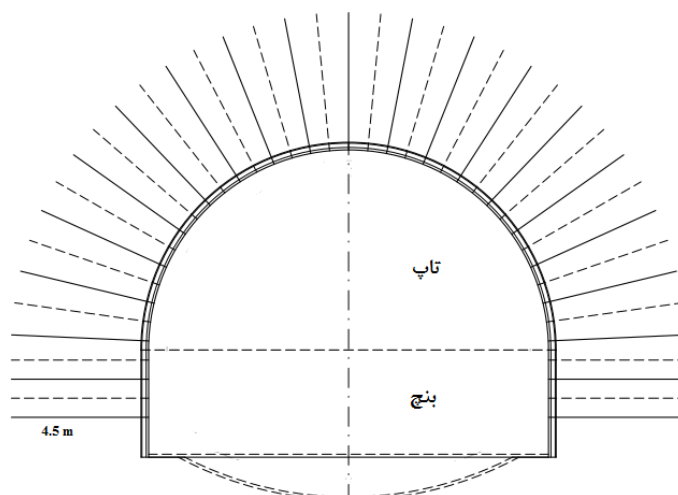
لتیس‌گیردر و شاتکریت آورده شده است.

جدول ۶-۵: مقادیر پارامترهای مربوط به "مقطع معادل" لتیس‌گیردر و شاتکریت

واحد	مقدار		پارامتر
	لتیس‌گیردر (۲)	شاتکریت (۱)	
GPa	۲۰۰	۲۰	E
m^2	۱۱×۱۰^{-۳}	۰/۴۲۵	A
-	۰/۲۶	۰/۲	ν
m^4	$۱/۰۲ \times ۱۰^{-۳}$	۳.۸۴×۱۰^{-۶}	I
-	$۸/۲۵ \times ۱۰^۵$	$۲/۷۱ \times ۱۰^۷$	K
-	$۲/۴۰۷ \times ۱۰^۷$	$۸/۸۵ \times ۱۰^۹$	D

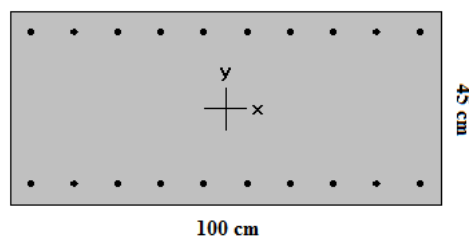
cm	۱۷	t_{eq}
GPa	۶۴	E_{eq}

پس از اعمال لیس گیر در مدل سازی، ۵cm دیگر شاتکریت پاشیده می شود و راک بولت های ۴/۵ متری با فاصله داری $۱/۲۵m \times ۱/۲۵m$ استقرار می یابند.



شکل ۵-۱۶: نمای شماتیکی از استقرار راک بولت ها در جداره تونل (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

در نهایت پس از حفر نیمه بالایی و پایینی تونل و نصب سیستم نگهداری موقت در این دو قسمت، نوبت به نصب پوشش بتنی نهایی تونل می رسد. پوشش نگهداری نهایی، به صورت بتن درجا اعمال می شود. ضخامت این پوشش ۴۵ cm، که با میلگردهای فولادی به قطر ۱۸ mm مسلح شده است. در شکل ۵-۱۷ مقطعی از پوشش بتنی نهایی تونل البرز آمده است.



شکل ۵-۱۷: مقطع برشی عرضی از پوشش بتنی نهایی

برای مدل کردن پوشش بتنی نهایی در FLAC از المان پوشش^۱ استفاده شده است. با استفاده از روش "مقطع معادل" پارامترهای مورد نیاز برای المان لاینر، محاسبه شده است که در جدول ذیل نوع و مقادیر این پارامترها آمده است.

جدول ۵-۷: مقادیر پارامترهای مربوط به "مقطع معادل" پوشش بتنی نهایی

پارامتر	علامت	مقدار	واحد
مساحت سطح مقطع	A	۰/۵۲۹۲	m^2
ممان اینرسی	I	۰/۰۱۵۲	m^4
ضخامت مقطع معادل	t_{eq}	۰/۵۸۸	m
مدول یانگ مقطع معادل	E_{eq}	۳/۵۱	GPa
مدول پواسون	ν	۰/۲	-

پس از نصب پوشش بتنی نهایی لازم، تاثیر المان‌های مربوط به شاتکریت و لتیس‌گیردر حذف می‌شود و مدل برای مدت زمان‌های ۱۰ تا ۱۰۰ سال، به صورت ۱۰ سال ۱۰ سال، اجرا می‌شود. یعنی پایداری پوشش بتنی نهایی تونل برای مدت زمان ۱۰۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل بررسی و ارزیابی می‌شود که در ادامه به این مطالب پرداخته شده است.

۵-۴- تحلیل پایداری نگهداری اولیه و پوشش بتنی نهایی تحت اثر مچاله‌شوندگی ثانویه (مچاله‌شوندگی در اثر خزش)

تحلیل پایداری پوشش بتنی نهایی تونل البرز برای عمر ۱۰۰ ساله تونل ارزیابی و بررسی شده است.

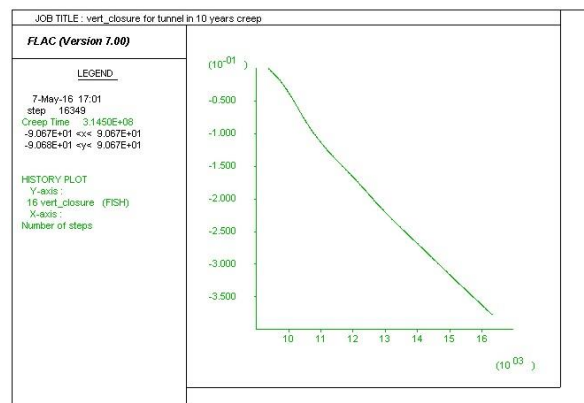
۵-۴-۱- تاثیر مچاله‌شوندگی در اثر خزش روی پایداری تونل در حالت بدون

نگهدارندگی اولیه و با نگهداری اولیه

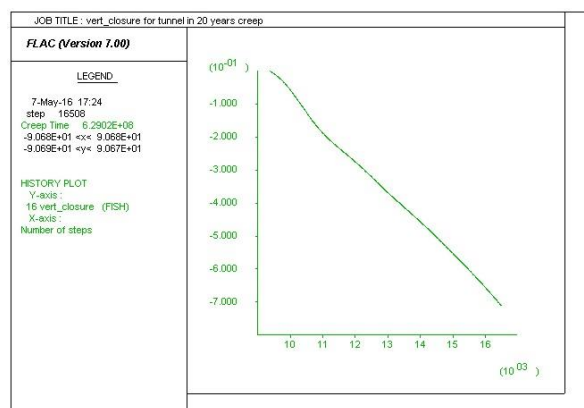
قبل از نصب پوشش بتنی نهایی تونل ضروری است که الزام نصب پوشش نگهدارنده برای تونل بررسی شود. به این منظور همگرایی دو نقطه در سقف و کف تونل نسبت به یکدیگر مورد ارزیابی قرار

^۱ Liner

گرفته است. در شکل ۵-۱۸ و شکل ۵-۱۹ مقدار همگرایی اندازه‌گیری شده برای این دو نقطه، در مدت زمان خزش ۱۰ و ۲۰ سال برای توده‌سنگ دربرگیرنده تونل، به ترتیب برابر با ۳۸cm و ۷۱cm بوده است. بدیهی است که این مقادیر جابجایی در دیواره‌های تونل بسیار زیاد است.



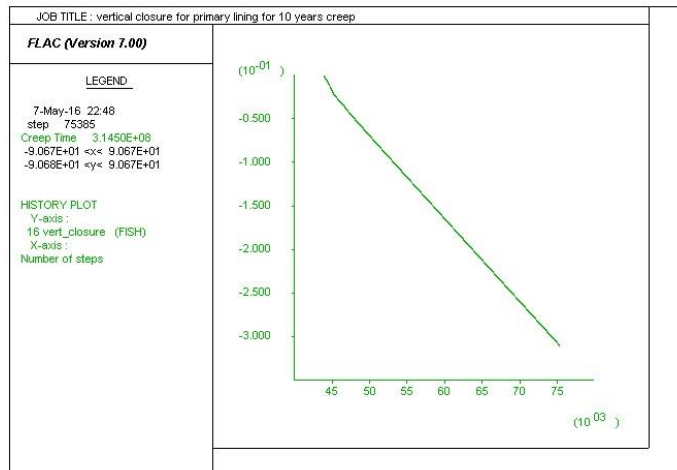
شکل ۵-۱۸: تغییرات مقادیر همگرایی فاصله بین سقف و کف تونل به یکدیگر در مدت زمان ۱۰ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل (پیش از نگهداری اولیه)



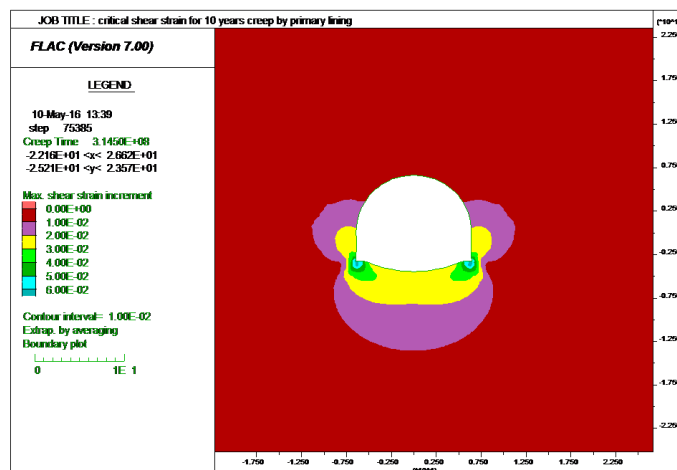
شکل ۵-۱۹: تغییرات مقادیر همگرایی فاصله مابین سقف و کف تونل به یکدیگر در مدت زمان ۲۰ سال خزش توده‌سنگ دربرگیرنده تونل (پیش از نگهداری اولیه)

با توجه به شکل ۵-۱۸ و شکل ۵-۱۹ مشاهده می‌شود که به دلیل طبیعت همگرایی پدیده مچاله‌شوندگی، با گذشت زمان، دو نقطه سقف و کف تونل به یکدیگر همگرا شده‌اند. بنابراین لازم است تا یک پوشش نگهدارنده با در نظر گرفتن پایداری بلند مدت، برای تونل طراحی شود. با نصب پوشش نگهداری اولیه برای تونل، مقادیر همگرایی نقاط سقف و کف تونل و همچنین کرنش بحرانی ایجاد

شده در دیواره تونل نمایش داده شده است. در شکل ۵-۲۰ مقدار همگرایی عمودی سقف و کف تونل ۳۱cm به دست آمده است.



شکل ۵-۲۰: همگرایی نقاط کف و سقف تونل برای مدت زمان ۱۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل با نگهداری اولیه



شکل ۵-۲۱: کرنش برشی ایجاد شده در تونل، برای مدت زمان ۱۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل برای نگهداری اولیه

طبق رابطه ۵-۲، رابطه ساکورایی، مقدار کرنش برشی مجاز برای تونل برابر با 0.003 بوده است. با اجرای مدل برای مدت زمان ۱۰ سال، برای نگهداری اولیه، مقدار کرنش بحرانی ایجاد شده در دیواره تونل برابر با 0.06 به دست آمده است.

با توجه به توضیحات گفته شده، مشاهده شده است که نگهداری اولیه قادر به تحمل بارهای وارده نبوده و لازم است تا نگهداری با مقاومت بیش تری برای طول زمان عمر تونل نصب شود. در ادامه به مبحث پایداری پوشش بتنی طراحی شده برای تونل البرز پرداخته شده است.

۵-۴-۲- تحلیل پایداری نگهداری اولیه برای مدت زمان ۲ سال خزش توده سنگ

دربرگیرنده تونل

پیش از نصب پوشش بتنی نهایی تونل، برای مدت زمان ۲ سال نگهداری اولیه برای نگهدارنده تونل استفاده شده است بنابراین بررسی پایداری نگهداری اولیه در این ۲ سال بررسی شده است. به منظور کنترل نیروها و گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع پوشش اولیه از روش تنش مجاز استفاده شده است. با مدل سازی مقطع مورد نظر و اعمال نیروی محوری و گشتاور خمشی (محاسبه شده توسط نرم افزار $FLAC^{2D}$) در نرم افزار PCAcolumn، مقدار ضریب اطمینان را می توان برای مدت زمان پایداری مورد نظر، محاسبه نمود. در ادامه برای کنترل نیروهای برشی وارده در پوشش از رابطه ۵-۸ استفاده شده است.

$$V_n = V_c + V_s \quad ۸-۵$$

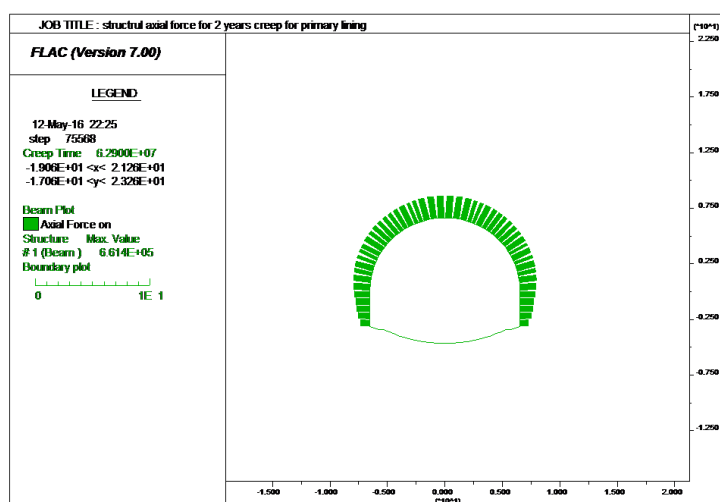
در این رابطه V_n مقاومت برشی اسمی یک مقطع مسلح، V_c مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن و V_s مقاومت برشی تأمین شده توسط لتیس گیردر می باشد که برای محاسبه مقاومت برشی بتن و لتیس گیردر می توان از رابطه های ۵-۹ و ۵-۱۰ استفاده کرد.

$$V_c = 0.45\sqrt{f'_c}b_w d \quad ۹-۵$$

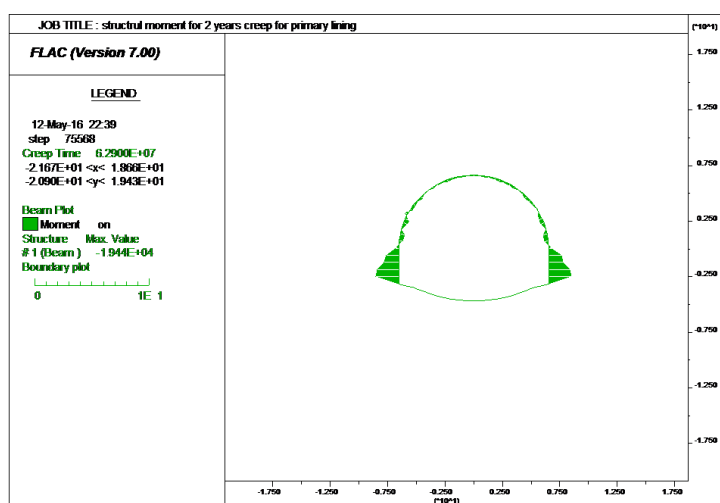
$$V_s = 0.34f_y A \quad ۱۰-۵$$

در رابطه ۵-۹ f'_c مقاومت فشاری بتن و b_w و d به ترتیب عرض و ارتفاع مقطع تحت برش می باشند. در رابطه ۵-۱۰ f_y و A به ترتیب مقاومت تسلیم فولاد و سطح مقطع تحت برش می باشند.

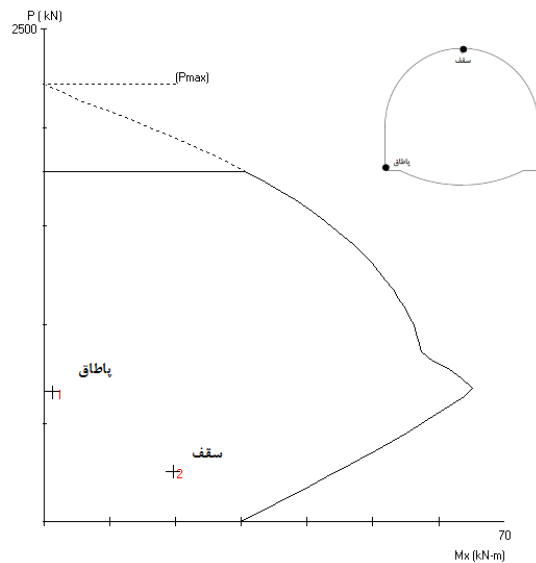
در شکل ۲۲-۵ و شکل ۲۳-۵ نمودار توزیع نیروهای محوری و گشتاور خمشی بر روی نگهداری اولیه آورده شده است. با توجه به مقادیر حداکثری نیروهای محوری و ممان خمشی در سقف و پطاق تونل، پایداری نگهداری اولیه در برابر این نیروها با استفاده از نرم افزار PCAcolumn بررسی شده است و نتایج آن در شکل ۲۴-۵ آورده شده است. مطابق با شکل ۲۴-۵ نگهداری اولیه در برابر نیروهای محوری و ممان خمشی وارد بر آن در طی مدت زمان ۲ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل، پایدار است.



شکل ۲۲-۵: نمودار توزیع نیروی محوری روی نگهداری اولیه تحت اثر ۲ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل

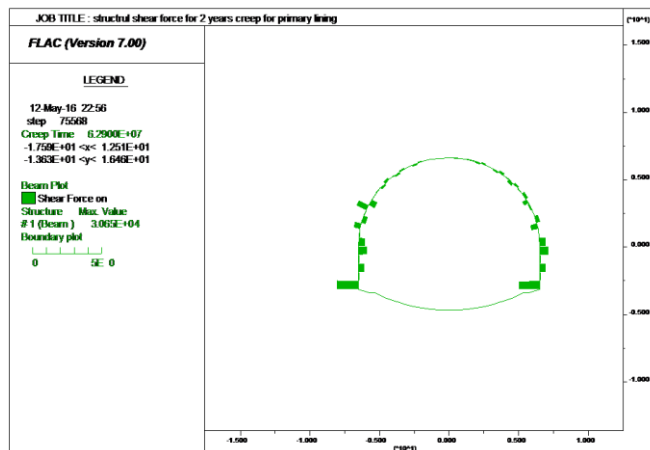


شکل ۲۳-۵: نمودار توزیع ممان خمشی روی نگهداری اولیه تحت اثر ۲ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل



شکل ۵-۲۴: کنترل نیروی محوری و ممان خمشی وارد بر نگهداری اولیه برای مدت زمان ۲ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل

مطابق با شکل ۵-۲۵ حداکثر نیروی برشی وارد بر نگهداری اولیه در قسمت پاطاق تونل است که مقدار آن برابر با ۳۱ KN بوده است.



شکل ۵-۲۵: نمودار توزیع نیروی برشی روی نگهداری اولیه تحت اثر ۲ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل

با توجه به رابطه ۵-۸ مقدار تنش برشی مجاز برای المان میله (با توجه به شکل ۵-۱۴) محاسبه شده است:

$$V_c = 0.45 \sqrt{2555} \times 100 \times 17 = 12.216 \text{ KN}$$

$$V_s = 0.34 \times 4283 \times 11.6 = 16.892KN$$

$$V_n = 12.216 + 16.892 = 29.11KN$$

با توجه به محاسبات مربوط به ظرفیت باربری نیروی برشی نگهداری اولیه، مشاهده می شود که مقدار نیروی برشی وارد بر نگهداری اولیه در قسمت پاتاق (31KN) از مقدار نیروی برشی مجاز نگهداری اولیه (29KN) بیش تر است که سبب ناپایداری نگهداری اولیه خواهد شد. بنابراین لازم است تا در طراحی نگهداری اولیه تغییرات لازم برای افزایش عمر پایداری آن، انجام گیرد.

۵-۴-۳- تحلیل پایداری پوشش بتنی نهایی برای مدت زمان ۱۰۰ سال خزش توده سنگ

دربرگیرنده تونل

۵-۴-۳-۱- نمودارهای ظرفیت باربری

برای تعیین ظرفیت باربری پوشش بتنی از نمودارهای خطی نیروی محوری- ممان خمشی، با توجه به "پوش شکست" و مقادیر حداکثری نیروی محوری و ممان خمشی که پوشش بتنی برای پایداری نیاز دارد، استفاده می شود. به طور مشابه، نمودار نیروی محوری و نیروی برشی روی یک خط، همراه با یکدیگر، با توجه به پوش شکست، در یک نمودار نیروی برشی-نیروی محوری ارائه شده اند. این دو نمودار نمودهایی رایج از نمودارهای ظرفیت باربری در مهندسی ساخت و طراحی بتن هستند. نمودارهای ظرفیت باربری روشی مفید برای تعیین نگهدارنده های تونل هستند، زیرا تعیین عملکرد پوشش بتنی را آسان می کنند، تا فهمیده شود که آیا شرایط تنش های موجود و اعمالی روی پوشش بتنی از حد مجاز تحمل پوشش بتنی بیش تر هستند یا خیر. چندین محقق در باب عملکرد این نمودارها برای طراحی نگهدارنده تونل در موارد خاصی بحث و بررسی انجام داده اند مانند کایسر^۱ و

^۱ Kaiser (۱۹۸۵)

ساور^۱ [۳۵]. در ادامه روابط مربوط به محاسبات ظرفیت تحمل و اندرکنش ممان خمشی-نیروی محوری و نیروی برشی-نیروی محوری ارائه شده‌اند.

در جدول ۸-۵ مشخصات مصالح پوشش بتنی درجا مورد استفاده در تونل البرز آمده است.

جدول ۸-۵: مشخصات مصالح پوشش بتنی نهایی (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

مشخصه	علامت	مقدار	واحد
مقاومت اسمی بتن	f_{ck}	۵۰	MN/m^2
مقاومت کششی بتن	f_{ct}	۳/۵	MN/m^2
وزن مخصوص بتن	Y_c	۲۳۰۰	kg/m^3
مدول الاستیسیته بتن	E_c	۳/۵۴۵	kg/cm^2
مدول الاستیسیته فولاد	E_s	۲۰۶	kg/cm^2
قطر میلگرد	φ	۱۸	mm
مقاومت تسلیم فولاد	f_y	۴۰۰	kg/cm^2

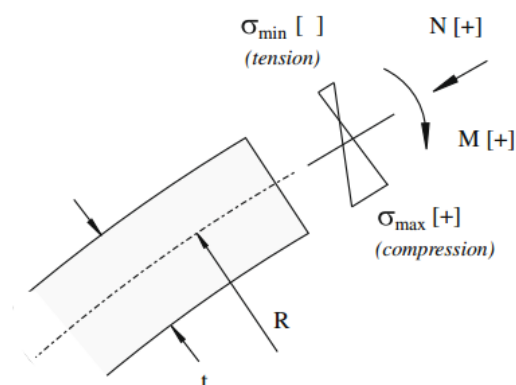
۵-۴-۳-۲ - ظرفیت تحمل و اندرکنش ممان خمشی-نیروی محوری

با توجه به شکل ۲۶-۵ تصویری از یک مقطع پوشش بتنی مشاهده می‌شود که نیروی محوری N و ممان خمشی M نمایش داده شده است، و تنش‌های محوری حداکثری و حداقلی را نتیجه می‌دهند، σ_{min} و σ_{max} ، که با توجه به نیروهای وارد بر المان پوشش بتنی، به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} t/2 \quad 11-5$$

در این رابطه A مساحت و I ممان اینرسی مقطع و $t/2$ نصف ضخامت پوشش بتنی است.

^۱ Sauer (۱۹۹۴)



شکل ۵-۲۶: نمونه مقطعی از پوشش بتنی (نمایش نیروی محوری و گشتاور خمشی) [۳۵]

فرض می‌شود که پوشش بتنی قادر به تحمل حداکثر تنش فشاری σ_c و حداکثر تنش کششی σ_t است. ضریب ایمنی FS برای این که در کشش یا فشارش گسیخته شود به صورت زیر است:

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_{max}} = \frac{\sigma_t}{\sigma_{min}} \quad ۱۲-۵$$

روابط ۵-۱۱ و ۵-۱۲ برای برقراری ارتباط میان نیروی محوری N و ممان خمشی M که همراه با یک ضریب ایمنی مشخص باشند، برای شکست فشارشی و شکست کششی باهم ترکیب می‌شوند. برای مثال محدوده مقدار نیروی محوری N برای شکست فشاری به این صورت است:

$$N = -\frac{|M|At}{\gamma I} + \frac{\sigma_c A}{FS} \quad ۱۳-۵$$

در این رابطه N نیروی محوری، M ممان خمشی، A مساحت سطح مقطع معادل از پوشش بتنی نهایی، t ضخامت معادل پوشش بتنی نهایی، I ممان اینرسی مقطع معادل، σ_c مقاومت فشاری پوشش بتنی و FS ضریب ایمنی لحاظ شده است. به طور مشابه با توجه به σ_{min} در رابطه ۵-۱۲، محدوده مقدار نیروی محوری N همراه با شکست کششی به این صورت است:

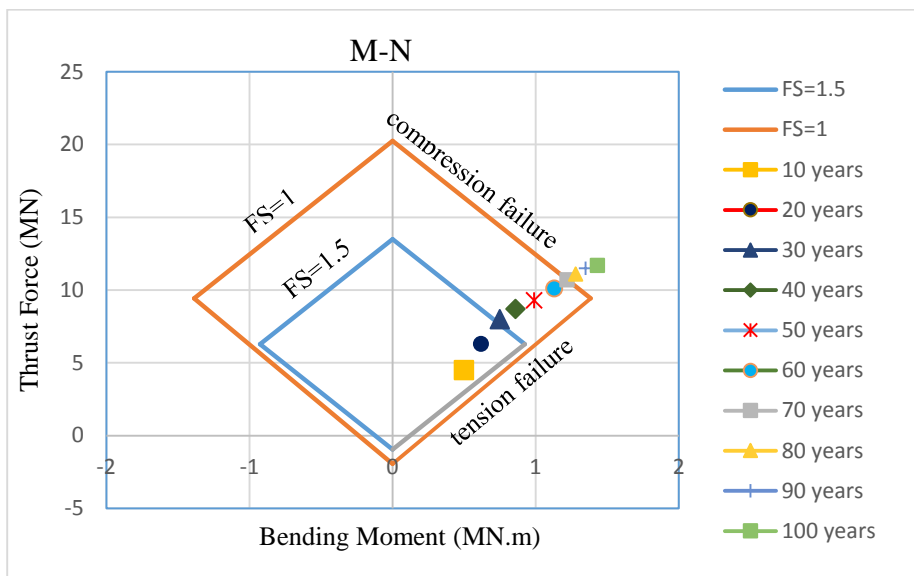
$$N = \frac{|M|At}{\gamma I} + \frac{\sigma_t A}{FS} \quad ۱۴-۵$$

در این رابطه σ_t مقاومت کششی پوشش بتنی نهایی است. با مساوی قرار دادن دو رابطه ۵-۱۳ و ۵-۱۴، مقادیر ممان خمشی بحرانی M_{cr} همراه با مقادیر ضریب ایمنی FS برای دو حالت شکست کششی و فشارشی به صورت هم‌زمان به دست می‌آید:

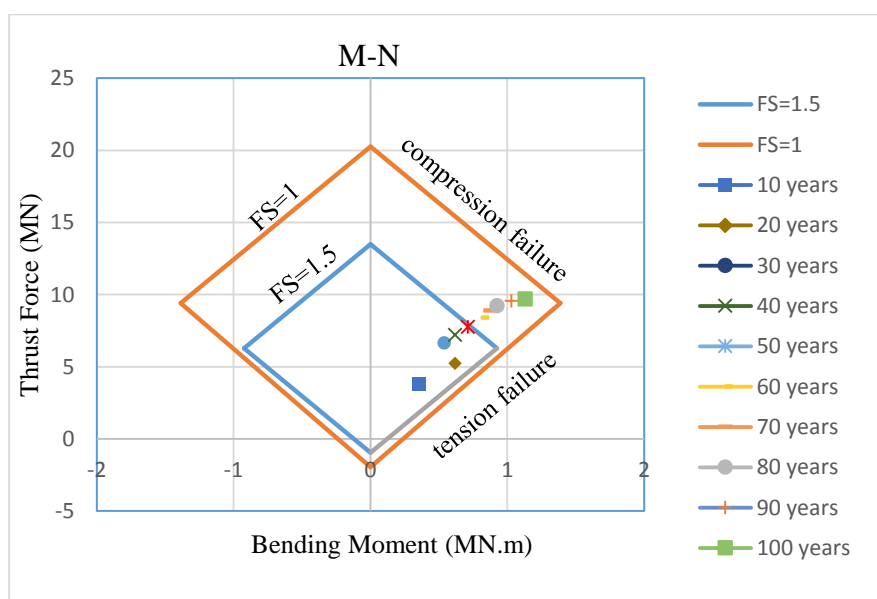
$$M_{cr} = \pm \frac{I \sigma_c - \sigma_t}{t FS} \quad ۱۵-۵$$

مجموعه روابط ۵-۱۳ تا ۵-۱۶ در یک نمودار اندرکنش به نام نیروی محوری-ممان خمشی آورده می‌شوند. محور افقی این نمودار ممان خمشی و محور قائم آن نیروی محوری را نشان می‌دهد.

با توجه به روابط ۵-۳، ۵-۴ و ۵-۶ و نیروهای محوری و ممان خمشی که از زمین به پوشش بتنی نهایی وارد می‌شوند، نمودار اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی برای مدت زمان ۱۰۰ سال از عمر پوشش بتنی تونل البرز ترسیم می‌شود که نمودار شکل ۵-۲۷ حاصل ترسیم این روابط برای بازه زمانی ۱۰۰ ساله است. مدل عددی ساخته شده در FLAC برای مقطع مورد مطالعه، به صورت ۱۰ سال ۱۰ سال اجرا می‌شود. به این صورت که مدت زمان عمر پوشش بتنی با توجه به گام زمانی خزش مناسب، به مدل اعمال می‌شود. گام زمانی خزش مناسب برای هر بازه زمانی از عمر پوشش بتنی، با اجزای مکرر مدل عددی برای همان بازه زمانی به دست می‌آید. با توجه به این که دو نمونه از دو متر از مختلف در مقطع مورد مطالعه، مورد آزمایش قرار گرفته است، بنابراین تنها داده‌های ورودی مربوط به نمونه‌ای آورده شده است که نیروهای بیش‌تری به پوشش بتنی نهایی وارد می‌کند، که با توجه به اجرای مدل برای هر پارامترهای ورودی حاصل از هر دو نمونه، پارامترهای ورودی نمونه شماره ۲ نیروهای بیش‌تری را به پوشش بتنی وارد می‌آورند. نمودار اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی برای پوشش بتنی نهایی در مدل عددی با پارامترهای ورودی نمونه شماره ۲، برای دو مقطع از پوشش بتنی در پاتاق و کف تونل به ترتیب به صورت شکل ۵-۲۷ و شکل ۵-۲۸ است.



شکل ۵-۲۷: نمودار اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی در مدت زمان ۱۰۰ سال (پاطاق تونل).

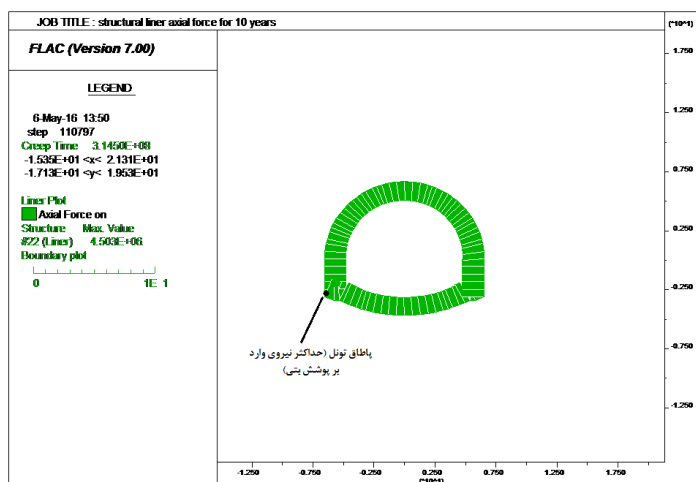


شکل ۵-۲۸: نمودار اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی در مدت زمان ۱۰۰ سال (کف تونل).

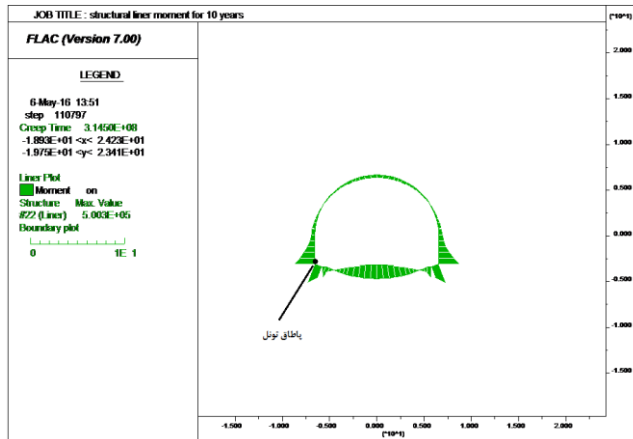
طبق نمودار شکل ۵-۲۷ بین سال های ۶۰ تا ۷۰، مقدار ممان خمشی ایجادشده در پوشش بتنی از حد مجاز فراتر رفته و پایداری آن در قسمت پاطاق تونل از لحاظ گشتاور خمشی ایجاد شده درپوشش بتنی دچار مشکل خواهد شد. در شکل ۵-۲۸ نیز نمودار نیروی محوری-ممان خمشی در

قسمت کف تونل آورده شده است. با وجه به این نمودار، نیروهای محوری و ممان خمشی ایجاد شده در پوشش بتنی در کف تونل، از حد ضریب ایمنی ۱ کم تر نمی شوند.

شکل متفاوت لوزی ها در نمودارهای ارائه شده برای اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی، به دلیل مقادیر متفاوت حاصل از روابط ۱۳-۵ و ۱۴-۵ است. برای مثال اگر یک نقطه بالای مرز مربوط به ضریب ایمنی $FS=1/5$ بیافتد، طبق رابطه ۲-۵ به این معناست که اندرکنش ممان خمشی و نیروی محوری در یک نقطه خاص از پوشش بتنی یک تنش حداکثری روی کمان پوشش بتنی را سبب می شود که $1/5$ برابر کوچک تر از تنش فشاری σ_c پوشش بتنی است. به صورت مشابه اگر نقطه در زیر مرز پایینی بیفتد به این معناست که مقاومت کششی پوشش بتنی کم تر از نیروهای وارده به پوشش بتنی است. لازم به ذکر است که بازه تغییرات مجاز با استفاده از رابطه ۵-۶ به دست می آید. در شکل ۲۹-۵ (الف و ب) و شکل ۳۰-۵ (الف و ب) نمودارهای توزیع ممان خمشی و نیروی محوری روی دیواره تونل برای ۱۰ و ۹۰ سال خزش سنگ دربرگیرنده تونل آورده شده است. این نمودارها با توجه به شکل ۲۹-۵ و شکل ۳۰-۵ به ترتیب برای دو قسمت پاتاق و کف تونل برای مدت زمان های خزش ۱۰ و ۹۰ سال آورده شده اند.

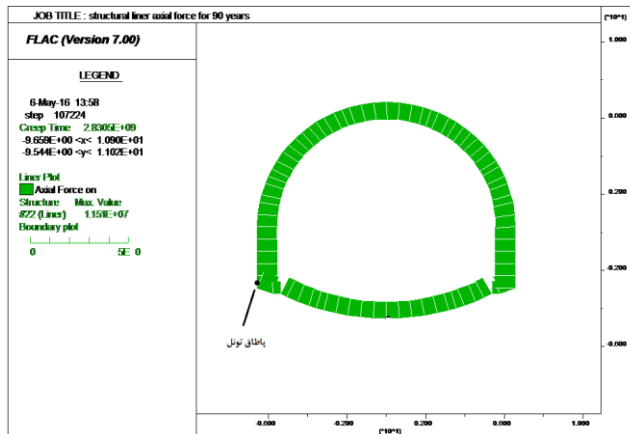


الف) نمودار توزیع نیروی محوری بر روی پوشش بتنی نهایی در اثر خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل به مدت زمان ۱۰ سال در قسمت پاتاق تونل.

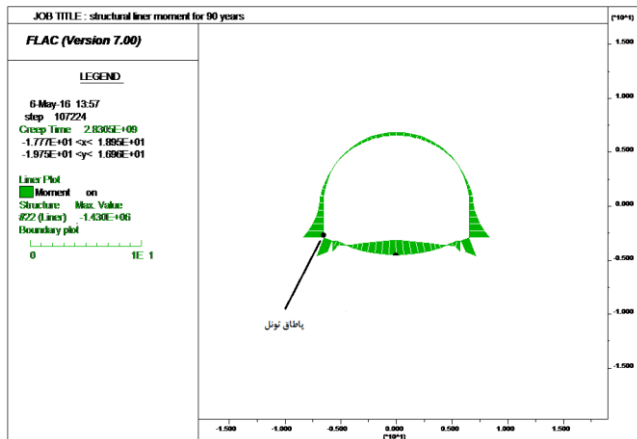


ب) نمودار توزیع نیروی ممان خمشی بر روی پوشش بتنی نهایی در اثر خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل به مدت زمان ۱۰ سال در قسمت پاشاق تونل.

شکل ۵-۲۹: نمودار توزیع نیروهای ممان خمشی و محوری بر روی پوشش بتنی نهایی تونل ناشی از نیروهای ایجاد شده در اثر ۱۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل (الف- نیروی محوری، ب- گشتاور خمشی)



الف) نمودار توزیع نیروی ممان خمشی بر روی پوشش بتنی نهایی در اثر خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل به مدت زمان ۹۰ سال قسمت پاشاق تونل.



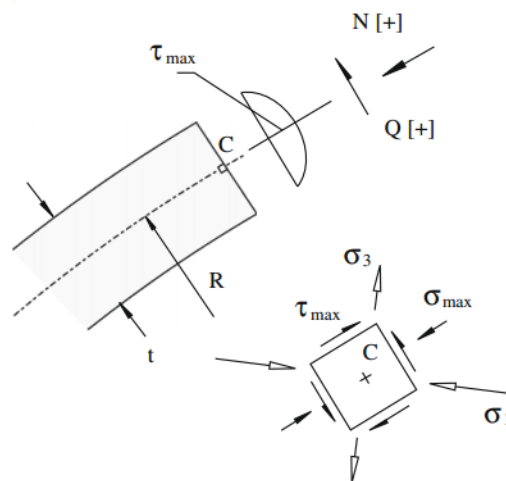
ب) نمودار توزیع نیروی محوری بر روی پوشش بتنی نهایی در اثر خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل به مدت زمان ۹۰ سال برای قسمت پاشاق تونل.

شکل ۵-۳۰: نمودار توزیع نیروهای ممان خمشی و محوری بر روی پوشش بتنی نهایی تونل ناشی از نیروهای ایجاد شده در اثر ۹۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل.

در طراحی نگهداری تونل، معمولاً ضریب ایمنی را برای شکسته شدن پوشش بتنی $FS=1/5$ لحاظ می‌کنند. به همین دلیل با توجه به نمودار شکل ۲۷-۵ طراحی لحاظ شده برای پوشش بتنی نهایی تونل البرز نیازمند بازنگری است.

۵-۴-۳- ظرفیت تحمل و اندرکنش ممان خمشی-نیروی برشی

در این بخش نمودارهای اندرکنش نیروی برشی-محوری مورد بحث قرار گرفته است. در شکل ۳۱-۵ مقطعی از پوشش بتنی تحت اثر نیروی محوری N و نیروی برشی Q همراه با توزیع (سه‌موی) تنش‌های برشی در امتداد طول مقطع، ناشی از نیروی برشی، نمایش داده شده است.



شکل ۳۱-۵: نمونه مقطعی از پوشش بتنی (نمایش نیروی برشی و گشتاور خمشی) [۳۵]

با توجه به شکل ۳۱-۵ حداکثر تنش برشی τ_{max} در تار خنثی از کمانی از جزء پوشش بتنی به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \frac{Q}{A} \quad ۱۶-۵$$

نیروی محوری N در شکل ۳۱-۵ تنش نرمال با مقدار σ_{max} را ایجاد می‌کند:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \quad ۱۷-۵$$

در روابط ۱۶-۵ و ۱۷-۵، A مساحت مقطع پوشش بتنی است.

با توجه به این که حالت تنش برای نقطه C واقع بر روی تار خنثی کمان (شکل ۳۱-۵) داده شده و به وسیله تنش های σ_{max} و τ_{max} در روابط ۱۶-۵ و ۱۷-۵ تعریف شده اند، تنش های اصلی کوچک تر و بزرگ تر σ_1 و σ_3 در این نقطه را به صورت ترکیبی می توان نمایش داد:

$$\sigma_{۱,۳} = \frac{\sigma_{max}}{۲} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{max}}{۲}\right)^2 + \tau_{max}^2} \quad ۱۸-۵$$

مقاومت فشاری ماده سازنده پوشش بتنی σ_c و مقاومت کششی σ_t فرض شده اند. بنابراین ضریب ایمنی FS برای پوشش بتنی در جهت نامشخص از کمان (شکل ۳۱-۵) برای گسیختگی در حالت فشارش یا کشش را می توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{\sigma_t}{\sigma_3} \quad ۱۹-۵$$

روابط ۶-۵ و ۹-۵ با هم ترکیب می شوند تا رابطه ای میان نیروی محوری N و نیروی برشی Q که همراه با مقدار ضریب ایمنی FS مشخصی باشد، هم برای گسیختگی در کشش و هم فشارش، به دست آورده شود.

برای مثال، با توجه به σ_1 در رابطه ۸-۵، همراه با تعریف ضریب ایمنی در رابطه ۹-۵، محدودیت مقدار نیروی محوری N همراه با گسیختگی در حالت فشارش، داریم:

$$N = \frac{\sigma_c A}{FS} - \frac{9}{4} \frac{Q^2 FS}{\sigma_c A} \quad ۲۰-۵$$

به طور مشابه، با توجه به σ_3 در رابطه ۸-۵، محدوده مقدار نیروی محوری N همراه با گسیختگی در کشش، داریم:

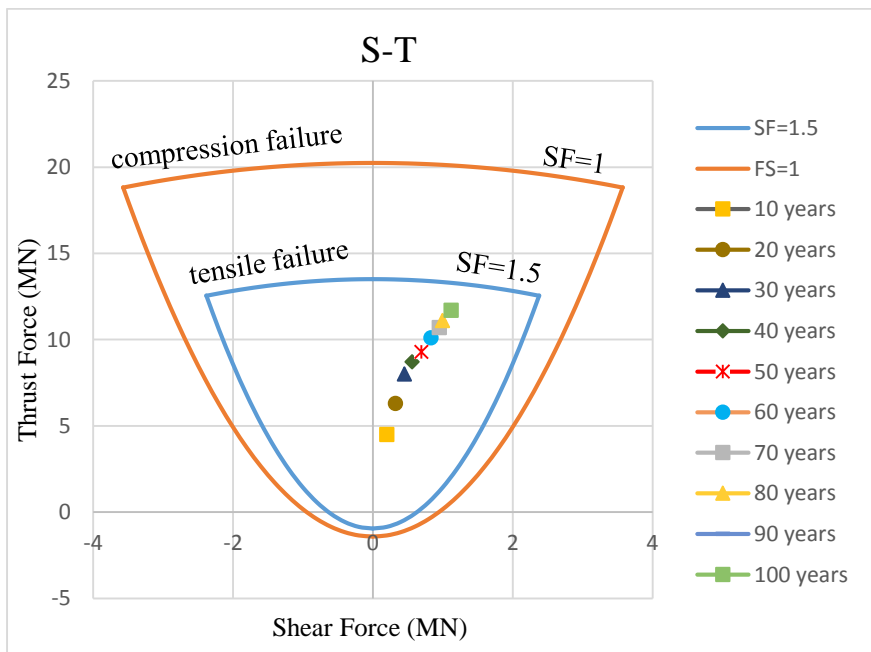
$$N = \frac{\sigma_t A}{FS} - \frac{9}{4} \frac{Q^2 FS}{\sigma_t A} \quad 21-5$$

مقادیر بحرانی نیروی برشی Q_{cr} همراه با مقدار مشخص ضریب ایمنی FS برای دو حالت گسیختگی در کشش و فشارش به‌طور هم‌زمان به‌این ترتیب است:

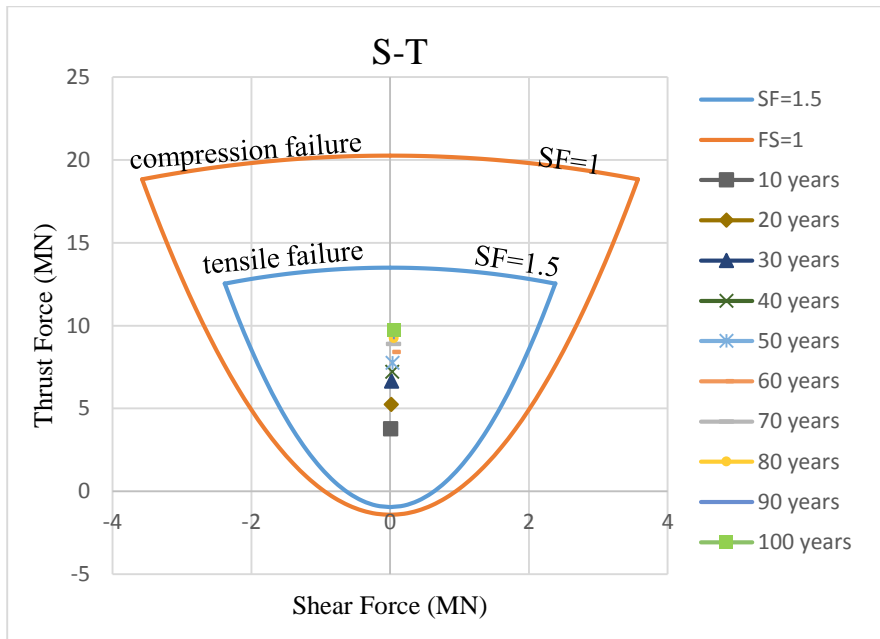
$$Q_{cr} = \pm \frac{A}{FS} \sqrt{-\frac{4}{9} \sigma_c \sigma_t} \quad 22-5$$

توجه شود که σ_t در رابطه ۱۲-۵ منفی است.

با استفاده از روابط ۱۰-۵ تا ۱۲-۵ نمودار تنش برشی-نیروی محوری، برای لاینینگ مورد استفاده در تونل البرز تحت اثر نیروهای ایجادشده در طی مدت زمان ۱۰۰ سال مورد ارزیابی قرار گرفته است. به همان ترتیبی که برای ترسیم و ارزیابی نمودار اندرکنش نیروی محوری-گشتاور خمشی توضیح داده شد، برای ترسیم و ارزیابی نمودار اندرکنش نیروی برشی-گشتاور خمشی پوشش بتنی تونل البرز، با توجه به پارامترهای حاصل از نمونه شماره ۲، در دو قسمت پاتاق و کف تونل، برای مدت زمان های ۱۰ و ۹۰ سال خزش سنگ در برگیرنده تونل، تحلیل شده است.

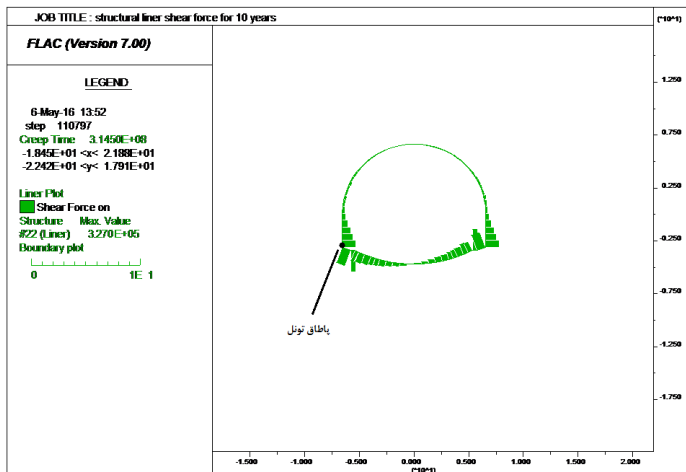


شکل ۳۲-۵: نمودار اندرکنش نیروی برشی-ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی در مدت زمان ۱۰۰ سال (قسمت پاتاق تونل).

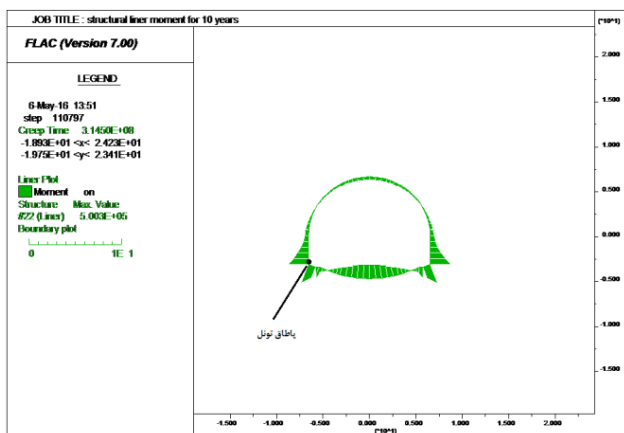


شکل ۳۳-۵: نمودار اندرکنش نیروی برشی-ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی در مدت زمان ۱۰۰ سال (قسمت کف تونل).

با مشاهده نمودارهای شکل ۳۲-۵ مشاهده می شود که نیروهای برشی القایی در پوشش بتنی، بسیار کم بوده و از این لحاظ مشکلی را برای پوشش بتنی طی بازه های زمانی مورد نظر، ایجاد نمی کند. نمودارهای توزیع نیروی برشی و نیروی محوری روی دیواره تونل در شکل ۳۴-۵ و شکل ۳۵-۵ به ترتیب برای سال های ۱۰ و ۹۰ از خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل آمده است.

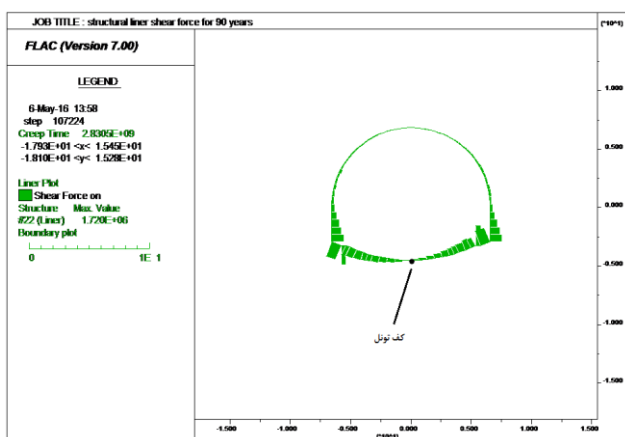


الف) نمودار توزیع نیروی برشی بر روی پوشش بتنی نهایی در اثر خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل به مدت زمان ۱۰ سال در قسمت پاتاق تونل.

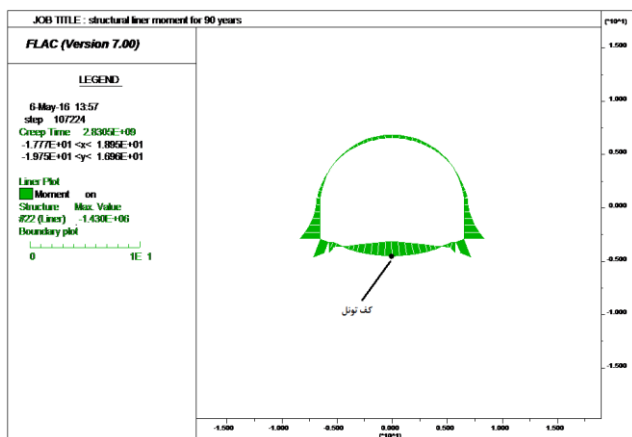


ب) نمودار توزیع نیروی محوری بر روی پوشش بتنی نهایی در اثر خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل به مدت زمان ۱۰ سال در قسمت پاتاق تونل.

شکل ۵-۳۴: نمودار توزیع نیروی برشی و نیروی محوری بر روی پوشش بتنی نهایی تونل ناشی از نیروهای ایجاد شده در اثر ۱۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل (در قسمت پاتاق تونل).



الف) نمودار توزیع نیروی برشی بر روی پوشش بتنی نهایی در اثر خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل به مدت زمان ۹۰ سال در قسمت کف تونل.

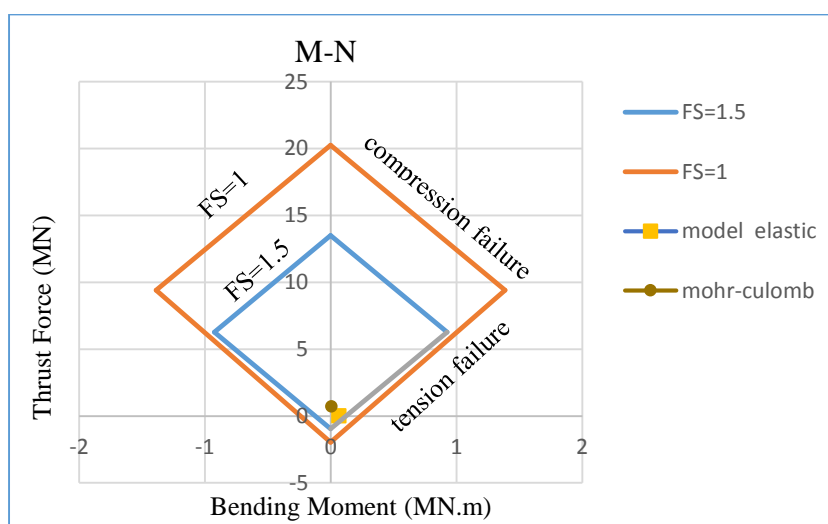


ب) نمودار توزیع نیروی محوری بر روی پوشش بتنی نهایی در اثر خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل به مدت زمان ۹۰ در قسمت کف تونل.

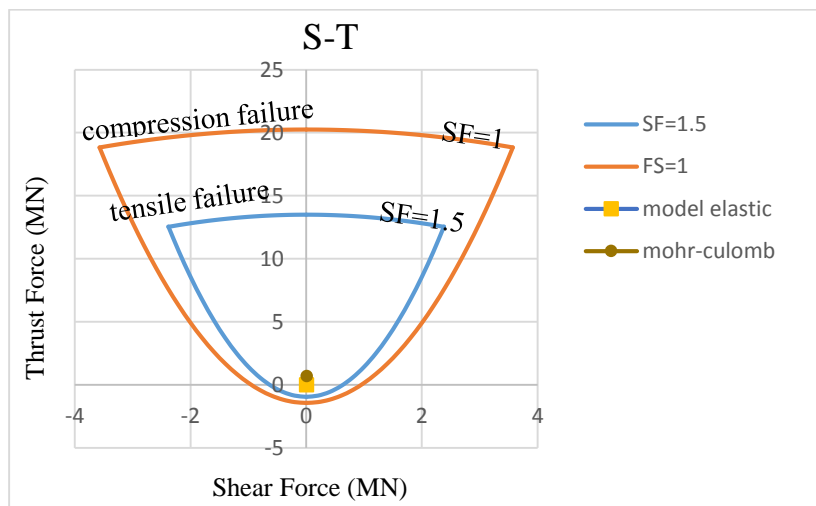
شکل ۵-۳۵: نمودار توزیع نیروهای نیروی برشی و نیروی محوری بر روی پوشش بتنی نهایی تونل ناشی از نیروهای ایجاد شده در اثر ۹۰ سال خزش توده سنگ دربرگیرنده تونل (قسمت کف تونل).

۵-۴-۳-۴- اعمال مدل الاستیک و مورکولمب

نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی با استفاده از مدل های الاستیک و مورکولمب نیز بررسی می شود. در شکل ۵-۳۶ و شکل ۵-۳۷ به ترتیب نمودارهای اندرکنش نیروی محوری-گشتاور خمشی و نیروی برشی-گشتاور خمشی، برای دو مدل الاستیکی و مورکولمب برای محیط تونل استفاده شده است. مدل سازی با این دو مدل رفتاری به منظور مقایسه بین مدل های رفتاری وابسته به زمان با مدل های رفتاری مستقل از زمان، انجام شده است که نتیجه این مقایسه در ادامه آورده شده است.



شکل ۵-۳۶: نمودار اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی برای مدل های الاستیک و مورکولمب.



شکل ۵-۳۷: نمودار اندرکنش نیروی برشی - ممان خمشی برای نیروهای وارد بر پوشش بتنی نهایی برای مدل‌های الاستیک و مور کولمب.

با اعمال مدل الاستیک مشاهده می‌شود که نیروهای وارد بر پوشش بتنی از نیروهایی که در مدت‌زمان کم‌تر از ۱۰ سال، به پوشش بتنی وارد می‌شوند کم‌تر است و در حالت مدل مور کولمب نیروهای وارد بر پوشش نهایی بتنی مقادیر کمی دارند و مشکلی در ناپایداری پوشش بتنی ایجاد نمی‌کنند، که می‌توان نتیجه گرفت مدل‌هایی که وابستگی به زمان ندارند، برای تحلیل‌های وابسته به زمان نامناسب هستند.

۵-۵ - نتیجه‌گیری

در فصل حاضر به بررسی مدل سازی عددی تونل البرز با استفاده از نرم افزار FLAC_{3D} پرداخته شده است. پس از اعمال شرایط اولیه و حفر تونل به نصب سیستم نگهداری موقت اقدام سپس پوشش بتنی نهایی نصب و نهایتاً نگهداری موقت حذف شده است. برای ارزیابی پایداری پوشش بتنی نهایی در طی زمان، از مدل خزشی CVISC استفاده می‌شود.

پایداری پوشش بتنی نهایی از لحاظ نیروهای وارد بر آن مورد ارزیابی قرار گرفته است. با توجه به پارامترهای حاصل از انجام آزمایش روی دو نمونه از دو ناحیه مختلف در مقطع مورد مطالعه، که شرح آن در فصل چهارم داده شده است، دو بار مدل سازی با دو ورودی متفاوت انجام شده است. مدت زمان

در نظر گرفته شده برای پایداری پوشش بتنی تونل البرز ۱۰۰ سال است. در مدل سازی با پارامترهای ورودی حاصل از نمونه ۲، گشتاور خمشی ایجاد شده در پوشش بتنی بین سال های ۶۰ تا ۷۰، از ضریب ایمنی ۱ کم تر می شود و پوشش بتنی از لحاظ پایداری دچار مشکل می شود. مقادیر نیروی برشی و محوری القایی در پوشش بتنی مشکلی را برای پایداری آن ایجاد نمی کنند.

برای درک تفاوت و اهمیت بین مدل سازی وابسته به زمان و مدل سازی غیر وابسته به زمان، رفتار محیط تونل به صورت مدل الاستیک و مدل مورکولمب فرض شده است. در نتیجه مشاهده شده است که در حالت مدل الاستیک مقادیر نیروهای وارد بر پوشش بتنی مشابه رفتار وابسته به زمان برای مدت زمان کم تر از ۱۰ سال است. و در حالت مدل مورکولمب نیروهای وارد بر پوشش بتنی کم و قابل اطمینان هستند. با توجه به نتایج حاصل از این دو مدل، و مقایسه با مدل رفتاری وابسته به زمان، اهمیت مدل سازی وابسته به زمان مشخص می شود.

فصل هشتم

نتیجہ گیری و پیشہ ماہ

۶-۱- مقدمه

در این تحقیق سنگ‌های مسیر تونل البرز از لحاظ پتانسیل مچاله‌شوندگی مورد ارزیابی قرار گرفته است. این عمل با استفاده از روش‌های تجربی، نیمه تجربی، تحلیلی صورت گرفت. ابتدا با استفاده از این روش‌ها زون‌های دارای پتانسیل مچاله‌شوندگی، درجه و میزان شدت مچاله‌شوندگی آن‌ها مشخص شده است. سپس با توجه به محدود بودن ایستگاه‌های ابزاربندی در مقاطع مچاله‌شونده، از یکی از زون‌های مستعد مچاله‌شوندگی، نمونه‌های سنگ برای آزمون‌های آزمایشگاهی تهیه شده است.

برای تحلیل عددی پدیده مچاله‌شوندگی از نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC_{2D} استفاده شده است. و با توجه به ماهیت وابسته به زمان این پدیده، یکی از مدل‌های خزشی که برای تحلیل‌های مچاله‌شوندگی استفاده می‌گردد، به کار می‌رود. برای اعمال پارامترهای ورودی این مدل خزشی، نیاز به ۱۰ پارامتر ورودی می‌باشد. از میان این ۱۰ پارامتر، ۴ پارامتر آن، پارامترهای خزشی هستند که بایستی از روش‌های آزمایشگاهی با انجام آزمایش خزش بر روی نمونه سنگ مورد نظر، به دست آیند.

پس از به دست آوردن این پارامترها، نیاز بوده است تا مدل رفتاری مورد استفاده در FLAC با آزمایش انجام شده صحت سنجی شوند. با مدل‌سازی نمونه‌های آزمایشگاهی در FLAC، صحت سنجی با مقادیر خطای کم‌تر از ۱۰٪ انجام گرفته است که در کارهای مهندسی این میزان خطا قابل قبول هستند. با اطمینان از صحت تطابق این مدل رفتاری با آزمایش انجام شده، به مدل‌سازی مقطع مچاله‌شونده پرداخته شده است. با توجه به اهمیت بعد زمان در بحث پایداری تونل و پوشش بتنی نهایی تونل، مدل عددی برای مدت‌زمان ۱۰۰ سال، اجرا شده است. نتایج نیروهای وارد بر

پوشش بتنی به صورت نیروهای محوری، برشی و ممان خمشی وارد بر آن در طی مدت این ۱۰۰ سال، در نمودارهای ظرفیت باربری محور-ممان خمشی و برشی-گشتاور خمشی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.

۲-۶- نتیجه‌گیری

با توجه به بررسی‌های صورت گرفته در انجام این تحقیق می‌توان به نتایج زیر اشاره کرد:

۱- نتایج تحلیل‌ها نشان داده‌اند که برای ارزیابی پتانسیل مچاله‌شوندگی سنگ‌های مسیر تونل،

روش‌های تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی تطابق نسبتاً خوبی با هم دارند. که می‌توان از آن‌ها

برای انتخاب مقطع مناسب برای تحلیل عددی استفاده کرد.

۲- برای مدل‌سازی تغییر شکل‌های وابسته به زمان در تونل‌ها و بررسی پدیده مچاله‌شوندگی باید

از مدل‌های رفتاری وابسته به زمان استفاده شود. مدل ویسکوپلاستیک برگر-خزشی یکی از

کامل‌ترین مدل‌های رفتاری وابسته به زمان موجود در این زمینه است که نتایج تحلیل‌ها

به خوبی نشان داده که این مدل رفتاری قادر است تغییر شکل‌های وابسته به زمان توده‌سنگ

را با دقت بالایی شبیه‌سازی کند.

۳- به منظور استفاده از مدل ویسکوپلاستیک برگر-خزشی باید چهار پارامتر خزشی موجود در این

مدل به دست آورده شود. یکی از روش‌های مناسب و پرکاربرد و کم‌هزینه استفاده از تحلیل

برگشتی در ایستگاه‌های مچاله‌شونده است. اما با توجه به ناکافی بودن تعداد این ایستگاه‌ها و

اطلاعات آن‌ها، از روش آزمایشگاهی برای به دست آوردن این پارامترها استفاده شده است.

آزمایش خزش روی دو نمونه سنگ از دو مقطع مختلف، در حدفاصل محدوده ۳۴۳۴ تا

۳۵۰۰، انجام گرفته و مقادیر این چهار پارامتر برای این دو نمونه سنگ محاسبه شده است.

۴- با اعمال پارامترهای به دست آمده از این دو نمونه، دو مدل‌سازی با ورودی‌های مختلف انجام

گرفته که پارامترهای حاصل از نمونه دوم، نیروهای بحرانی‌تری را به پوشش بتنی نهایی وارد

می‌آوردند. در تحلیل نتایج حاصل از پارامترهای ورودی نمونه ۲، پوشش بتنی بین سال‌های

۶۰ تا ۷۰ در اثر افزایش ممان خمشی دچار ناپایداری فشاری می‌شود.

۵- همچنین برای مقایسه رفتار وابسته به زمان با رفتار مستقل از زمان در سنگ‌های مچاله‌شونده، یکبار مدل‌سازی با مدل رفتاری الاستیک و یکبار با مدل رفتاری مورکولمب انجام گرفته که در حالت الاستیک نیروهای وارد بر پوشش‌بتنی تقریباً معادل نیروهای وارد بر آن در حالت وابسته به زمان، برای مدت‌زمان کم‌تر از ۱۰ سال بوده و برای مدل مورکولمب نیروهای وارد بر پوشش‌بتنی بسیار کم و قابل اطمینان به‌دست‌آمده‌اند. در نتیجه با توجه به محدودیت مدل‌های رفتاری مستقل از زمان، اهمیت مدل‌سازی با رفتار وابسته به زمان مشخص می‌شود.

۳-۶- پیشنهادها

- ۱- با توجه به این که رفتار وابسته به زمان برای سنگ‌های مسیر تونل البرز محتمل است، بنابراین پیشنهاد می‌شود مطالعات مربوط به رفتار وابسته به زمان برای سنگ‌های مسیر تونل، بیش‌تر انجام شود.
- ۲- با به‌کارگیری ابزارگذاری مناسب به موقع و رفتارنگاری در این طرح می‌توان در نواحی و زون‌های مچاله‌شونده، به انجام آنالیز برگشتی پرداخت، و مدل‌سازی و ارزیابی مچاله‌شوندگی در این مقاطع یا زون‌ها به این روش که نسبتاً قابل قبول و کم‌هزینه است، انجام گیرد.
- ۳- انجام آزمایش خزش بر روی نواحی دارای پتانسیل مچاله‌شوندگی بالا با تهیه نمونه از این مقاطع.
- ۴- مطالعات مربوط به اصلاح و بهینه‌سازی نگهداری پوشش‌بتنی تونل متناسب با گام‌های حفاری.
- ۵- با توجه به هندسه پوشش‌بتنی تونل، برای ارزیابی دقیق‌تر از رفتار پوشش‌بتنی در برابر نیروهای وارد بر آن، پیشنهاد می‌شود از نرم‌افزارهای سازه‌ای مانند ANSYS و آباکوس برای رفتار سازه‌ای استفاده شود.

منابع

- حسین نژاد ا.م، ۱۳۸۹، پایان نامه کارشناسی ارشد، تحلیل پایداری تونل‌ها در زمین‌های مچاله‌شونده به کمک نرم‌افزار FLAC۲D، مطالعه موردی تونل بابلک، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس.
- شرکت مهندسی جنرال مکانیک، مهندسین مشاور لانیز، (۱۳۹۳)، گزارش‌های زمین‌شناسی مهندسی و هندسی تونل البرز، تهران، ایران.
- صالحی، ا، ۱۳۸۹، "پایان نامه کارشناسی ارشد، تحلیل رفتار مچاله‌شوندگی توده سنگ تونل دشت ذهاب"، دانشکده مهندسی معدن و متالورژی، دانشگاه یزد.
- ملایی م، ۱۳۸۵، پایان نامه کارشناسی ارشد، بررسی و ارزیابی مچاله‌شوندگی و همگرایی تونل انتقال آب نوسود و تأثیر آن بر عملکرد TBM، دانشکده مهندسی معدن، دانشگاه تهران.
- Aydan Ö., Akagi T., Kawamoto T. (۱۹۹۳), "The squeezing potential of rock around tunnels: theory and prediction", Rock Mechanics and Rock Engineering", ۲, pp. ۱۳۷-۱۶۳.
- Bahadur B. C. (۲۰۱۳), M.Sc. thesis, "Evaluation on the squeezing phenomenon at the headrace tunnel of Cameliya hydroelectric project", Department of Geology and Mineral Resources Engineering, Norwegian University of Science and Technology (NTNU).
- Barla G. (۲۰۰۲) "Tunnelling under squeezing rock conditions" Department of Structural and Geotechnical Engineering, Politecnico di Torino, pp.۹۸.
- Barla G. (۱۹۹۵), "Squeezing rocks in tunnels", ISRM News Journal, ۳/۴, pp. ۴۴-۴۹.
- Barla G. and Borgna S. (۱۹۹۹), "Squeezing behaviour of tunnels: a phenomenological approach", Gallerie, ۵۸, pp. ۳۹-۶۰.
- Barla. G, Bonini. M, Debernardi. D, (۲۰۰۸), "time dependent deformations in squeezing tunnels", international association for computer methods and advances in geomechanics (IACMAG), Goa, India.
- Bieniawski Z. T., (۱۹۸۹), "engineering rock mass clasifications", a Wiley-Interscience publication, Canada. pp.۲۵۱.
- Bonini. M, Barla. G, (۲۰۱۲), The Saint Martin La Porte access adit (Lyon-Turin Base Tunnel) revisited, Tunnelling and Underground Space Technology.
- Cristescu N. D, Hunsche U, (۱۹۹۹), "time effects in rock mechanics", vol. ۳۱,

No. २. pp.३३५.

- Cristescu N, (२०१२), “**Rock Rheology**”, Springer Netherlands, Volume १, Kluwer Academic Publishers.pp.३०५.
- Carranza-Torres C, Diederichs M, (२००९), “Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets”, **Tunnelling and Underground Space Technology** २४,pp. ५०६–५३२.
- Dube, A. K, Singh. B, (१९८६), “study of squeezing pressure phenomenon in a tunnel-1”, Tunneling and Underground Space Technology, vol. 1, No. 1, pp. ३५-३९.
- Goel R. K. (२०००), “tunneling in squeezing ground conditions”, **Central Mining Research Institute**, India.
- Goodman, R. E. (१९८९).”**Rock Mechanics**”. John Wiley & Sons, New York. USA. pp.५५1.
- Hoek E, (१९९९), "**Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock**", Available from Rocscience Inc., ३1 Balsam Avenue, Toronto, Ontario, Canada **MPE ३B५**.
- Hoek E. (२००1), “big tunnels in bad rock २००० Terzaghi lecture” , **ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol. 127, No. 9. pp १२६-१३०.
- Hoek E. and Marinos P, (२०००),”Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses”, **Tunnels and Tunnelling International**, pp. ५५-५1: part one; pp. ३३-३६: part two.
- Hudson A. J, P.Harrison.J, (१९९१), “**Engineering Rock Mechanics**”, Elsevier Science Ltd.pp. ५८५.
- Hudson J.A ,(२००५), “**Engineering properties of rocks**”, Vol ५, Lexinton MA, USA, pp. २९०.
- ITASCA Inc. (२०11) - FLAC ,”**Fast Lagrangian Analysis of Continua**”. Ver.१,०, User’s manual.
- Jethwa J.L., Singh B and Singh B. (१९८३), “Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions – a new approach”. **Design and Performance of Underground Excavations**, ISRM Symposium, Cambridge, E.T. Brown and J.A.Hudson eds., pp. २३1-२३८.

- Khoshboresh A.R (२०१३), M.Sc. “A study of deformation of tunnels excavated in fractured rocks”, Laval university, Quebec, Canada.
- Panthi K, (२०१३), “predicting tunnel squeezing: a discussion based on two tunnel projects”, **Hydro Nepal Journal**.
- Sakurai S. (१९९३), “Direct strain evaluation technique in construction of underground opening” , in **proc. 22 U.S.SYMP.ROCK MECH Boston.MA** (Edited by H.H.Einstein), pp. २७८-२८२.
- Sherestha G L. (२००५), PhD. Thesis, “Stress induced problems in Himalayan tunnels with special reference to squeezing”, chapter २ , Norwegian University of Science and Technology.
- Singh B., Jethwa J.L., Dube A.K., Singh B. (१९९२), “Correlation between observed support pressure and rock mass quality”, **Tunnelling and Underground Space Technology**, ७, pp. ५९- ७४.
- Singh B, Goel R, (२००६), “**tunneling in weak rocks**”, volume ५, **Elsevier Ltd**, San Diego, USA, pp. ४८९.
- Terzaghi K. (१९६६) “**Rock defects and loads in tunnel supports**” Rock tunneling with steel supports R.V. Proctor and T.L. White eds., The Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, Ohio, pp. १४-१९.
- Vutukuri V. S, Lama R. D. “Handbook on Mechanical Properties of Rocks”, Vol. III by (१९७८, Hardcover)
- Ulusay R, (२०१५), “**The ISRM suggested methods for rock characterization testing and monitoring: २००७-२०१४**”, springer international publishing Switzerland.pp.२९३.

پیوست

در جدول ۷-۱ دهانه شمالی تونل البرز (متر از ۶۳۸۷-۲۵۰۰) با توجه به نوع سنگ و مقاومت هر

یک از سنگ‌های مسیر، دسته‌بندی و تفکیک شده‌اند.

جدول ۷-۱: تقسیم‌بندی لیتولوژی با متر از

شماره ناحیه	متر از تا کیلومتر از	نسبت وزنی متر ازها	لیتولوژی	مقاومت فشاری تک محوری توده سنگ‌ها	مقاومت فشاری تک محوره سنگ‌ها
۱	۲۵۰۰-۲۵۰۶	۰/۴۶۱	دایک پرفیری با گزنولیت آرژلیت‌ها	۷۰-۱۴۳	پرفیر (دایک) در مناطق محفوظ مانده: ۱۱۶-۱۷۶
	۲۵۰۶-۲۵۱۳	۰/۵۳۸	دایک پرفیری در زون خرد شده	۷۰-۱۴۳	
۲	۲۵۱۳-۲۵۱۷	۰/۱۷۴	دایک پرفیری	۹۶-۱۲۸	پرفیر (دایک) در مناطق تخریب‌های تکتونیکی: ۴۱-۹۶
	۲۵۱۷-۲۵۲۴	۰/۳۰۴	دایک پرفیری در زون تکتونیکی	۹۶-۱۲۸	
	۲۵۲۴-۲۵۳۶	۰/۵۲۲	دایک پرفیری	۱۱۶-۱۷۶	
	۲۵۳۶-۲۵۴۲		آرژلیت، میلونیت	۵۴-۹۰	
۳	۲۵۴۲-۲۵۶۱	۰/۶۷۸	آرژلیت کوارتز زده	۷۰-۹۰	آرژلیت در مناطق تخریب‌های تکتونیکی: ۵۴-۷۰
	۲۵۶۱-۲۵۶۴	۰/۱۰۷	دایک پرفیری، میلونیت	۵۴-۹۰	
	۲۵۶۴-۲۵۸۱	۱	سنگ آهک یکپارچه	۲۶-۹۴	
۴	۲۵۸۱-۲۶۰۰	۰/۳۰۶	سنگ آهک، دایک پرفیری	۶۰-۸۶	سنگ آهک: ۶۰-۷۰
	۲۶۰۰-۲۶۱۴	۰/۲۲۶	سنگ آهک	۶۰-۸۰	
۵	۲۶۱۴-۲۶۴۳	۰/۴۶۸			۵۸-۸۵
	۲۶۴۳-۲۶۶۹	۰/۴۵۶	ماسه سنگ	۶۵-۸۵	
۶	۲۶۶۹-۲۶۹۵	۰/۴۵۶	ماسه سنگ و دایک داسیتی	۵۰-۶۰	ماسه سنگ: ۸۰-۹۰ دایک داسیتی: ۳۳-۵۰
	۲۶۹۵-۲۷۰۰	۰/۰۸۸	ماسه سنگ	۸۷-۱۲۵	
	۲۷۰۰-۲۷۱۶	۰/۳۲	ماسه سنگ، سنگ آهک، دایک داسیت	۷۵-۱۰۰	
۷	۲۷۱۶-۲۷۳۰	۰/۲۸	ماسه سنگ خاکستری دانه ریز	۱۰۰-۱۲۰	ماسه سنگ‌های خاکستری و خاکستری تیره: ۶۴-۱۳۶
	۲۷۳۰-۲۷۵۰	۰/۴		۸۷-۱۰۸	
	۲۷۵۰-۲۷۶۰	۱		سنگ آهک و ماسه سنگ	
۸	۲۷۶۰-۲۷۷۲	۱	زون گسلی در ماسه سنگ	<۴۰	مایل به سبز با میان لایه‌های آرژلیت‌های نازک: ۶۲-۸۴
	۲۷۷۲-۲۷۸۹	۰/۶۰۷	ماسه سنگ با میان لایه‌های آلوریتی	۵۲-۷۴	
۹	۲۷۸۹-۲۸۰۰	۰/۳۹۳			۵۷-۸۲
	۲۸۰۰-۲۸۱۶	۰/۱۶		۹۰-۱۰۶	
۱۰	۲۸۱۶-۲۸۳۲	۰/۱۶	ماسه سنگ‌های خاکستری مایل به سبز با میان لایه‌های آرژلیت‌های سیاه	۷۰-۹۰	ماسه سنگ‌ها: ۹۰-۱۲۳
	۲۸۳۲-۲۸۵۰	۰/۱۸		۵۹-۸۶	
	۲۸۵۰-۲۸۷۲	۰/۲۲		۸۵-۱۱۰	
	۲۸۷۲-۲۸۸۳	۰/۱۱		۹۵-۱۱۲	
	۲۸۸۳-۲۹۰۰	۰/۱۷		۷۵-۹۲	
۱۱	۲۹۰۰-۲۹۳۰	۰/۳۱۲	ماسه سنگ‌ها و توف‌های آرژلیتی	۶۷-۹۶	آرژلیت‌ها ۶۸-۴۷ (تا ۹۴)

توف‌های ماسه‌سنگی: ۹۰-۱۲۳ توف‌های سیاه، توفیت‌ها: ۹۴- ۶۸ ماسه‌سنگ‌های خاکستری تیره: ۱۲۹-۸۵ (تا ۱۵۰) آرژلیت‌ها: ۵۰-۳۶ رس: <۱۰	۷۰-۱۰۶		۰/۲۰۹	۲۹۳۰-۲۹۵۰	۱۳
	۶۵-۷۷	ماسه‌سنگ‌ها	۰/۱۷۷	۲۹۵۰-۲۹۶۷	
	۶۰-۷۰	زون گسلی	۰/۰۴۲	۲۹۶۷-۲۹۷۱	
	۹۷-۱۲۵	ماسه‌سنگ‌ها	۰/۱۹۸	۲۹۷۱-۲۹۹۰	
	۶۵-۸۵	ماسه‌سنگ‌ها با میان‌لایه‌های آرژلیتی و رسی	۰/۰۶۲	۲۹۹۰-۲۹۹۶	
	۳۰-۴۰	آرژلیت‌ها و رس	۰/۰۶۱	۲۹۹۶-۳۰۰۰	
	۴۰-۵۰	ماسه‌سنگ، رُس	۰/۱۰۶	۳۰۰۰-۳۰۰۷	
۳۰-۴۰	۳۰-۴۰	برش با سیمانته رسی	۱	۳۰۰۷-۳۰۱۵	۱۴
ماسه‌سنگ خاکستری در زون تاثیر گسل: ۵۰-۳۹ آندزیت: ۸۵-۴۶ آندزیت: ۱۳۵-۱۱۶ توف، توف ماسه‌سنگی: ۸۳-۱۰۴	<۳۰	قلوه‌سنگ، خرده‌سنگ و رس سیمانته نشده (حفره کارستی)	۰/۱۲۱	۳۰۱۵-۳۰۲۳	۱۵
	۵۳-۶۷	آندزیت، ژئیس	۰/۵۹۱	۳۰۲۳-۳۰۶۲	
	۱۱۶-۱۳۵	آندزیت	۰/۱۰۷	۳۰۶۲-۳۰۸۲	
	۸۳-۱۰۴	توف، توف ماسه‌سنگی	۰/۰۹۶	۳۰۸۲-۳۱۰۰	
توف خاکستری با لایه‌بندی یکپارچه: ۱۲۷ - ۸۵ توف خاکستری با لایه‌بندی متوسط: ۸۲ - ۷۰ توف سبز و خاکستری مایل به سبز: ۱۰۵ - ۷۵ توف آندزیتی: ۱۱۱ - ۸۳ توف ماسه‌سنگی: ۹۲ - ۷۷ داسیت: ۹۶ - ۸۵ توف در زون تاثیر تخریب‌های تکتونیکی: ۶۵ - ۵۴	۸۳-۱۰۴	توف خاکستری و توف ماسه‌سنگی	۰/۰۶۹	۳۱۰۰-۳۱۱۳	۱۵
	۸۳-۱۰۴	توف آندزیتی خاکستری و خاکستری مایل به سبز	۰/۰۷۵	۳۱۱۳-۳۱۲۷	
	۸۵-۹۷		۰/۱۰۷	۳۱۲۷-۳۱۴۷	
	۷۸-۸۹	توف، توف آندزیتی و دایک داسیتی	۰/۱۳۹	۳۱۴۷-۳۱۷۳	
	۷۰-۸۰	توف خاکستری یکپارچه	۰/۰۸	۳۱۷۳-۳۱۸۸	
	۹۲-۱۱۱	توف خاکستری و خاکستری مایل به سبز	۰/۰۶۴	۳۱۸۸-۳۲۰۰	
توف سبز محفوظ مانده: ۷۴-۱۲۰ توف سبز واقع در پهنه گسلی: ۵۰-۳۱	۹۰-۱۱۰	تناوب توف‌ها خاکستری و سبز	۰/۰۲۸	۳۲۰۰-۳۲۰۵	۱۵
	۸۷-۱۰۷		۰/۱۱۸	۳۲۰۵-۳۲۲۷	
	۹۱-۱۰۸	تناوب توف‌های خاکستری و سبز	۰/۱۱۸	۳۲۲۷-۳۲۴۹	
توف خاکستری محفوظ مانده: ۸۵-۱۰۶ توف خاکستری واقع در پهنه گسلی: ۵۸-۲۶ آندزیت: ۸۶-۶۷	۳۶-۷۲		۰/۱۹۸	۳۲۴۹-۳۲۷۰	۱۶
	۶۰-۸۰	زون تکتونیکی توف‌های خردشده و مچاله شده	۰/۲۸۳	۳۲۷۰-۳۳۰۰	
توف خاکستری محفوظ مانده: ۹۹-۱۱۲ توف خاکستری واقع در زون خردشدگی: ۵۵ - ۴۰	۶۰-۸۱		۰/۲۵۴	۳۳۰۰-۳۳۲۷	۱۶
	۸۲-۹۹	تناوب توف‌های خاکستری و سبز	۰/۲۶۴	۳۳۲۷-۳۳۵۵	
	۶۰-۷۰	آندزیت بازالتی یکپارچه و کلرینه شده	۱	۳۳۵۵-۳۳۶۱	۱۷

توف خاکستری مایل به سبز محفوظ مانده: ۱۲۱ - ۹۱ توف خاکستری مایل به سبز واقع در زون خردشدگی: ۴۹ - ۳۵	۳۱-۵۴	زون تکنونیکي آندزیت بازالتی خردشده و کلریته شده	۱	۳۳۶۱-۳۳۸۲	۱۸
آندزیت: ۲۵-۴۷، آندزیت بازالتی محفوظ مانده: ۱۱۲-۶۰ آندزیت بازالتی به شدت کلریته شده: ۴۳-۱۱	۶۵-۷۵	آندزیت بازالتی با کزنولیت‌های توف خاکستری	۰/۶۴۳	۳۳۸۲-۳۴۰۰	۱۹
گابرو در مناطق محفوظ مانده: ۷۳ - ۶۰، گابرو در پهنه گسلی: ۲۰-۲، توف راه راه: ۱۰۵-۶۷، ژیبس: ۱۱-۷ آندزیت در نزدیکی پهنه گسلی: ۱۳-۷، آندزیت در مناطق محفوظ مانده: ۴۷-۲۴	۵۱-۷۴	گابرو و توف	۰/۵۵۶	۳۴۰۰-۳۴۱۰	۲۰
	۱۵-۳۰	گابرو با لنزهای ژیبسی (پهنه گسلی)	۰/۷۵	۳۴۱۰-۳۴۲۸	
	۲۵-۳۷	ژیبس	۰/۲۵	۳۴۲۸-۳۴۳۴	
	۲۹-۳۵	آندزیت	۱	۳۴۳۴-۳۵۰۰	۲۱
آندزیت: ۵۱-۲۰ آندزیت با گزنولیت توف خاکستری: ۶۴	۳۶-۴۶	آندزیت با میان و لنزهای توف خاکستری	۰/۵	۳۵۰۰-۳۵۵۰	۲۲
	۴۹-۶۰	آندزیت	۰/۲۵	۳۵۵۰-۳۵۷۵	
	۴۶-۵۱	آندزیت	۰/۲۵	۳۵۷۵-۳۶۰۰	
همان مقاومت توده سنگ است.	۳۵-۴۴	آندزیت با میان لایه و آگزینولیت‌های توف خاکستری	۰/۱۵	۳۶۰۰-۳۶۳۰	۲۳
	۴۶-۵۴	آندزیت	۰/۰۹۵	۳۶۳۰-۳۶۴۹	
	۳۱-۴۴	آندزیت	۰/۲۵۵	۳۶۴۹-۳۷۰۰	
انیدریت: ۴۵-۲۰	۳۵-۵۰	آندزیت	۰/۵	۳۷۰۰-۳۸۰۰	۲۴
	۲۳-۲۸	آندزیت	۰/۲۷۸	۳۸۰۰-۳۸۴۰	
	۲۸-۴۰	آندزیت	۰/۴۱۷	۳۸۴۰-۳۹۰۰	
انیدریت: ۴۹-۱۹ توف خاکستری تیره تا مشکی: ۹۸-۵۱ توف سبز: ۱۱۵-۸۰	۳۵-۴۶	انیدریت با میان لایه و لنزهای توف خاکستری	۰/۳۰۵	۳۹۰۰-۳۹۴۴	۲۵
	۵۸-۷۱	انیدریت	۰/۰۷	۳۹۴۴-۳۹۶۲	
	۶۶-۸۹	انیدریت	۰/۱۴۸	۳۹۶۲-۴۰۰۰	
۷۰-۹۰	۷۰-۱۲۰	انیدریت	۰/۰۴۳	۴۰۰۰-۴۰۱۱	
۷۵-۱۰۵	۸۰-۱۰۰	انیدریت	۰/۲۳۴	۴۰۱۱-۴۰۷۱	
۷۳-۱۰۴	۷۳-۱۰۱	انیدریت	۰/۱۱۳	۴۰۷۱-۴۱۰۰	
توف خاکستری با دانه‌بندی متوسط و درشت: ۱۳۴-۸۰ توف مشکی با دانه‌بندی بسیار ریز: ۱۴۶-۶۰	۹۳-۱۱۵	توف خاکستری (با دانه‌بندی متوسط و درشت) همراه با میان‌لایه‌های توف مشکی (با دانه‌بندی بسیار ریز)	۰/۱۷۶	۴۱۰۰-۴۱۴۵	۲۶
	۸۳-۹۹	توف خاکستری	۰/۱۲۵	۴۱۴۵-۴۱۷۷	
	۹۷-۱۱۸	توف خاکستری	۰/۱۰۵	۴۱۷۷-۴۲۰۰	
توف خاکستری با دانه‌بندی متوسط و درشت: ۱۵۴-۹۰ توف مشکی با دانه‌بندی بسیار ریز: ۱۱۶-۸۸	۹۷-۱۱۶	توف خاکستری	۰/۴۳	۴۲۰۰-۴۲۴۳	۲۶
	۱۱۱-۱۳۵	توف خاکستری	۰/۲۴	۴۲۴۳-۴۲۶۷	
	۱۱۴-۱۲۹	توف خاکستری	۰/۲۳	۴۲۶۷-۴۳۰۰	

۱۰۵-۱۱۰	۱۰۵-۱۱۵	توف خاکستری با میان لایه توف مشکی	۰/۱۶۵	۴۳۰۰-۴۳۳۳	۲۷	
۸۰-۱۲۰	۸۰-۱۲۰		۰/۱۳۵	۴۳۳۳-۴۳۶۰		
۸۰-۱۱۵	۸۰-۱۱۵		۰/۲	۴۳۶۰-۴۴۰۰		
توف خاکستری در مناطق محفوظ مانده: ۸۰-۱۲۰	۸۷-۱۲۱	توف خاکستری (با دانه بندی متوسط و درشت) همراه با میان لایه های توف مشکی (با دانه بندی بسیار ریز)	۰/۱۱۵	۴۴۰۰-۴۴۲۳		
توف خاکستری در ناحیه تاثیر درزه های تکتونیکی: ۴۵-۵۰	۸۰-۹۰		۰/۰۹۵	۴۴۲۳-۴۴۴۲		
توف مشکی در مناطق محفوظ مانده: ۹۰-۱۱۰	۸۲-۱۰۴		۰/۲۳	۴۴۴۲-۴۴۸۸		
توف مشکی در ناحیه تاثیر درزه های تکتونیکی: ۳۸-۴۵	۷۴-۹۴		۰/۰۶	۴۴۸۸-۴۵۰۰		
توف خاکستری در مناطق محفوظ مانده: ۸۵-۱۲۰ توف خاکستری در ناحیه تاثیر درزه های تکتونیکی: ۲۸-۶۳ توف مشکی در مناطق محفوظ مانده: ۷۰-۱۲۵ توف مشکی در ناحیه تاثیر درزه های تکتونیکی: ۵۰-۶۰	۹۴-۱۱۷	توف خاکستری با میان لایه های توف مشکی	۰/۰۵۳	۴۵۰۰-۴۵۲۴		۲۸
	۹۲-۱۰۲		۰/۰۳	۴۵۲۴-۴۵۴۸		
	۹۰-۱۱۶		۰/۱۱۶	۴۵۴۸-۴۶۰۰		
	۸۰-۱۰۰		۰/۰۶۲	۴۶۰۰-۴۶۲۸		
	۹۵-۱۱۵		۰/۱۲	۴۶۲۸-۴۶۸۲		
	۸۰-۱۱۵		۰/۰۴	۴۶۸۲-۴۷۰۰		
	۷۳-۹۲		۰/۰۷۸	۴۷۰۰-۴۷۰۸		
	۸۰-۱۰۳		۰/۰۴	۴۷۰۸-۴۷۲۶		
	۱۰۵-۱۲۳		۰/۰۴	۴۷۲۶-۴۷۴۴		
۷۶-۱۰۶	۰/۱۲۵	۴۷۴۴-۴۸۰۰				
توف خاکستری در مناطق محفوظ مانده: ۸۰-۱۲۰	۷۹-۱۰۳	توف مشکی با میان لایه های توف خاکستری	۰/۱۰۳	۴۸۰۰-۴۸۴۶	۲۸	
توف مشکی در مناطق محفوظ مانده: ۷۰-۱۲۱	۷۴-۸۶	توف مشکی	۰/۰۴	۴۸۴۶-۴۸۶۴		
توف مشکی در نواحی تاثیر درزه های تکتونیکی: ۲۷-۵۰	۶۱-۹۱	توف مشکی و اندزیت	۰/۰۳۶	۴۸۶۴-۴۸۸۰		
انیدریت در مناطق محفوظ مانده: ۴۰-۶۰	۶۵-۹۱	توف مشکی، برش و انیدریت	۰/۰۴۵	۴۸۸۰-۴۹۰۰		
انیدریت در مناطق محفوظ مانده: ۸۳-۹۹					توف مشکی، برش و انیدریت	
انیدریت در نواحی تاثیر درزه های تکتونیکی: ۴۰-۵۰	۵۹-۸۷	توف سنگ مشکی، برش و انیدریت	۰/۱۰۷	۴۹۰۰-۴۹۴۸		
برش: ۴۰-۷۵						
توف مشکی در مناطق محفوظ مانده: ۷۰-۱۲۱	۵۹-۸۷	توف سنگ مشکی، برش و انیدریت	۰/۱۰۷	۴۹۰۰-۴۹۴۸		
توف مشکی در نواحی تاثیر درزه های تکتونیکی: ۵۰-۶۰						

برش سیمانته شده با مصالح کوارتز- کلسیتی: ۶۰-۵۰ انیدریت: ۸۰-۴۷	۶۲-۸۹	انیدریت با میان لایه های توف سنگ مشکی	۰/۲۰۶	۴۹۴۸-۵۰۰۰	۲۹
انیدریت محفوظ مانده: ۷۷-۴۶ توف مشکی محفوظ مانده: ۸۰-۱۱۷	۷۳-۹۲	انیدریت با میان لایه و لنزهای توف سنگ	۰/۳۹۷	۵۰۰۰-۵۱۰۰	۳۰
	۷۳-۹۲		۰/۳۹۷	۵۱۰۰-۵۲۰۰	
	۵۷-۷۴		۰/۷۱۹	۵۲۰۰-۵۳۰۰	
انیدریت محفوظ مانده: ۲۵-۵۳ توف مشکی محفوظ مانده: ۶۲-۱۲۸ برش از ناحیه گسلی: ۱۱-۴	۳۷-۶۸	انیدریت با میان لایه های توف مشکی	۰/۲۸۱	۵۳۰۰-۵۳۳۹	۳۰
	۵-۱۰	پهنه گسلی: گل، خرده سنگ قلوه سنگ، برش	۱	۵۳۳۹-۵۳۶۱	۳۱
توف مشکی محفوظ مانده: ۸۳-۱۳۲ توف مشکی در ناحیه تاثیر: ۴۸-۶۲ توف سبز محفوظ مانده: ۸۴-۶۶ توف سبز در ناحیه تاثیر: ۴۱-۲۴	۶۳-۷۵	توف مشکی با دانه بندی بسیار ریز	۰/۰۱۸	۵۳۶۱-۵۳۶۸	۳۲
	۷۷-۱۱۳		۰/۰۸۲	۵۳۶۸-۵۴۰۰	
توف مشکی محفوظ مانده: ۸۳-۱۳۲ توف مشکی در ناحیه تاثیر: ۴۸-۶۲ توف سبز محفوظ مانده: ۸۴-۶۶ توف سبز در ناحیه تاثیر: ۴۱-۲۴	۷۰-۱۱۰	توف مشکی	۰/۰۶۷	۵۴۰۰-۵۴۲۶	۳۲
	۷۳-۱۱۵	توف مشکی با میان لایه های توف سبز	۰/۱۳۱	۵۴۲۶-۵۴۷۷	
	۶۹-۸۴	توف سبز با میان لایه های توف مشکی	۰/۰۵۹	۵۴۷۷-۵۵۰۰	
توف خاکستری مایل به سبز محفوظ مانده: ۱۵۸-۷۴ توف خاکستری مایل به سبز در ناحیه تاثیر: ۵۴-۴۸ توف مشکی محفوظ مانده: ۹۲-۱۳۱ توف مشکی در ناحیه تاثیر: ۳۰-۴۵	۶۷-۱۰۷	توف خاکستری مایل به سبز با میان لایه های توف مشکی	۰/۲۱۳	۵۵۰۰-۵۵۸۳	۳۲
	۶۵-۸۵		۰/۰۳۱	۵۵۸۳-۵۵۹۵	
	۳۰-۴۵	گسل بین لایه ای برش، میلونیت، گل گسلی	۰/۰۱۳	۵۵۹۵-۵۶۰۰	
توف خاکستری مایل به سبز محفوظ مانده: ۱۵۸-۷۴ توف خاکستری مایل به سبز در ناحیه تاثیر: ۶۰-۴۲ توف مشکی محفوظ مانده: ۱۱۹-۷۱ توف مشکی در ناحیه تاثیر گسلی: ۴۵-۳۵	۸۸-۱۱۱	توف خاکستری مایل به سبز با میان لایه های توف مشکی	۰/۰۶۷	۵۶۰۰-۵۶۲۶	۳۳
	۴۰-۵۰	پهنه گسلی (برش، میلونیت)	۰/۰۲	۵۶۲۶-۵۶۳۴	
	۱۰۶-۱۲۷	توف خاکستری مایل به سبز با میان لایه های توف مشکی	۰/۰۹۲	۵۶۳۴-۵۶۷۰	
	۶۰-۷۰	گسل و زون تاثیر گسلی در توف سنگ	۰/۰۲	۵۶۷۰-۵۶۷۸	
	۶۵-۹۰	توف خاکستری مایل به سبز با	۰/۰۵۶	۵۶۷۸-۵۷۰۰	
	۹۱-۱۰۸	میان لایه های توف مشکی	۰/۰۵۹	۵۷۲۳-۵۷۴۶	
	۷۷-۱۰۴	توف خاکستری مایل به سبز با میان لایه های توف مشکی و سیل های اندزیتی	۰/۲۱۶	۵۷۴۶-۵۸۰۰	
۷۰-۹۵		۰/۲۴۸	۵۸۰۰-۵۸۶۲		

	۵۲-۶۳	پهنه گسلی و ناحیه تائیر گسلی	۰/۰۴	۵۸۶۲-۵۸۷۲	
	۸۴-۱۰۸	توف خاکستری مایل به سبز با میان لایه های توف مشکی	۰/۱۱۲	۵۸۷۲-۵۹۰۰	
	۸۶-۱۲۵		۰/۱۴	۵۹۰۰-۵۹۳۵	
	۵۳-۷۲		۰/۲۱۲	۵۹۰۰-۵۹۴۷	
	۸۳-۱۰۹		۰/۲۱۲	۵۹۴۷-۶۰۰۰	
	۱۱۶-۸۵		۱	۶۰۰۰-۶۳۸۷	۳۴

Abstract

Because of high overburden and presence of weak rockmasses in way of Alborz tunnelling, there will be risk of squeezing phenomenon. In this study by using empirical, semi-empirical and analytical methods squeezing potential of rock masses of Alborz tunnel have been investigated. Results are classified to form of loss, low, medium, heavy and very high squeeze. Area of the tunnel that most methods have been recognize squeeze, chosen for numerical modeling. Since rockmass squeezing has time dependent behavior, so according to the software's ability FLAC to numerical modeling and analysis of this phenomenon, the software is used. Viscoplastic Burger-Creep model (CVISC) has capability to modeling squeezing phenomenon. Area ۳۴۳۴-۳۵۰۰ is the area that most of these methods can detect it squeezing potential. The size of a standard sample is prepared from this area. Under uniaxial creep testing, creep parameters of rock achieved. The numerical modeling of rock samples, testing up to ۱۰٪ relative error percentage is calculated. Using the results of testing, the cross section of the tunnel will be modeled. Since rockmass squeezing is a time dependent behavior, stability of the final lining for long-time will be assessed. As a result of this assessment, at worst case, stress of thrust-bending moment cause instability in the twentieth year of life of final lining. Due to the low tensile strength of concrete lining, this instability is created.

Keywords: Alborz tunnel, squeezing, FLAC3D, CVISC, convergence, creep



Shahrood University of Technology

Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering

Master of Science in mining Rock Mechanic Engineering

**Investigation of squeezing potential and assessment
of its impact in Alborz tunnel stability**

Majid Mirzaei Abdolyosefi

Supervisor:

Dr. Sh.Zare

Dr. M.Nikkhah

Advisor:

S. A. Taleghan

June ۲۰۱۶