

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک
پایان نامه کارشناسی ارشد استخراج مواد معدنی

بررسی و بهینه سازی درصد تسلیح بتن در تونل انحراف آب سد بختیاری

نگارنده : جواد ترکشوند صفایی

استاد راهنما:

دکتر سید محمد اسماعیل جلالی

استاد مشاور:

دکتر وحید رضا کلات جاری

شهریور ۱۳۹۵

این مجموعه پیشگویی است به پدر و مادر عزیز و همسر مهربانم

به رسم ادب و قدرشناسی، بر خود لازم می‌دانم از جناب آقای دکتر سید محمد اسماعیل جلالی که صبورانه پشتیبان و راهنمای من بودند و در طول انجام این پروژه بارها به‌منی‌های مفید و مساعدت‌هایشان مسیر راه را هموار نمودند و از بیچ‌گونه کمال علمی و علمی دریغ نکردند کمال تشکر و قدردانی را داشته باشم.

تعهد نامه

اینجانب **جواد ترکاشوند صفایی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی معدن گرایش استخراج از دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه کارشناسی ارشد با عنوان **بررسی و بهینه سازی درصد تسلیح بتن در تونل انحراف آب سد بختیاری** تحت راهنمایی آقای **دکتر سید محمد اسماعیل جلالی** متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه 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 می‌باشد و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه صنعتی شاهرود» و یا «Shahrood University of Technology» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تاثیرگذار بوده‌اند، در مقالات مستخرج از این پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آنها) استفاده شده است، ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است، اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده) مربوط به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد. 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 نمی‌باشد.

چکیده

سد بختیاری بر روی رودخانه بختیاری در شهرستان الیگودرز در حال ساخت است. سیستم انحراف این سد شامل دو تونل است که از آنها در زمان ساخت سد به عنوان بخشی از سیستم انحراف آب و بعد از آبگیری مخزن، تونل پایینی به عنوان تخلیه کننده تحتانی مورد بهره‌برداری قرار می‌گیرد.

مقاومت سنگ در برگیرنده تونل‌های انحراف به سه دسته ضعیف، متوسط و خوب تقسیم بندی می‌شود. در طرح ارایه شده سیستم نگهداری نهایی تونل، پوشش بتنی مسلح است. با توجه به ثابت بودن ضخامت پوشش بتنی، تنها متغیری که تعیین کننده مقاومت پوشش است، مقدار فولاد به کار رفته در آن است.

در این پایان نامه بررسی کاهش درصد تسلیح بتن با نگرش به تامین پایداری تونل و پوشش بتنی کار شده است.

در گام اول با استفاده از روش‌های طبقه بندی مهندسی سنگ، سنگ‌های دربرگیرنده تونل‌ها طبقه بندی شده است. در گام بعدی تحلیل پایداری تونل‌ها با روش‌های تجربی (RMR & Q) و روش عددی تفاضل محدود (با استفاده از نرم افزار $FLAC^{2D}$) انجام شده است. بر این اساس برای سیستم نگهداری اولیه تونل‌ها، ترکیب‌های از پیچ سنگ با قطر ۲۵ میلی‌متر و شاتکریت پیشنهاد شده است.

در تونل تحت فشار تراوش آب از پوشش بتنی موجب تغییر عرض ترک‌ها در پوشش و در نهایت افزایش نفوذپذیری پوشش می‌شود. در نتیجه در اثر افزایش فشار آب داخل تونل، آرایش و توزیع ترک‌ها و به تبع آن توزیع تنش‌ها در سیستم تسلیح پوشش بتنی تغییر می‌کند. طراحی پوشش بتن مسلح تونل پایینی سد بختیاری بر مبنای معیار محدودیت عرض ترک‌های ایجاد شده در پوشش و تنش وارده بر سیستم تسلیح به ازای ۱۵۰ متر هد آب انجام شده است و در نهایت با محاسبات انجام شده با روش اشلایس، درصد تسلیح حجمی بتن در سنگ‌های ضعیف، متوسط و قوی به ترتیب ۰/۶۳، ۰/۴۲ و ۰/۳۲ برآورد شده است.

کلمات کلیدی: تونل انحراف آب، پوشش بتنی مسلح، تئوری اشلایس، $FLAC^{2D}$

فهرست

فصل اول: کلیات

- ۱ فصل اول : کلیات..... ۱
- ۱-۱ مقدمه ۲
- ۲-۱ تونل‌های انحراف آب ۳
- ۳-۱ مروری بر مطالعات قبلی ۴
- ۱-۳-۱ روشهای عددی ۵
- ۲-۳-۱ روش‌های تحلیلی ۶
- ۳-۳-۱ تحلیل الاستیک تونل معمولی در محیط خشک ۷
- ۴-۳-۱ تحلیل الاستوپلاستیک تونل معمولی در محیط خشک..... ۷
- ۵-۳-۱ تحلیل الاستوپلاستیک تونل معمولی زیر آب زیر زمینی ۹
- ۶-۳-۱ تحلیل تونل‌های تحت فشار..... ۱۰
- ۴-۱ هدف و ضرورت انجام تحقیق ۱۲
- ۵-۱ چگونگی ساماندهی تحقیق..... ۱۶
- ۲ فصل دوم: موقعیت و زمین شناسی مسیر تونل‌های انحراف آب سد بختیاری..... ۱۷
- ۱-۲ مقدمه ۱۸
- ۲-۲ موقعیت جغرافیای و راه های دسترسی..... ۱۸
- ۳-۲ زمین شناسی ۲۰
- ۴-۲ سنگ بستر چینه شناسی ۲۰
- ۵-۲ سیستم ناپیوستگی‌ها..... ۲۳
- ۶-۲ بررسی سطح ایستابی در گمانه‌ها و نتایج آن ۲۶

۲۷	۷-۲ روش حفاری تونل‌های انحراف آب سد بختیاری
۲۸	۸-۲ آزمایش‌های تعیین خواص ژئومکانیکی واحدهای سنگی واقع در مسیر تونل
۳۱	۳ فصل سوم تعیین پارامترهای هندسی و مکانیکی توده سنگ‌های در برگیرنده تونل‌های انحراف
۳۲	۱-۳ مقدمه
۳۳	۲-۳ طبقه بندی توده سنگ اطراف تونل‌ها بر اساس سیستم RMR
۳۵	۳-۳ طبقه بندی توده سنگ اطراف تونل‌ها بر اساس سیستم Q
۳۶	۴-۳ مقایسه بین دو سیستم طبقه بندی RMR و Q
۳۷	۵-۳ تعیین GSI در توده سنگ‌های اطراف تونل‌های انحراف آب
۳۸	۱-۵-۳ تعیین GSI با استفاده از سیستم طبقه بندی RMR
۳۸	۲-۵-۳ تعیین GSI با استفاده از سیستم طبقه بندی Q
۳۹	۶-۳ تعیین مدول تغییر شکل در توده سنگ‌های اطراف تونل انحراف آب
۴۰	۷-۳ برآورد تنش‌های افقی منطقه
۴۲	۸-۳ تعیین پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ
۴۳	۱-۸-۳ محاسبه پارامترهای ژئومکانیکی واحدهای سنگی هفت گانه با استفاده از RockLab
۴۴	۹-۳ تعیین مقادیر بحرانی پارامترهای توده سنگ اطراف تونل انحراف آب
۴۴	۱-۹-۳ کرنش بحرانی
۴۷	۲-۹-۳ کرنش برشی بحرانی
۴۹	۴ فصل چهارم طراحی پوشش اولیه تونل‌های انحراف سد بختیاری
۵۰	۱-۴ مقدمه
۵۰	۲-۴ روش‌های تجربی در طراحی سیستم نگهداری
۵۰	۱-۲-۴ طراحی سیستم نگهداری بر مبنای طبقه بندی RMR
۵۱	۲-۲-۴ طراحی سیستم نگهداری بر اساس طبقه بندی Q

۵۲	۳-۴ روش های عددی
۵۳	۴-۴ انتخاب مناسب ترین روش عددی
۵۵	۵-۴ روش تفاضل محدود
۵۶	۶-۴ مدل سازی عددی با نرم افزار FLAC ^{2D}
۵۷	۱-۶-۴ شبکه تفاضل محدود
۵۷	۲-۶-۴ مدل رفتاری و خصوصیات مواد
۵۸	۳-۶-۴ شرایط مرزی و اولیه
۵۹	۷-۴ تحلیل عددی
۶۱	۸-۴ بررسی پایداری تونل های انحراف آب در واحدهای سنگی SV2 و SV3
۶۳	۱-۸-۴ طراحی نگهداری در سنگ SV2 و SV3
۶۷	۲-۸-۴ بررسی پایداری سنگ پس از نصب نگهدارنده در سنگ SV2 و SV3
۷۲	۹-۴ بررسی پایداری تونل های انحراف آب در واحدهای سنگی 5 و SV 4
۷۳	۱-۹-۴ طراحی نگهداری در سنگ 5 و SV 4
۷۵	۲-۹-۴ بررسی پایداری سنگ پس از نصب نگهدارنده در سنگ 5 و SV 4
۷۹	۱۰-۴ بررسی پایداری تونل های انحراف آب در واحدهای سنگی 7 و SV 6
۸۱	۱-۱۰-۴ طراحی نگهداری تونل های انحراف آب در واحدهای سنگی 7 و SV 6
۸۲	۲-۱۰-۴ بررسی پایداری تونل پس از نصب نگهدارنده در واحدهای سنگی 7 و SV 6
۸۵	۳-۱۰-۴ بررسی پایداری تونل های انحراف در واحد سنگی SV3 D
۸۷	۴-۱۰-۴ طراحی نگهدارنده تونل های انحراف آب در سنگ SV3 D
۸۷	۵-۱۰-۴ بررسی پایداری تونل های انحراف آب پس از نصب نگهدارنده SV3 D
۹۰	۱۱-۴ جمع بندی
۹۳	فصل پنجم روش تحلیلی طراحی پوشش بتنی مسلح در تونلهای تحت فشار با تئوری اشلایس

۹۴	۱-۵ مقدمه
۹۵	۲-۵ روش تحلیلی ارائه شده توسط اشلایس
۹۶	۱-۲-۵ مدل و روش محاسبه
۹۸	۲-۲-۵ ایجاد ترکهای اولیه در پوشش
۱۰۱	۳-۲-۵ افت فشار در اثر نشت آب از پوشش بتنی ترک دار
۱۰۴	۴-۲-۵ میزان بار یا نیرو بر سیستم تسلیح
۱۰۹	۳-۵ عرض ترکها در پوشش بتنی
۱۱۲	۴-۵ مراحل اجرای برنامه محاسبات
۱۱۵	۶ فصل ششم طراحی پوشش نهایی تونل انحراف آب سد بختیاری
۱۱۶	۱-۶ مقدمه
۱۱۶	۲-۶ طراحی پوشش تونل‌های آب بر
۱۱۹	۳-۶ انتخاب نوع پوشش
۱۲۰	۴-۶ طراحی پوشش بتن مسلح نفوذ پذیر
۱۲۰	۵-۶ محاسبات پوشش بتن مسلح نفوذ پذیر
۱۲۱	۶-۶ طراحی پوشش نهایی تونل انحراف آب در سنگ SV5
۱۲۳	۷-۶ طراحی پوشش نهایی تونل انحراف آب در سنگ‌های SV7 و SV3D
۱۲۴	۸-۶ طراحی پوشش نهایی تونل انحراف آب در سنگ‌های SV6 و SV2, SV3, SV4
۱۲۷	۹-۶ نتیجه گیری
۱۲۹	۷ فصل هفتم نتیجه گیری و پیشنهادات
۱۳۰	۱-۷ نتیجه گیری
۱۳۱	۲-۷ پیشنهادها
۱۳۲	منابع

فهرست تصاویر

- شکل ۱-۲: موقعیت گستره‌ی طرح سد بختیاری در نقشه ایران ۱۹
- شکل ۲-۲: مقطع طولی زمین شناسی تونل‌های انحراف آب ۲۱
- شکل ۳-۲: موقعیت دهانه ورودی تونل‌های انحراف آب ۲۲
- شکل ۴-۲: موقعیت دهانه خروجی تونل‌های انحراف آب ۲۲
- شکل ۵-۲: استریونت ناپیوستگی‌ها به همراه امتداد تونل انحراف ۲۴
- شکل ۶-۲: مقطع عرضی از مراحل حفاری تونل‌های انحراف آب سد بختیاری ۲۸
- شکل ۱-۳: مقایسه بین سیستم‌های طبقه بندی RMR و Q ۳۷
- شکل ۲-۳: ارتباط میان کرنش بحرانی و مدول تغییر شکل پذیری ۴۶
- شکل ۱-۴: بلوک مدل ساخته شده تونل‌های انحراف آب سد بختیاری ۵۷
- شکل ۲-۴: میزان جابجایی عمودی پس از حفر طاق تونل‌های انحراف آب بدون نصب سیستم نگهداری در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۶۳
- شکل ۳-۴: میزان جابجایی عمودی پس از حفر کامل تونل‌های انحراف آب بدون نصب سیستم نگهداری در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۶۳
- شکل ۴-۴: میزان جابجایی پس از حفر کامل تونل‌های انحراف (با وجود نصب سیستم نگهداری) در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۶۵
- شکل ۵-۴: جابجایی دیواره تونل در طول مراحل مدل سازی در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۶۷
- شکل ۶-۴: کنتورهای ضریب ایمنی تونل‌های انحراف آب سد بختیاری در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۶۸
- شکل ۷-۴: نمودار نیروی محوری وارده بر پیچ سنگ در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۶۹
- شکل ۸-۴: نمودار نیروی محوری وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۷۱
- شکل ۹-۴: نمودار گشتاور وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۷۱
- شکل ۱۰-۴: نمودار نیروی برشی وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۷۲
- شکل ۱۱-۴: میزان جابجایی پس از حفاری کامل تونل‌های انحراف در واحدهای سنگی 5 و SV4 ۷۳
- شکل ۱۲-۴: میزان جابجایی پس از حفر تونل‌های انحراف و نصب سیستم نگهدارنده در واحدهای سنگی SV4 و 5 ۷۵

- شکل ۴-۱۳ : کنتورهای ضریب ایمنی تونل‌های انحراف در واحدهای سنگی 5 و 4 SV..... ۷۶
- شکل ۴-۱۴ : نیروی محوری وارد شده به پیچ سنگها در واحدهای سنگی 5 و 4 SV..... ۷۷
- شکل ۴-۱۵: نیروی محوری وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی 5 و 4 SV..... ۷۸
- شکل ۴-۱۶: نمودار گشتاور وارد شده بر شاتکریت در واحدهای سنگی 5 و 4 SV..... ۷۸
- شکل ۴-۱۷: نمودار نیروی برشی وارد شده بر شاتکریت در واحدهای سنگی 5 و 4 SV..... ۷۹
- شکل ۴-۱۸ : نمودار جابجایی تونل‌های انحراف آب پس از حفر کامل بدون نصب نگهدارنده در واحدهای سنگی 7 و 6 SV..... ۸۰
- شکل ۴-۱۹ : جابجایی تونل‌های انحراف آب پس از نصب نگهداری در واحدهای سنگی 7 و 6 SV..... ۸۱
- شکل ۴-۲۰ : کنتورهای ضریب ایمنی تونل‌های انحراف آب در واحدهای سنگی 7 و 6 SV..... ۸۲
- شکل ۴-۲۱ : نمودار نیروهای محوری وارده بر پیچ سنگ در واحدهای سنگی 7 و 6 SV..... ۸۳
- شکل ۴-۲۲ : نمودار نیروهای محوری وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی 7 و 6 SV..... ۸۴
- شکل ۴-۲۳: نمودار گشتاور وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی 7 و 6 SV..... ۸۴
- شکل ۴-۲۴ : نمودار نیروهای برشی وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی 7 و 6 SV..... ۸۵
- شکل ۴-۲۵ : نمودار جابجایی تونل‌های انحراف پس از حفاری کامل و بدون نصب نگهدارنده در سنگ 3 SV..... ۸۶
- شکل ۴-۲۶ : نمودار جابجایی تونل‌های انحراف آب پس از نصب نگهدارنده در سنگ 3 D SV..... ۸۶
- شکل ۴-۲۷ : نمودار نیروی محوری وارده بر پیچ سنگ در واحد سنگی 3 D SV..... ۸۹
- شکل ۴-۲۸ : نیروی محوری وارده بر شاتکریت در سنگ 3 D SV..... ۸۹
- شکل ۴-۲۹ : نمودار گشتاور وارد شده به شاتکریت در سنگ 3 D SV..... ۹۰
- شکل ۴-۳۰: نمودار نیروی برشی وارد شده به شاتکریت در سنگ 3 D SV..... ۹۰
- شکل ۵-۱ : مقطع فشار سیال در پوشش بتنی مسلح ترک خورده مطابق با روش اشلایس ۹۶
- شکل ۵-۲: توسعه ترکها و توزیع تنش‌ها در آرماتورها با روش اشلایس ۹۸
- شکل ۵-۳: الگوی جریان نشت از تونل یا چاه به سنگ مطابق با نظریه اشلایس ۱۰۳
- شکل ۵-۴: پوشش بتن مسلح ترک خورده ۱۱۲
- شکل ۶-۱ : معیار محدودیت اسنوی ماننن ۱۱۸
- شکل ۶-۲: نمودار ضریب ایمنی عرض ترک نسبت به درصد تسلیح بتن ۱۲۲

شکل ۳-۶: نمودار ضریب ایمنی پایداری آرماتور نسبت به درصد تسلیح بتن ۱۲۳

فهرست جداول

- جدول ۱-۲ : نام، علامت اختصاری و سایر مشخصات سازندهای موجود در مسیر تونل‌های انحراف..... ۲۳
- جدول ۲-۲: شیب و جهت شیب ناپیوستگی‌های توده سنگ ۲۴
- جدول ۳-۲: خصوصیات لایه بندی ۲۵
- جدول ۴-۲ : خصوصیات دسته درزه J1 ۲۵
- جدول ۵-۲ : خصوصیات دسته درزه J2 ۲۶
- جدول ۶-۲ : خصوصیات سیستم درزه J3 ۲۶
- جدول ۷-۲: لیست تعداد آزمون‌های آزمایشگاهی انجام گرفته در ساختگاه سد بختیاری ۲۹
- جدول ۸-۲: مقدار متوسط پارامترهای ژئومکانیکی حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی در تونل‌های انحراف آب ۲۹
- جدول ۱-۳ : طبقه بندی واحدهای سنگی تونل‌های انحراف آب سد بختیاری بر مبنای سیستم ۳۴
- جدول ۲-۳ : طبقه بندی واحدهای سنگی تونل‌های انحراف آب سد بختیاری بر مبنای سیستم Q ۳۶
- جدول ۳-۳ : محاسبات GSI با استفاده از سیستم RMR ۳۸
- جدول ۴-۳ : مقدار تنش‌های برجا در واحدهای سنگی اطراف تونل انحراف آب ۴۲
- جدول ۵-۳ : پارامترهای ورودی برای نرم افزار Rocklab برای توده های سنگی اطراف تونل‌های انحراف..... ۴۳
- جدول ۶-۳ : پارامترهای خروجی از نرم افزار Rocklab برای توده‌های سنگی اطراف تونل انحراف..... ۴۴
- جدول ۷-۳ : کرنش مجاز با توجه به تراز هشدار خطر ۴۷
- جدول ۸-۳ : جدول مقادیر بحرانی مربوط به توده سنگ‌های اطراف تونل‌های انحراف آب سد بختیاری. ۴۸
- جدول ۱-۴ : تخمین سیستم نگهداری تونل انحراف آب سد بختیاری بر اساس طبقه بندی RMR ۵۱
- جدول ۲-۴ : تعیین سیستم نگهداری سنگ تونل انحراف آب بر اساس طبقه بندی Q ۵۲
- جدول ۳-۴ : تعیین پیوستگی / ناپیوستگی محیط در بر گیرنده با فاکتور پیوستگی ۵۵
- جدول ۴-۴ : وضعیت پیوستگی زمین در زون‌های تونل ۵۵
- جدول ۵-۴ : پارامترهای مورد نیاز برای مدل موهر-کولمب ۵۸
- جدول ۶-۴ : تنش‌های اطراف تونل‌های انحراف آب سد بختیاری ۵۹
- جدول ۷-۴ : مشخصات پیچ سنگ استفاده شده در طراحی نگهداری تونل‌های انحراف آب ۶۰

- جدول ۴-۸: مشخصات شاتکریت استفاده شده در طراحی نگهداری تونل‌های انحراف آب ۶۰
- جدول ۴-۹: الگوی سیستم نگهدارنده سنگ در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۶۴
- جدول ۴-۱۰: بارهای وارده بر شاتکریت و تنش‌های ناشی از آن در واحدهای سنگی SV2 و SV3 ۷۰
- جدول ۴-۱۱: الگوی سیستم نگهدارنده در واحد سنگی 5 و SV 4 ۷۴
- جدول ۴-۱۲: نیروهای وارده بر شاتکریت، تنش‌های اعمالی و ضریب ایمنی شاتکریت در واحدهای سنگی 5 و SV 4 ۷۷
- جدول ۴-۱۳: الگوی سیستم نگهداری تونل‌های انحراف آب در واحدهای سنگی 7 و SV 6 ۸۱
- جدول ۴-۱۴: نیروها و تنش‌های وارده بر شاتکریت ضریب ایمنی شاتکریت در واحدهای سنگی 7 و SV 6 ۸۳
- جدول ۴-۱۵: الگوی سیستم نگهداری تونل‌های انحراف آب در سنگ SV3 D ۸۷
- جدول ۴-۱۶: نیروها و گشتاور وارده بر شاتکریت، تنش‌ها و ضریب ایمنی شاتکریت در سنگ SV 3 ۸۸
- جدول ۴-۱۷: سیستم نگهداری پیشنهادی روش‌های تجربی و عددی ۹۱
- جدول ۶-۱: پارمترهای مورد نیاز در طراحی پوشش بتنی مسلح تونل انحراف آب بختیاری ۱۲۱
- جدول ۶-۲: آرایش‌های تامین کننده ضریب ایمنی عرض ترک و مقاومت آراماتور در سنگ SV5 ۱۲۲
- جدول ۶-۳: آرایش‌های تامین کننده ضریب ایمنی عرض ترک و مقاومت آراماتور در سنگ SV3D و SV7 ۱۲۴
- جدول ۶-۴: آرایش‌های تامین کننده ضریب ایمنی عرض ترک و مقاومت آراماتور در سنگ SV2,SV3,SV4 و SV6 ۱۲۴
- جدول ۶-۵: مقادیر فشار ایجاد ترک، عرض ترک، تنش وارده به آراماتور و ضریب ایمنی آنها در درصد‌های مختلف تسلیح در سنگ SV2,SV3,SV4 & SV6 ۱۲۵
- جدول ۶-۶: مقادیر فشار ایجاد ترک، عرض ترک، تنش وارده به آراماتور و ضریب ایمنی آنها در درصد‌های مختلف تسلیح در سنگ SV3 Disturbed & SV7 ۱۲۶
- جدول ۶-۷: مقادیر فشار ایجاد ترک، عرض ترک، تنش وارده به آراماتور و ضریب ایمنی آنها در درصد‌های مختلف تسلیح در سنگ SV5 ۱۲۷
- جدول ۷-۱: سیستم نگهداری اولیه تونل‌های انحراف آب سد بختیاری ۱۳۰
- جدول ۷-۲: میزان فولاد محاسبه شده برای سنگ‌های تونل ۱۳۱

فصل اول

کلمات

۱-۱ مقدمه

آب یکی از ضروری‌ترین و حیاتی‌ترین نیازهای بشر است که با افزایش جمعیت و رشد کشاورزی و صنعت از یک طرف و محدودیت مخازن و منابع آبی از طرف دیگر، حساسیت آن روز به روز بیشتر شده است. پیش بینی می‌شود در آینده نه چندان دور بحران کمبود آب مهمترین مساله کشورها، به خصوص مناطق خشک و نیمه خشک گردد. از سوی دیگر کمبود آب و روشن شدن تدریجی ارزش حقیقی و حیاتی آن، مردم و دولت‌ها را به بهره برداری حداکثر، صحیح و بهینه از آب در دسترس توصیه می‌دارد. لذا در سال‌های اخیر صنعت سد سازی در کشورمان به دلیل کمبود آب و نیاز به انرژی برق از اهمیت و رونق خاصی برخوردار شده است و پیش بینی می‌شود در سال‌های آتی نیز کم و بیش ادامه داشته باشد. سد‌ها می‌توانند برای اهدافی از قبیل کنترل سیلاب‌ها، آبیاری زمین‌های کشاورزی، آبی‌پروری، تولید انرژی برق و تامین آب شرب احداث شوند.

سد بختیاری با ارتفاع ۲۶۰ متر از روی پی بر روی رودخانه بختیاری که از سر شاخه‌های رود دز سرچشمه می‌گیرد، احداث خواهد شد. این سد در محدوده جغرافیایی شهرستان الیگودرز واقع است. موقعیت جغرافیایی این ساختگاه در مرز بین استان لرستان و خوزستان قرار دارد. طرح احداث سد بختیاری با اهداف تولید ۳۰۰۰ گیگاوات ساعت در سال انرژی برق آبی به منظور کاهش انتشار گازهای گلخانه‌ای به میزان ۱/۹ میلیون تن در سال، جلوگیری از ورود رسوبات رودخانه بختیاری به مخزن سد دز و در نتیجه افزایش عمر سد و نیروگاه دز، کنترل سیلاب و جلوگیری از تخریب سالیانه آن و بهبود شرایط ایمنی در پایین دست سد، در ابتدای سال ۱۳۹۲ در استان لرستان آغاز شد. سیستم انحراف آب سد و نیروگاه بختیاری شامل دو تونل انحراف در ساحل سمت چپ، سازه‌های ورودی و خروجی مربوط به هر تونل و فراز بند و نشیب بند است. در زمان ساخت سد از این تونل‌ها به عنوان سیستم انحراف آب رودخانه به بعد از ساختگاه سد استفاده می‌شود. در زمان بهره‌برداری سد از تونل پایین که به شکل دایره‌ای حفر شده

است به عنوان تخلیه کننده تحتانی استفاده خواهد شد. اهداف تخلیه کننده‌های تحتانی را می‌توان به شرح ذیل تشریح نمود.

- انتقال جریان رودخانه از مخزن به پایین دست، هنگامی که نیروگاه مورد استفاده قرار نمی‌گیرد با هدف تهیه حداقل میزان آب مورد نیاز به لحاظ مسائل زیست محیطی
- تامین آب مورد نیاز کشاورزی در پایین دست
- استفاده موقت برای انتقال آب در طی آبگیری اولیه مخزن
- فراهم ساختن ظرفیت بیشتر برای تخلیه سیلابها
- تخلیه مخزن سد با هدف ترمیم و بازسازی
- تخلیه رسوبات ته نشین شده مخزن سد

در این راستا نگهداری تونل‌ها که برای انتقال آب از مخازن سدها به محل نیروگاه‌های برق آبی و یا امکان مصرف آب از قبیل تصفیه خانه‌ها به کار رفته و جز تاسیسات دائمی و موقت سدها به شمار می‌روند از اهمیت خاصی برخوردار است. اهمیت موضوع زمانی بیشتر روشن می‌شود که وقفه در فعالیت‌های نیروگاه به دلیل شکست تونل‌ها باعث ضررهای مالی هنگفت و نیز بروز مشکلات فنی می‌شود. همچنین تراوش بیش از حد مجاز تونل‌ها موجب اتلاف آب و سست شدن توده سنگ اطراف تونل می‌شود. بنابراین برای جلوگیری از بروز چنین مشکلاتی باید پوشش تونل‌ها که شامل پوشش اولیه در زمان حفر و پوشش دائمی در زمان بهره برداری است به دقت و با ایمنی لازم اجرا شود.

۲-۱ تونل‌های انحراف آب

تونل انحراف آب مجراهایی هستند که برای انتقال آب در طول ساخت سد، حفاری می‌شوند. در برخی از سدها از این تونل‌ها پس از ساخت سد به عنوان تخلیه کننده تحتانی استفاده می‌شود. این تونل‌ها از نقطه

نظر فشار آب به دو دسته تحت فشار و فشار آزاد طبقه بندی می‌شوند. در تونل‌های تحت فشار با پوشش نفوذ پذیر (پوشش‌های شاتکریت، صفحات بتنی و بتن مسلح) جریان تراوش مانند یک نیروی حجمی بر پوشش و توده سنگ وارد می‌شود. در اثر افزایش فشار داخل تونل، آرایش و توزیع ترک‌ها و به تبع آن توزیع تنش‌ها در سیستم تسلیح پوشش بتنی تغییر می‌کند. لذا ترک‌های پوشش گسترش می‌یابد که در نهایت منجر به افزایش نفوذ پذیری و ناپایداری پوشش خواهد شد. جریان آب از طریق شکاف‌های ایجاد شده در بتن نفوذ کرده و فشار آب معینی بر روی سطح خارجی پوشش وارد می‌کند. نفوذ آب به توده سنگ موجب تغییر خواص سنگ نیز خواهد شد. اگر سنگ در برگیرنده دارای ترک‌های با مواد قابل شستشو باشد، آب این مواد پرکننده را شسته و موجبات لغزش ترک‌ها را فراهم می‌کند. در صورتی که فشار خارجی وارده بر پوشش ناکافی باشد، آب نفوذ کننده قابلیت به هم زدن سطح زمین را دارد که به این پدیده جک هیدرولیکی می‌گویند. بنابراین عوامل متعددی بر پایداری تونل انتقال آب موثر است که شامل فشار آب داخلی تونل، ویژگی‌های پوشش تونل و عوامل ژئوتکنیکی منطقه است.

۱-۳ مروری بر مطالعات قبلی

بر اساس گزارشی که جیگر^۱ در سال ۱۹۷۹ ارائه کرده است، تونل تحت فشار پروژه گراوند^۲ در کشور سوئیس، که در سال ۱۹۱۰ ساخته شد، از اولین تونل‌های تحت فشار است. طول این تونل چهار کیلومتر و دارای پوشش بتنی است.

یکی دیگر از اولین تونل‌های تحت فشار مربوط به پروژه سند کانیون^۳ در ایالات متحده آمریکا است که در سال ۱۹۱۳ ساخته شده است. این تونل دارای پوشش بتنی و فولادی است و دارای یک چاه مایل نیز است. هد استاتیکی این تونل ۱۳۰ متر و قطر آن ۲/۹ متر است.

تا قبل از سال ۱۹۵۰ اغلب نیروگاه‌های برق آبی توسط لوله‌های فولادی که در روی زمین قرار می‌گرفتند

^۱jaeger

^۲ Kinder ground

^۳ Sand Conyon

تغذیه می‌شدند. اما با راهیابی صنعت نیروگاه‌های برق آبی به زیر زمین لوله‌های فولادی نیز در غالب پوشش‌های فولادی به زیر زمین منتقل شدند. به این ترتیب پوشش اغلب تونل‌های تحت فشار، به یک پوشش بتنی که روی آن یک پوشش از ورقه‌های فولادی نصب می‌شود، تبدیل شد. اجرای این‌گونه پوشش‌ها بسیار وقت گیر و پرهزینه است. در طول سال‌های ۱۹۵۰ تا ۱۹۶۵ میلادی در نروژ ۳۶ تونل تحت فشار دارای پوشش فولادی ساخته شد، که دارای عمق‌های متفاوت بین ۵۰ تا ۹۶۷ متر بوده اند.

۱-۳-۱ روشهای عددی

گر چه با استفاده از روش‌های تحلیلی دید کلی از وضعیت تنش‌ها به دست می‌آید در بعضی از شرایط پیچیده لازم است که توزیع تنش‌ها با جزئیات مشخص شود. در این شرایط استفاده از روش‌های عددی توصیه می‌شود. با استفاده از کدهای کامپیوتری که بر مبنای تئوری پلاستیسیته و پورپلاستیسیته و روش‌های تحلیل عددی پیوسته و یا گسسته نوشته شده اند، تحلیل‌های هیدرومکانیکی تونل‌ها را می‌توان انجام داد. با استفاده از این روش‌ها می‌توان تمام پیچیدگی‌های موجود در مساله مثل شرایط ناهمسان و ناهمگن در بارگذاری و مصالح و پیچیدگی‌ها در هندسه و رفتار مصالح را مدل نمود.

این روش‌ها می‌توانند به صورت منفرد و یا با ترکیب با روش‌های تحلیلی استفاده شوند. از روش‌های عددی عمده می‌توان روش‌های تفاضل محدود^۴ المان محدود را نام برد. در این روش‌ها که جز گروه روش‌های عددی دیفرانسیلی قرار دارند، محدوده داخلی مساله به المان‌هایی تقسیم بندی (مش بندی) می‌شود. مثلاً در روش تفاضل محدود، تحلیل بر اساس تقریب عددی و حل معادلات حاکم بر مدل (یعنی معادلات دیفرانسیل تعادل، معادلات کنش-تغییر مکان و معادلات رفتاری) با در نظر گرفتن شرایط مرزی انجام می‌شود. در کدهای کامپیوتری FLAC2D و FLAC3D از فرمولاسیون این روش برای تحلیل ژئومکانیکی استفاده شده است. این کدها در تحلیل حفاری و طرح سیستم حایل پذیرفته شده‌اند. کد FLAC برای تحلیل محیط‌های پیوسته و محیط‌های با درز محدود و الاستیک مناسب است. در این نرم افزار می‌توان توابع رفتاری الاستیک همسان و همسان عرضی، موهر کولمت، هوک و براون، نرم شوندگی کرنش، و یا پلاستیک غیر همسان (ناشی از درزهای منفرد موجود) را برای توده سنگ در نظر گرفت. یکی از مزیت‌های این روش سهولت نسبی آن است. در این کد معادلات توصیف کننده نیروهای حایل و نیروهای تراوش را

^۴ Finite Difference Method (FDM)

می‌توان در تحلیل در نظر گرفت. کاربری FLAC در تحلیل و طراحی حفاری در محیط‌های سنگی تایید شده است.

از سوی دیگر در روش المان محدود^۵، تقریب بر اساس اتصال المان‌ها و پیوستگی تغییر مکانها و تنش‌های بین المان‌ها صورت گیرد. مبنای این روش این است که محدوده مساله پیرامون حفاری به المان‌های مش‌بندی می‌شود، که با هم اندکنش دارند. با این روش تنش نهایی در المان‌ها و تغییر مکان‌های ناشی از حفاری در المان‌ها (بر حسب تغییر مکان‌های نقاط اتصال المان‌ها) بدست می‌آیند. در اسن روش نیروهای داخلی له محل اتصال المان‌ها وارد می‌شوند.

از تحلیل‌های عددی که برای مدل‌سازی تونل‌های معمولی با در نظر گرفتن نیروهای تراوش ارایه شده اند می‌توان روش‌های اتسو همکاران [۱] یو [۲] گرازینی و لولدینی [۳] شین و همکاران [۴] را نام برد. از تحلیل‌های عددی که برای مدل‌سازی تونل‌های تحت فشار با در نظر گرفتن نیروهای تراوش ارایه شده اند، می‌توان روش‌های الوماید و مارنس [۵]، مارنس [۶] کانگ و همکاران [۷]، سیمانجونتاک و همکاران [۸]، را نام برد. در هر یک از روش‌های فوق پیچیدگی‌های خاصی مثلا (کویل هیدرومکانیکی ناشی از تغییرات نفوذپذیری در زمین) در نظر گرفته شده است.

۱-۳-۲ روش‌های تحلیلی

تحلیل‌های عددی مانند مثال‌های فوق از لحاظ هیدرومکانیکی نسبتا پیچیده‌اند، و آثار فملی فشار آب منفذی و تراوش بر پاسخ تونل‌ها را به روشنی نشان نمی‌دهند. بنابراین راه‌حل‌های تحلیلی ساده شده، مثلا تحلیل تونل‌های دایره‌ای حفاره شده در محیط‌های الاستیک یا الاستوپلاستیک تحت تنش‌های میدانی یکنواخت و توزیع فشار آب منفذی ساده، به درک جنبه‌های مختلف پاسخ زمین تحت شرایط متنوع زهکشی و بارگذاری را جلب می‌نمایند. به ویژه روش‌های تحلیلی با کمترین کار محاسباتی بینش و شناخت مساله کمک می‌کنند.

با این وجود در روش‌های تحلیلی، نمی‌توان تمام پیچیدگی‌ها را در نظر گرفت و باید در آنها فرضیاتی در هندسه، شرایط مرزی، بارگذاری و رفتار مصالح در نظر گرفت. ولی مزایای زیاد روش‌های تحلیلی بر

^۵ Finite Element Method

محدودیت‌ها غالب است.

روش‌های تحلیلی ارایه شده برای تحلیل تونل‌ها را می‌توان به روش‌های مربوط به تحلیل تونل‌های معمولی و روش‌های مربوط به تحلیل تونل‌های تحت فشار تقسیم نمود.

۱-۳-۳ تحلیل الاستیک تونل معمولی در محیط خشک

در یک تونل معمولی، اگر تنش‌های پیرامون تونل زیر حد خرابی باشند، توده سنگ الاستیک می‌ماند.

از میان روش‌های تحلیل، روش تحلیل لامه [۹]، ساده‌ترین آنها است که از آن برای تحلیل الاستیک تونل دایره‌ای بدون پوشش تحت تنش برجای هیدرواستاتیک استفاده می‌شود.

۱-۳-۴ تحلیل الاستوپلاستیک تونل معمولی در محیط خشک

در یک تونل معمولی، اگر تنش پیرامون تونل از حد خرابی بالاتر روند، انتظار می‌رود که یک ناحیه شکسته و پلاستیک در پیرامون تونل شکل بگیرد. در گذشته معیار خرابی-موهر کولمب به دلیل سادگی عمومی‌ترین معیار در تحلیل توده‌های سنگی بود. هر حال تجربه نشان می‌دهد که پوش خرابی در بیشتر مصالح سنگی به خصوص در تنش‌های جانبی پایین تر خطی نیست. از بین معیارها غیر خطی، معیار هوک و براون [۱۰]، در پیش بینی مقاومت توده‌های سنگی درزه‌دار بیشترین محبوبیت را دارد.

محققین مختلف تحلیل‌های الاستوپلاستیک متنوعی برای تونل‌های دایره‌ای در توده‌های سنگ هوک و براون و موهر کولمب ارایه کرده‌اند. تحلیل‌های الاستوپلاستیک برای محاسبه تنش‌ها و تغییر مکان‌های پیرامون تونل دایره‌ای در توده‌های سنگ همگن و همسان یکی از مسایل مهم مهندسی و ژئوتکنیک است.

در شرایطی که تونل عمیق و بلند باشد (کرنش صفحه‌ای) باشد و تنش‌های اولیه هیدرواستاتیک باشند می‌توان از هندسه، بارگذاری و شرایط هندسی و در نتیجه توزیع تنش را متقارن محوری فرض نمود، و مساله را حل نمود.

در بیشتر این تحلیل‌ها اثر آب زیرزمینی در نظر گرفته نشده است. روش‌های تحلیل موجود به روش‌های تحلیل بسته و روش‌های تحلیلی عددی غیر بسته تقسیم بندی می‌شوند.

راه حل‌های الاستوپلاستیک بسته برای مصالح الاستوپلاستیک کامل و الاستوپلاستیک ترد ارایه شده‌اند.

در این راستا براون و همکاران [۱۱] برای مصالح الاستوپلاستک ترد تحت شرایط خشک یک حل بسته برای تنش و تغییر مکان شعاعی در ناحیه پلاستیک ارایه نمودند. به هر حال، آنها تغییرات کرنش الاستیک ناشی از تغییر شکل‌های برگشت پذیر در ناحیه پلاستیک را در نظر نگرفتند. علاوه بر همانطور که وانگ [۱۲] نشان داد، روش براون و همکاران در پیش بینی شعاع پلاستیک مشکل دارد. در حال حاضر محققین دیگری راه حل‌های اصلاح شده‌ای را برای محاسبه تونل‌های معمولی در شرایط خشک ارایه نموده‌اند. در این راستا کانزا تورس و فیرهورست [۱۳] بر اساس روش به اصطلاح خود مشابه^۶ یک تحلیل الاستوپلاستک ارایه کردند. این روش از لحاظ نظری صحیح است، ولی محاسبات آن با مشکل پیچیدگی روبروست. روش تحلیلی شاران [۱۴-۱۵] نیز در محاسبه تغییر مکان‌های ناحیه پلاستیک دقیق نیست، چون در محاسبه کرنش الاستیک در ناحیه پلاستیک از قانون استوانه جدار ضخیم [۱۶] استفاده می‌کند. از سوی دیگر روش‌های پارک و کیم [۱۷] و کانزا تورس [۱۸] عبارتهای دقیقی برای تغییر مکان‌های ناحیه پلاستیک ارایه می‌دهند.

روش‌های تحلیلی خشک مربوط به مصالح الاستوپلاستیک با نرم شوندگی کرنش محدودند (براون و همکاران [۱۱] دانکن و همکاران [۱۹] آلونسو و همکاران [۲۰] گوان و همکاران [۲۱] فهیمی‌فر و هدایت [۲۲]، وانگ و همکاران [۲۳]، لی و پتروژاک [۲۴] و پارک و کیم [۲۵]) دلیل آن این است که در این مورد استخراج رابطه بسته به دلیل پیچیدگی رفتار مصالح امکان پذیر نیست.

در این راستا براون و همکاران [۱۱] منحنی پاسخ زمین برای یک تونل دایره‌ای در یک توده سنگ نرم شونده کرنش با معیار خرابی هوک و براون را بدست آوردند. دلیل اهمیت این روش در سادگی آن و راحتی استخراج پارامترهای رفتاری مصالح است. به هر حال در این روش به دلیل اغماض از کرنش‌های الاستیک آقایی در ناحیه پلاستیک، همگرایی دست کم بدست می‌آید. از سوی دیگر در این روش، در ناحیه نرم شوندگی کرنش زاویه اتساع ثابت فرض می‌شود و از کرنش پلاستیک بزرگتر به روش، در ناحیه نرم شوندگی کرنش زاویه اتساع ثابت فرض می‌شود و از کرنش پلاستیک بزرگتر به عنوان پارامتر نرم شوندگی کرنش استفاده می‌شود. بر طبق مطالعات انجام شده به وسیله آلونسو و همکاران، این دو فرض اخیر نیز با رفتار واقعی توده سنگ انطباق ندارند. عوامل گفته شده باعث می‌شوند که شعاع پلاستیک و در نتیجه توزیع تنش‌های بدست آمده در این روش قابل اطمینان نباشند.

^۶ Self similar

در روش‌های تحلیل نرم شونده گی کرنش ارایه شده در مراجع [۱۹-۲۰] لازم است، که سیستم معادلات دیفرانسیل یا معادلات دیفرانسیل مرتبه دوم حل شوند، بنابراین برای استفاده عملی پیچیده‌اند.

سرانجام در روش‌های الاستوپلاستیک نرم شونده گی کرنش فهمی فر و هدایت [۲۲]، وانگ و همکاران [۲۳]، لی و پتروژاک [۲۴] و پارک و کیم [۲۵] از روش‌های عددی برای حل معادلات حاکم در ناحیه پلاستیک استفاده شده است. این روش‌ها نسبت به روش‌های غیر بسته برای استفاده عملی ساده‌ترند.

۱-۳-۵ تحلیل الاستوپلاستیک تونل معمولی زیر آب زیر زمینی

همانطور که گفته شد در تحلیل تونل‌های زیر آب زیر زمینی با پوشش نفوذ پذیر باید مفهوم تنش موثر را در نظر گرفت. در این شرایط نیروی حجمی ناشی از گرادیان فشار آب منفذی به پوشش و توده‌سنگ وارد می‌شود. گرادیان فشار آب منفذی و در نتیجه نیروی تراوش به نفوذ پذیری توده سنگ وابسته است. نفوذپذیری توده سنگ هم به نوبه خود تحت تاثیر تغییر شکل‌ها و کرنش‌های ایجاد شده و در نتیجه بار تراوش وارده است.

به هر حال چندین روش تحلیل الاستیک و الاستوپلاستیک با در نظر گرفتن نیروهای تراوش وارد بر توده سنگ و پوشش ارایه شده‌اند (براون و بری [۲۶]، بابت و نام [۲۷]، لی و نام [۲۸]، شین و همکاران [۲۹]-۳۰ [۳۱-۳۲] کانزا تورس و ژائو [۳۳]).

از میان روش‌های فوق روش بابت برای مصالح الاستیک ارایه شده است. در حالی که روش کارنزا تورس و ژائو برای مصالح الاستوپلاستیک ترد با معیار خرابی ترسکا ارایه شده است. و روش‌های بابت و نام، شین و همکاران، بابت برای مصالح الاستوپلاستیک ترد با معیار خرابی موهر کولمب ارایه شده‌اند. روش‌های فوق روش‌های تحلیلی بسته‌اند و در محاسبه کرنش‌های الاستیک ایجاد شده و در ناحیه پلاستیک در آنها مانند روش شاران از روش تقریبی استوانه جدار ضخیم استفاده شده است.

روش براون و بری برای مصالح الاستوپلاستیک نرم شونده گی کرنش با معیار خرابی هوک و براون ارایه شده است. این روش مانن روش براون و همکاران، یک روش تحلیلی-عددی است و کاستی‌های روش براون و همکاران در تحلیل خشک را داراست.

در اکثر روش‌های تحلیلی ارایه شده اثر نفوذپذیری وابسته به کرنش در نظر گرفته نشده است. در این

راستا، براون و بری این اثر را در روش‌های تحلیلی خود لحاظ نمودند. ولی به دلیل صرف‌نظر از اثر کرنش‌های الاستیک در رابطه نفوذپذیری وابسته به کرنش، روابط مورد استفاده در این روش دقیق نیستند.

در روش‌های آرایه شده به وسیله براون و بری، شین و همکاران، بابت، کارنزا تورس و ژائو، الگوی تراوش شعاعی ساده به کار رفته است. در هیچ یک از روش‌های تحلیلی فوق، معیاری برای تعیین شعاع ناحیه تاثیر تراوش آرایه نشده است. در واقع در یک تونل زیر سطح آب زیرزمینی، جریان همیشه شعاعی نیست و جریان شعاعی تنها در تونل‌های با فاصله زیاد از سطح آب زیرزمینی و در نواحی نزدیک به تونل شکل می‌گیرد.

در نهایت در بیشتر روش‌های فوق، از قانون تنش موثر ترزاقی در محاسبات تغییر شکل‌ها و خرابی استفاده شده است و تنها در روش بابت از قانون تنش بایوت استفاده شده است. به هر حال در این روش نیز از قانون تنش موثر یکسانی برای فرایندهای خرابی و تغییر شکل استفاده شده که با رفتار واقعی سنگ تفاوت دارد.

۱-۳-۶ تحلیل تونل‌های تحت فشار

در تونل‌های تحت فشار نیز ساده‌ترین روش تحلیلی، روش لامه است. در این روش بار آب به عنوان یک نیروی سطحی در نظر گرفته می‌شود که به سطح داخلی پوشش وارد می‌شود.

روش‌های تحلیلی معدودی برای تحلیل تونل‌های تحت فشار با در نظر گرفتن نیروی تراوش آرایه شده‌اند. مثلاً در روش‌های تحلیلی آرایه شده به وسیله براون و بری [۲۶]، اشلایس [۳۴]، فرناندز و آلوارز [۳۵]، بابت و نام [۳۶]، اثر تراوش بر توده سنگ اطراف تونل‌های تحت فشار، اثر تراوش بر توده سنگ اطراف تونل‌های تحت فشار، اثر تراوش بر توده سنگ اطراف تونل‌های تحت فشار، اثر تراوش بر توده سنگ اطراف تونل‌های تحت فشار، در نظر گرفته شده است. به غیر از روش بابت و نام، بقیه روش‌ها برای تونل‌های تحت فشار بدون پوشش آرایه شده‌اند.

در روش‌های فوق، توده سنگ به شکل یک محیط همگن، همسان، نفوذ پذیر و الاستیک در نظر گرفته شده‌اند. از سوی دیگر براون و بری اثر تغییرات نفوذپذیری و تغییر شکل پذیری در ناحیه شکسته پیرامون تونل را در نظر گرفتند.

به هر حال براون و بری از الگوی تراوش شعاعی استفاده نمودند. همچنین آنها از اثر تراوش بر ناحیه سنگ نشکسته صرفه نظر نمودند. بنابراین این روش، به خصوص زمانی که شعاع ناحیه پلاستیک کوچک است و ناحیه الاستیک تاثیر غالب دارد، مدل واقع گرایانه‌ای نیست. اشلایس و فرناندز و آوارز تنش‌ها و تغییر مکان‌های ایجاد شده در استوانه جدار ضخیم تحت نیروی تراوش را بدست آوردند. در روش فرناندز و آوارز در مقایسه با روش اشلایس (که از الگو تراوش شعاعی استفاده می‌کند) از توزیع فشار آب منفذی بدست آمده از الگوی تراوش غیر شعاعی هار [۳۷] در امتداد افقی به عنوان نماینده تمامی جهات استفاده می‌شود. فرناندز و آوارز نشان دادند که روش آنها در تخمین نتایج برای امتداد افقی حتی برای تونل‌های فشار با فاصله کم از سطح آب نتایج مناسبی می‌دهد.

باید توجه داشت که در تونل‌های تحت فشار با فاصله کم از سطح آب زیرزمینی الگوی جریان شعاعی همیشه قابل استفاده نیست، و بنابراین فرض جریان شعاعی استفاده شده و به وسیله براون و بری و اشلایس تنها در تونل‌های با فاصله زیاد از سطح آب زیر زمینی قابل استفاده است. بعلاوه شعاع ناحیه تحت اثر تراول (شعاع تاثیر تراوش) در روش اشلایس، برابر با فاصله تونل از سطح آب زیرزمینی و در روش براون و بری شعاع پلاستیک در نظر گرفته می‌شود. این انتخاب باعث می‌شود که نرخ تراوش و در نتیجه گرادیان فشار آب منفذی (نیروی تراوش) در مجاورت تونل، درست پیش بینی نشود. در این ارتباط بابت و نام یک روش تحلیلی برای تحلیل تونل‌های تحت فشار با پوشش نفوذپذیر بر مبنای تئوری الاستیسیته دو بعدی و تابع تنش ایری و در نظر گرفتن الگوی جریان غیر شعاعی هار ارایه کردند.

روشهای اشلایس و فرناندز نیز برای طراحی پوشش بتن مسلح تونل‌های تحت فشار ارایه شده‌اند. در روش فرناندز نیروی تراوش در تحلیل پوشش و توده سنگ در نظر گرفته نشده است و طراحی بر اساس محدود نمودن نرخ تراوش از تونل با کنترل پهنای ترک‌ها صورت می‌گیرد. در این روش، از سهم بار بتن بین ترک‌ها صرف نظر شده است و تنها اثر سیستم تسلیح در تحلیل در نظر گرفته شده است. فرناندز روش خود را برای دو حالت پیوستگی پوشش-توده سنگ و جدا شدن پوشش از توده سنگ ارایه نمود. بر این اساس، فرناندز چارت‌هایی را برای محاسبه نرخ تراوش از تونل با داشتن مشخصات هندسی و مکانیکی پوشش و توده سنگ ارایه نمود.

در مقابل، اشلایس اثر نیروی تراوش و سختی بتن بین ترک‌ها را در نظر گرفت. در روش اشلایس طرح پوشش بر اساس پهنای ترک‌ها در پوشش بتن مسلح و تنش در سیستم تسلیح صورت می‌گیرد. اشلایس

فرض نمود که با افزایش بار وارده ترک‌های ثانویه در بین ترک‌های موجود شکل می‌گیرند که خصوصیات آنها با ترک‌های اولیه یکسان است و باعث کاهش پهنای ترک‌های موجود می‌شوند. به این ترتیب اشلاپس محاسبات تاریخچه تشکیل ترک در پوشش بتن مسلح را ارایه نمود.

در روش‌های گفته شده به جز روش اشلاپس (که بر اساس قانون تنش موثر بایوت است)، از قانون تنش موثر ترزاقی استفاده شده است.

۴-۱ هدف و ضرورت انجام تحقیق

تونل‌های انتقال آب ممکن است از توده سنگ یا خاک با توپوگرافی و میزان روباره مختلف عبور کنند. از لحاظ مهندسی ژئوتکنیک طراحی و اجرای این گونه تونل‌ها، به نحوی که در طول عمر مفید پروژه ایمن باشند، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

از نظر پایداری، فشار هیدرولیکی داخلی اساسی‌ترین عامل ناپایداری این تونل‌ها است و می‌تواند باعث ایجاد پدیده جک هیدرولیکی، تراوش بیش از اندازه، خرابی پوشش، فشار حفره‌ای بیش از حد، ناپایداری شیروانی‌های مجاور و آثار زیست محیطی مخرب شود. برای ارزیابی پتانسیل ناپایداری‌های مذکور معیارهایی توسط متخصصین ارایه شده است. بنابراین در مواردی که پتانسیل خرابی ناشی از فشار داخلی بالاست استفاده از پوشش امری اجتناب ناپذیر است. از این سو استفاده از پوشش نفوذ ناپذیر فولادی ایمن‌ترین راه حل است. پوشش فولادی مانع از انتقال صددرصد فشار هیدرولیکی داخل تونل به زمین اطراف و نیز مانع از نشت آب می‌شود که خود آثار مخرب دیگری دارد. علیرغم ایمنی پوشش فولادی، استفاده از آن و اجرای آن مستلزم صرف هزینه و زمان قابل توجهی است. و در اغلب موارد توجیه اقتصادی و زمانی پروژه را با سوالات جدی روبه‌رو می‌سازد. بدین دلیل استفاده از پوشش فولادی در اکثر

موارد مطلوب نیست. و اکثر سایر پوشش‌ها (شاتکریت، بتن، بتن پیش تنیده و بتن مسلح و ...) مورد بررسی قرار می‌گیرند. در این راستا، هم‌اکنون تونل‌های تحت فشار نفوذپذیر با پوشش‌های مدرن مانند

پوشش‌های بتن پیش‌تنیده، که هد بالای را تحمل می‌کنند، در سراسر دنیا رایج است.

در پوشش‌های شاتکریت، بتن و بتن مسلح و پیش‌تنیده نیز مانند تونل بدون پوشش تراوش شکل می‌گیرد. زیرا در اثر اقباض بتن و فشار آب داخلی این پوشش‌ها ترک خورده و نفوذپذیر می‌شوند. استفاده از سیستم تسلیح ترک‌ها را پخش خواهد کرد، و نفوذپذیری این پوشش‌ها کاهش خواهد یافت. از سوی دیگر پیش‌تنیدگی بتن مانع تشکیل ترک در آن خواهد شد و نفوذپذیری آن به میزان زیادی کاهش می‌یابد.

به هر حال، اگر پوشش نسبت به توده سنگ اطراف نفوذپذیر باشد، مقاومت کمی در برابر تراوش خواهد داشت. همچنین فشار داخلی تونل تقریباً به طور کامل به توده سنگ انتقال خواهد یافت. یک پوشش بتن مسلح زمانی کارآمد است که نفوذپذیری آن به اندازه کافی از توده سنگ کمتر باشد. میزان جریان از پوشش به پهنا و فاصله ترک‌ها بستگی دارد. پوشش بتن مسلح تا حدی جلوی نشت را می‌گیرد.

سیر اجرا در تونل‌های تحت فشار شامل دو مرحله است: ۱- حفاری و نصب پوشش اولیه (حایل اولیه) و ۲- نصب پوشش نهایی و اعمال فشار. پایداری تونل در هر یک از این مراحل باید کنترل شود و برای جلوگیری از ناپایداری‌های بالقوه تمهید لازم دیده شود.

در مرحله حفاری و نصب پوشش اولیه یک ناحیه شکسته پیرامون تونل در اثر خرابی در سنگ پیرامونی به دلیل باز توزیع تنش (شکستگی سنگ در اثر کرنش پلاستیک) و یا در اثر حفاری نامناسب (به عنوان مثال آتشکاری نامناسب در روش چال و انفجار) شکل می‌گیرد. نفوذ پذیری و تغییر شکل پذیری این ناحیه شکسته آسیب دیده در مقایسه با توده سنگ سالم پیرامونی تفاوت دارد. علاوه بر این، وضعیت تنش‌های ایجاد شده بعد از حفر تونل و نصب پوشش اولیه بر شکست هیدرولیکی سنگ در مرحله اعمال فشار اثر گذار است. و برای کنترل شکست هیدرولیکی باید تنش‌های القای ناشی از اعمال فشار با این تنش‌های

حفاری مقایسه شوند.

مطالب فوق نشان می‌دهند که پاسخ تونل تحت فشار به فشار داخلی رابطه تنگاتنگی با شرایط توده سنگ پس از حفاری دارد. بنابراین تحلیل پاسخ تونل در مرحله حفاری لازم است.

در اغلب مطالعات و راه‌حل‌های ارائه شده برای تحلیل پایداری تونل‌ها، اعم از تحت فشار یا عادی، موسوم به تحلیل بار سطحی از اثر فشار آب حفره‌ای، تراوش و گرادیان تراوش صرف نظر شده است. در حالی که اثرات آب منفذی، بر رفتار و عملکرد تونل‌ها، خصوصاً وقتی که از داخل نیز تحت فشار باشند، شدید بوده و نمی‌توان از اثرات آن صرف‌نظر نمود. دلیل آن این است که در پوشش‌های نفوذپذیر در مقایسه با پوشش‌های نفوذناپذیر فشار آب داخلی، نه تنها به سطح مرزی وارد می‌شود، بلکه به شکل نیروهای حجمی هیدرولیکی به توده سنگ و پوشش نیز وارد می‌شود. هر المان کوچک از توده سنگ و پوشش از همه جهات تحت فشار آب است. به علاوه فرایند خرابی در توده سنگ تحت تاثیر تنش‌های موثر است.

عوامل ناپایداری در تونل‌های تحت فشار شامل موارد زیر است:

خرابی در مرحله حفاری تحت تنش‌های اولیه و تراوش: ناپایداری تونل در این مرحله مانند سایر تونل‌های معمولی است.

نشت بیش از اندازه: نشت بیش از حد ممکن است در اثر ترک خوردگی پوشش، در اثر شکست هیدرولیکی نفوذپذیری زیاد توده سنگ رخ دهد.

ظرفیت باربری ناکافی: محصور شدگی کافی به توانایی توده سنگ به واکنش در مقابل فشار آب داخلی در یک مجرای بدون پوشش گفته می‌شود. اگر محصور شدگی یا میزان تنش‌های محلی کافی نباشد، جک هیدرولیکی رخ می‌دهد. فشار جک، فشار هیدرولیکی لازم برای افزایش هدایت هیدرولیکی سطح جک به

میزان قابل توجه است. جک هیدرولیکی در تونل‌های تحت فشار با پوشش نفوذپذیر نیز می‌تواند روی دهد.

فشار آب منفذی بیش از حد: فشار آب منفذی بیش از حد در توده سنگ احاطه کننده تونل‌های تحت فشار باعث لغزش و ناپایداری گسترده در شیروانی‌های مجاور این تونل‌ها می‌شود.

گسیختگی پوشش: در صورتی که تنش‌های ایجاد شده در پوشش بیش از ظرفیت باربری آن باشد، پوشش خراب می‌شود.

بر این اساس لازم است که تحلیلی ارایه شود که از آن بتوان برای طراحی تونل و کنترل هر یک از ناپایداری‌های فوق استفاده نمود. تحلیل ارایه شده باید رفتار واقعی پوشش و توده سنگ را در کلیه مراحل حفاری و نصب پوشش اولیه، نصب پوشش نهایی و اعمال فشار در نظر بگیرد.

محیط سنگ دربرگیرنده تونل‌های انحراف آب سد بختیاری از ۷ منطقه سنگ رسوبی تشکیل شده است. مقاومت سنگ در برگیرنده به سه دسته ضعیف، متوسط و خوب تقسیم بندی می‌شود. لذا متناسب با هر یک از سنگ‌ها به سیستم نگهداری متفاوتی نیاز است. سیستم نگهداری تونل انحراف آب سد بختیاری پوشش بتنی مسلح با ضخامت ۶۰ سانتی متر است. با توجه به ثابت بودن شعاع داخلی تونل انحراف آب، برای تغییر در خواص مقاومتی سیستم نگهدارنده، میزان تسلیح بتن به وسیله آرماتور تغییر خواهد کرد. بررسی و بهینه سازی درصد آرماتور، برای تامین پایداری سیستم انحراف آب سد بختیاری و کاهش هزینه‌ها امری ضروری است. لذا هدف از انجام این تحقیق تعیین درصد بهینه آرماتور در پوشش بتنی تونل با معیار پایداری خواهد بود.

۵-۱ چگونگی ساماندهی تحقیق

در فصل اول کلیاتی درباره تحقیق ارائه شد. در فصل دوم موقعیت زمین شناسی مسیر تونل انحراف سد بختیاری ارائه شد.

در فصل سوم به منظور تعیین پارامترهای توده سنگ، سنگ در برگیرنده تونل با استفاده از روش‌های RMR و Q طبقه بندی‌های مهندسی سنگ ارائه شده است. سپس با استفاده از مقادیر بدست آمده از روش‌های طبقه بندی مهندسی سنگ مقدار GSI تعیین شده و در انتها با استفاده از نرم افزار ROCKLAB پارامترهای توده سنگ بدست آمده است. سپس با استفاده از روش ساکورایی مقادیر مجاز جایجایی ها تعیین شده است.

در فصل چهارم ابتدا به طراحی پوشش اولیه تونل انحراف آب با استفاده از روش‌های تجربی پرداخته شده است سپس با استفاده از روش عددی و به کمک نرم افزار $FLAC^{2D}$ تونل‌های انحراف آب مدل‌سازی شده است و سیستم نگهدارنده تونل طراحی شده است.

در فصل پنجم روش تحلیلی طراحی پوشش بتنی مسلح در تونل‌های تحت فشار با تئوری اشلایس به تفصیل تشریح شده است. در فصل ششم پوشش بتنی مسلح تونل تحت فشار با روش اشلایس طراحی شده است.

در فصل هفتم جمع بندی و پیشنهادات برای ادامه کار آمده است.

فصل دوم

موقعیت و زمین شناسی مسیر تونل های انحراف آب سد

ب.تختیاری

۱-۲ مقدمه

رودخانه دز از دو شاخه‌ی اصلی سزار و بختیاری تشکیل شده است. رودخانه سزار، آبهای سطحی نواحی شمالی و غربی و رودخانه بختیاری، آبهای سطحی نواحی شمالی و جنوبی حوضه آبریز دز را زهکشی می‌کند. این دو رودخانه مهم در محلی بنام دوآب واقع بین ایستگاه‌های تنگ پنج و تله زنگ راه آهن تهران- اهواز به هم می‌پیوندند و رودخانه دز را می‌سازند. رودخانه بختیاری از مناطق جنوبی شهرستان الیگودرز سرچشمه گرفته و ابتدا به سمت جنوب جریان می‌یابد. این رودخانه تا محل پیوستن به رودخانه سزار، آب شاخه‌های کوچک و بزرگی از جمله گرمک، قلیان، آب سفید، هرگان و آب گوگان را دریافت می‌کند. ساختگاه سد بختیاری از قسمت پایین دست رودخانه بختیاری در حدود ۵ کیلومتری محل اتصال این رودخانه به رودخانه سزار و حدود ۵۰ کیلومتری سد مخزنی دز قرار گرفته است. مساحت حوضه‌ی آبریز رودخانه بختیاری در محل سد بختیاری حدود ۶۵۰۳ کیلومتر مربع است. هدف اصلی از احداث این سد تولید انرژی از طریق احداث نیروگاه برقابی است [۳۸].

تونل‌های انحراف آب سد بختیاری در کرانه چپ رودخانه جانمایی گردیده‌اند. طول تونل پایینی ۱۱۸۱ متر و تونل بالایی ۱۱۵۱ متر است. مقطع تونل انحراف پایینی سد بختیاری گرد و با قطر ۱۳,۷ متر است. مقطع تونل انحراف آب بالایی D شکل به عرض ۱۳/۲۰ و ارتفاع ۱۳/۷۰ متر است. این تونل‌ها در یک الگوی مورب نسبت به هم قرار گرفته‌اند و فاصله مرکز به مرکز آنها ۳۳ متر است. شیب این تونل‌ها در حدود ۰/۵ درصد است [۳۹].

۲-۲ موقعیت جغرافیای و راه‌های دسترسی

ساختگاه سد بختیاری در قسمت جنوب غربی ایران، در حدود ۷۰ کیلومتری شمال شرق شهر اندیمشک (واقع در خوزستان) و حدود ۶۵ کیلومتری جنوب شهر درود (واقع در لرستان) قرار دارد. دسترسی به محل

سد بختیاری تنها از طریق راه آهن سراسری شمال- جنوب امکان پذیر است. ایستگاه راه آهن تنگ پنج در میانه راه دورو- اندیمشک، نزدیکترین محل به ساختگاه سد بختیاری است. از این ایستگاه برای رسیدن به سد حدود ۲ کیلومتر مسیر خط آهن به سمت جنوب و پس از آن حدود ۲ کیلومتر راه خاکی دسترسی به محل سد، باید طی کرد. حدود ۱۱۱۳ متر انتهای مسیر خط آهن از تونل شماره ۲۷ راه آهن می‌گذرد. دسترسی به ایستگاه تنگ پنج که محل استقرار عوامل کارگاهی سد است، می‌تواند بصورت ریلی کامل با قطارهای تهران- اهواز یا قطار محلی درود - اندیمشک انجام گیرد. موقعیت گستره‌ی طرح در نقشه‌ی ایران در شکل ۱-۲ آمده است.



شکل ۱-۲: موقعیت گستره‌ی طرح سد بختیاری در نقشه‌ی ایران [۳۸]

۲-۳ زمین شناسی

سیستم انحراف سد بختیاری به طور کامل در سنگ های چین خورده کربناته سازند سروک و در کرانه چپ رودخانه بختیاری واقع شده است. از دیدگاه زمین ساختی، تونل انحراف با راستایی تقریباً عمود بر محور تاقدیس سیاه کوه از هر دو یال این تاقدیس عبور می کند ولی بخش عمده آن در یال جنوب غربی تاقدیس قرار گرفته است. تاقدیس سیاه کوه که خواب محوری ملایمی به سوی شمال غرب دارد، از سمت شمال شرق به گسل F1 و در سمت جنوب غربی به گسل F3 محدود شده است.

تاقدیس دیگری به نام گریوه در امتداد صفحه گسلی خمیده گسل های F1 و F2 روی تاقدیس سیاه کوه رانده شده است و یک ساختار دوگانه را به وجود آورده است. بخش انتهایی تونل انحراف از میان لایه های رانده شده متعلق به تاقدیس گریوه عبور می کند.

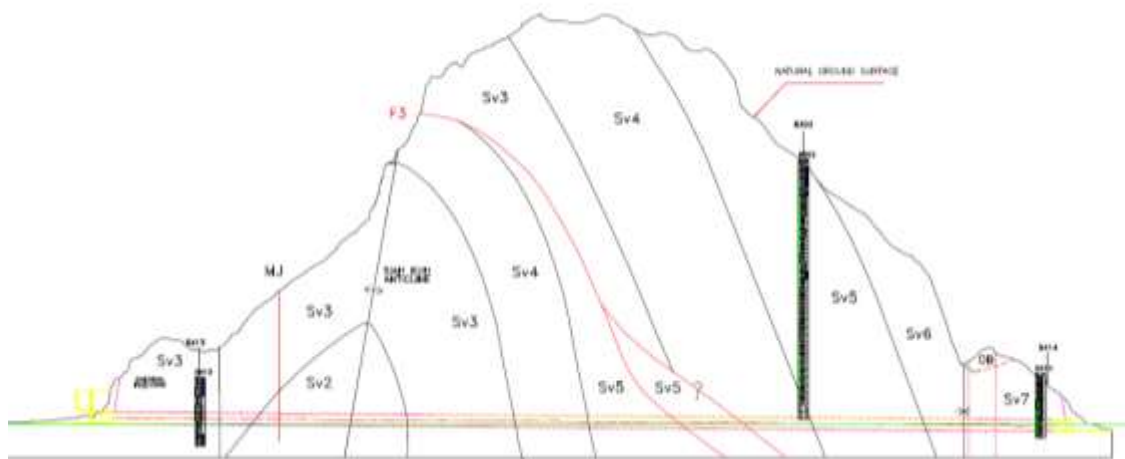
سیستم انحراف از هر سه گسل اصلی ساختگاه به گونه ای متاثر شده است. گسل F1 موجب چین خوردگی های جناغی و افزایش ناپیوستگی ها در دهانه ورودی تونل ها شده است. گسل F3 و شاخه های مربوطه، تونل های انحراف را در میانه مسیر (شاخه زیرین گسل در حدود ۶۳۸ متری و شاخه بالای آن ره ترتیب تونل بالایی و پایینی را در ۷۴۳ و ۷۸۱ متر) قطع می کند و گسل F2، ۱۳۰ متر انتهای تونل ها، دهانه خروجی را تحت تاثیر قرار داده است [۴۰].

۲-۴ سنگ بستر چینه شناسی

در محدوده سیستم انحراف سد بختیاری، سنگ بستر از نهشته های عمدتاً کربناتی سازند سروک تشکیل شده است. نهشته های سازند سروک در این گستره از نظر حضور سیلیس در ترکیبات کربناتی و شکل حضور آن و نیز ضخامت لایه ها قابل تقسیم به هفت بخش است. این بخش ها از SV1 تا SV2 نام گذاری شده اند. بخش های SV2 تا SV7 در گستره ساختگاه سد و سازه های جانبی و نیروگاه رخنمون دارند.

بخش SV1 در این گستره رخنمون ندارد و زیر بخش SV2 پنهان مانده است. شکل ۲-۲ مقطع طولی

تونل‌های انحراف آب را نشان می‌دهد. [۴۰]



شکل ۲-۲: مقطع طولی زمین شناسی تونل‌های انحراف آب [۳۹]

حداکثر ضخامت توده سنگ فوقانی در مسیر تونل‌ها که تقریباً در میانه تونل‌ها واقع گردیده است حدود ۴۷۳ متر است. در این محل بیشترین فاصله تونل‌ها از رودخانه نیز حدود ۴۵۰ متر است. هیچ‌گونه آبراهه عمیق یا دره‌ای در مسیر تونل‌های انحراف دیده نمی‌شود. دهانه ورودی تونل‌های انحراف در دیواره دره‌ای گسلی قرار گرفته است که رودخانه بختیاری را قطع می‌کند و ناحیه نسبتاً همواری را در راستای خود ایجاد کرده است (شکل ۲-۳).



شکل ۲-۳: موقعیت دهانه ورودی تونل‌های انحراف آب [۴۰]



شکل ۲-۴: موقعیت دهانه خروجی تونل‌های انحراف آب [۴۰]

همانطور که در شکل ۲-۴ دیده می‌شود، دهانه خروجی تونل‌های انحراف در پای دیواره صخره‌ای بلندی واقع گردیده است.

جدول ۲-۱ نام سازندهای موجود در مسیر تونل‌ها را به همراه علامت اختصاری و طول آنها در هر تونل ذکر می‌کند.

جدول ۱-۲: نام، علامت اختصاری و سایر مشخصات سازندهای موجود در مسیر تونل‌های انحراف [۴۰]

پارامتر	مشخصات سازند	طول سازند در مسیر احداث تونل (متر)	
		تونل بالایی	تونل پایینی
SV2	آهک مارنی به رنگ خاکستری تیره با میان لایه‌های مارنی. ضخامت لایه‌های آهک مارنی بین ۰,۱۵ تا ۰,۴ متر و ضخامت لایه های مارنی-شیلی بین ۳ تا ۱۵ سانتیمتر است.	۲۸۵ تا ۳۵۲	۲۸۵ تا ۳۵۲
SV3	تناوب لایه‌های آهک مارنی ره رنگ خاکستری تیره و آهک سیلیسی. ضخامت لایه‌های آهکی بین ۱۰ تا ۳۰ سانتی‌متر و ضخامت لایه‌های آهک سیلیسی بین ۵ تا ۲۰ سانتی‌متر است.	۳۵۲ تا ۴۹۶	۳۵۲ تا ۴۹۶
SV3 (Disturbed)	همانند بخش SV3 است با تعداد ناپیوستگی‌های زیاد که منجر به تغییر خواص در بعضی از پارامترها شده است.	۰ تا ۲۸۵	۰ تا ۲۸۵
SV4	آهک متوسط تا ضخیم، لایه به رنگ خاکستری تیره دارای گرهکهای از آهک سیلیسی و به ندرت چرت با میان لایه‌های از مارن.	۷۴۳ تا ۷۸۷	۴۹۶ تا ۵۶۳
SV5	آهک ضخیم تا خیلی ضخیم خاکستری با جنس آهک سیلیسی و به ندرت از جنس چرت.	۷۴۳ تا ۷۸۷	۵۶۳ تا ۷۸۱ ۹۰۰ تا ۷۸۱
SV6	آز آهک و آهک مارنی متوسط تا ضخیم خاکستری تیره با میان لایه‌های نازک.	۹۰۰ تا ۱۰۴۳	۹۰۰ تا ۱۰۴۳
SV7	آهک و آهک مارنی نازک تا متوسط لایه خاکستری تیره تا سیاه (۰,۲ تا ۰,۴ متر) با میان لایه‌های نازک مارنی.	۱۰۴۳ تا ۱۱۵۱	۱۰۴۳ تا ۱۱۸۱

۲-۵ سیستم ناپیوستگی‌ها

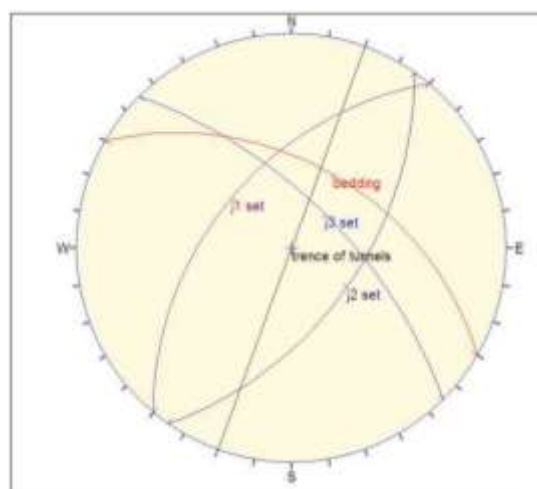
توده سنگ در محدوده ساختگاه سد بختیاری شامل چهار سری ناپیوستگی اصلی است که عبارتند از:

لایه بندی، دسته درزه J1، دسته درزه J2 و دسته درزه J3

خصوصیات ناپیوستگی‌های فوق در گالری‌ها و کرانه‌های رودخانه مورد مطالعه قرار گرفته است. شیب و جهت شیب آن ناپیوستگی‌ها در جدول ۲-۲ بیان شده است. تصویر استریونت این ناپیوستگی‌ها به همراه راستای تونل‌ها در شکل ۲-۵ آمده است.

جدول ۲-۲: شیب و جهت شیب ناپیوستگی‌های توده سنگ [۴۰]

شیب و جهت شیب (درجه)	ناپیوستگی
۵۰/۰۳۰	لایه بندی
۴۰/۳۱۰	دسته درزه J1
۳۵/۱۲۵	دسته درزه J2
۲۵/۰۴۵	دسته درزه J3



شکل ۲-۵: استریونت ناپیوستگی‌ها به همراه امتداد تونل انحراف [۴۰]

در محدوده ساختگاه یک دسته لایه‌بندی مشخص شده، که در جدول جدول ۳-۲ خصوصیات آن بیان شده است.

جدول ۳-۲: خصوصیات لایه بندی [۴۰]

زبری		پرشدگی		باز شدگی (میلیتر)	
٪۴۴	صیقلی	٪۱۱	تمیز	٪۴۰	≤۱
٪۱۴	زبری	٪۴۳	کلسیت-رس	٪۳۷	۱ تا ۵
٪۸	نرم	٪۱۷	کلسیت	٪۵	۱۰ تا ۵
٪۳۴	نامشخص	٪۱۹	رس	٪۳	۱۰ تا ۵۰
-	-	٪۱۰	نامشخص	٪۱۵	نامشخص
٪۱۰۰	مجموع	٪۱۰۰	مجموع	٪۱۰۰	مجموع

دسته درزه J1 بیشترین فراوانی را در محدوده سیستم‌های انحراف دارد، خصوصیات آن در جدول ۴-۲ نشان داده شده است

جدول ۴-۲: خصوصیات دسته درزه J1 [۴۰]

زبری		پرشدگی		باز شدگی (میلیتر)	
٪۳۹	زبر	٪۱۵	تمیز	٪۲۵	≤۱
٪۱۷	نرم	٪۴	کلسیت-رس	٪۲۶	۱ تا ۵
٪۴	نرم-زبر	٪۵۶	کلسیت	٪۲	۱۰ تا ۵
٪۵	صیقلی	٪۴	رس	٪۱	۱۰ تا ۵۰
٪۳۵	نامشخص	٪۲۱	نامشخص	٪۴۶	۵۰ ≥
٪۱۰۰	مجموع	٪۱۰۰	مجموع	٪۱۰۰	مجموع

دسته درزه J2 بعد از دسته درزه J1 بیشترین فراوانی را در محدوده سیستم‌های انحراف دارد خصوصیات آن نیز در جدول ۵-۲ بیان شده است.

جدول ۲-۵: خصوصیات دسته درزه J2 [۴۰]

زبری		پرشدگی		باز شدگی (میلیتر)	
٪۳۵	زبر	٪۴۱	تمیز	٪۷۳	≤۱
٪۵۰	نرم	٪۳	کلسیت-رس	٪۱۴	۱ تا ۵
٪۱۰	نرم-زبر	٪۳۲	کلسیت	٪۱	۱۰ تا ۵۰
٪۴	صیقلی	٪۳	رس	٪۱	۱۰ تا ۵۰
٪۱	نامشخص	٪۲۱	نامشخص	٪۱۱	≥۵۰
٪۱۰۰	مجموع	٪۱۰۰	مجموع	٪۱۰۰	مجموع

دسته درزه J3 کمترین فراوانی را در محدوده ساختگاه دارد. خصوصیات آن در جدول ۱-۶ بیان شده است.

جدول ۲-۶: خصوصیات سیستم درزه J3 [۴۰]

زبری		پرشدگی		باز شدگی (میلیتر)	
٪۲۱	زبر	٪۴۸	تمیز	٪۸۰	≤۱
٪۱۴	نرم	٪۰	کلسیت-رس	٪۱۲	۱ تا ۵
٪۶	نرم-زبر	٪۸	کلسیت	٪۱	۱۰ تا ۵۰
٪۱	صیقلی	٪۰	رس	٪۰	۱۰ تا ۵۰
٪۵۸	نامشخص	٪۴۴	نامشخص	٪۷	≥۵۰
٪۱۰۰	مجموع	٪۱۰۰	مجموع	٪۱۰۰	مجموع

۲-۶ بررسی سطح ایستابی در گمانه‌ها و نتایج آن

گمانه‌های که به منظور بررسی سطح ایستابی انتخاب شده اند در ۳ گروه قابل تفکیک هستند. گروه نخست گمانه‌های محدوده ساختگاه و گالری‌های حفاری شده در این محدوده هستند. گروه دوم گمانه‌هایی هستند که در پایین دست و در محدوده گسل F2 و F3 حفاری شده اند و گروه سوم گمانه‌های محدوده‌های چشمه پل خان را تشکیل می‌دهند. نوسان سطح آب گمانه‌ها به طور متوسط ۵ متر چشمه پل خان را تشکیل می‌دهند. بالاترین سطح آب زیرزمینی در حالت معمولی در محدوده محوری تاقدیس سیاه کوه متر از ۱۸۰ تا ۳۵۰ تونل‌های انحراف مشاهده می‌شود. سطح آب زیرزمینی در نیمه پایین دست

تونل‌های انحراف، پایین تر از سطح رودخانه است [۴۰].

۷-۲ روش حفاری تونل‌های انحراف آب سد بختیاری

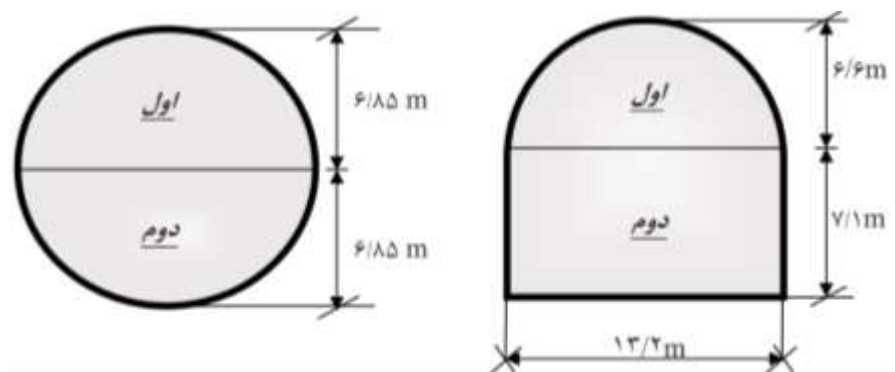
به طور کلی تونل‌های بزرگ مقطعی را که نمی‌توان به صورت یک واحد حفاری اجرا کرد و یا خصوصیات ژئومکانیکی سنگ این امکان را نمی‌دهد، باید به روش‌های چند مرحله ای فکر کرد. در روش دو مرحله‌ای (پلکانی) مقطع تونل به دو بخش بالایی (هدینگ^۱) و پایینی (بنچینگ^۲)، به نحوی تقسیم می‌شود که ارتفاع بخش فوقانی ۵۰ تا ۶۰ درصد ارتفاع بخش تحتانی باشد. البته تعیین ابعاد بخش فوقانی و تحتانی مقطع تونل تحت تاثیر نوع تجهیزات، امکانات موجود و شرایط پایداری تونل صورت می‌گیرد. عملیات اجرای تونل با حفاری بخش فوقانی به صورت دریافت آغاز می‌شود. پس از پیشروی دو یا سه سیکل در بخش فوقانی، بخش تحتانی توسط چالهای که بلندتر از پیشروی بخش بالایی است، به صورت پلکانی برداشته می‌شود. چالزنی در پله‌ها را می‌توان با چال‌های افقی یا قائم انجام داد. در پله برداری افقی با قطع عملیات و وقفه در حفاری بخش فوقانی می‌توان از تجهیزات چالزنی، خرجگذاری و تخلیه این بخش استفاده کرد. گاهی حفاری بخش فوقانی به‌طور کامل اجرا و پس از حفاری بخش تحتانی آغاز می‌شود. اما در مورد تونل‌های عریض، ممکن است با برقراری یک راه دسترسی میان کف تونل و بخش فوقانی حفاری این دو بخش به طور همزمان صورت می‌گیرد [۴۱].

در حفاری تونل‌های انحراف آب سد بختیاری از روش دو مرحله ای استفاده می‌گردد. در مورد تونل بالایی ارتفاع بخش بالایی ۶/۶ متر و ارتفاع بخش پایینی ۷/۱ متر است. برای تونل پایینی ارتفاع بخش‌های بالایی و پایینی برابر بوده و معادل ۶/۸۵ متر در نظر گرفته شده است.

^۱ Top heading

^۲ Benching

مراحل حفاری در این تونل‌ها بدین ترتیب است که دو تونل به طور همزمان حفاری می‌شوند. ترتیب حفاری در هر کدام از تونل‌ها در شکل ۶-۲ آمده است.



شکل ۶-۲: مقطع عرضی از مراحل حفاری تونل‌های انحراف آب سد بختیاری

۲-۸ آزمایش‌های تعیین خواص ژئومکانیکی واحدهای سنگی واقع در مسیر تونل

آزمایش‌های مختلفی بر روی نمونه‌های مغزه‌ای گرفته شده از تمامی واحدهای سنگی واقع در طول مسیر تونل انجام شده است. جدول ۲-۷ نوع و تعداد این آزمایش‌ها را نشان می‌دهد. در زمینه‌ی آزمایش‌های برجا نیز به صورت محدود و در بعضی از واحدها تعدادی آزمایش دیلاتومتری، جک مسطح و آزمایش لرزه‌ای صورت گرفته است

جدول ۲-۷: لیست تعداد آزمون‌های آزمایشگاهی انجام گرفته در ساختگاه سد بختیاری [۴۲]

مجموع	Sv1	Sv2	Sv3	Sv4	Sv5	Sv6	Sv7	نوع آزمایش
۱۹۰	۱	۲۳	۲۴	۷	۸	۱۹	۲۷	چگالی
۱۴۰	۵	۳۲	۴۲	۱۲	۱۴	۱۸	۱۷	مقاومت فشاری تک محوره
۱۴۰	۵	۳۲	۴۲	۱۲	۱۴	۱۸	۱۷	UCS E & V
۱۰۷	-	۴	۴	۲۷	۳۱	۳۳	۸	مقاومت فشاری سه محوره
۲۳۰	۵	۳۶	۳۳	۳۹	۴۶	۵۲	۱۹	اندازه گیری سرعت موج
۷۳	۱	۳۱	۱۵	۳	۱۴	۳	۶	مقاومت برشی مستقیم
۷۳	۱	۳۱	۱۵	۳	۱۴	۳	۶	تعیین ضریب زبری درزه ها
۷	-	-	۲	-	-	-	۵	تست برزیلی

با توجه به تعداد زیاد آزمایش های صورت گرفته، مقدار متوسط هر پارامتر برای هر واحد سنگی از طریق میانگین گیری برآورد شده است. جدول ۲-۸ مقدار متوسط پارامترهایی را که در محاسبات تعیین خواص مهندسی توده سنگ و تحلیل پایداری تونل‌های انحراف آب در هر کدام از واحدهای سنگی بکار می‌رود، به صورت جداگانه نشان می‌دهد.

جدول ۲-۸: مقدار متوسط پارامترهای ژئومکانیکی حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی در تونل‌های انحراف آب [۴۲]

SV3 D	SV2	SV3	SV4	SV5	Sv6	Sv7	نوع آزمایش
۲/۶۲	۲/۶۴	۲/۶۶	۲/۶۴	۲/۶۲	۲/۶۶	۲/۶۵	چگالی (g/cm ³)
۸۵	۱۰۵	۱۰۵	۶۹	۶۲	۸۸	۶۰	مقاومت فشاری تک محوری [MPa]
۶۷	۷۳	۶۹	۷۱	۵۷	۶۶	۶۲	مدول الاستیسیته سنگ بکر [GPa]
۰/۲	۰/۱۸	۰/۲۱	۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۲۳	نسبت پواسن (ν)
۹	۱۱	۱۱	۱۹/۱	۷/۸	۱۰/۷	۱۰/۹	ضریب ثابت سنگ بکر (mi)

فصل سوم

تعیین پارامترهای هندسی و مکانیکی توده سنگ‌های دربرگیرنده

تول‌های انحراف

دستیابی به اطلاعات کامل در مورد مقادیر مربوط به پارامترهای دخیل در طراحی یک سازه سنگی از ملزومات اساسی در اجرای یک فعالیت مهندسی است. عموماً در مراحل مقدماتی طراحی یک پروژه اطلاعات بسیار کم و محدودی در رابطه با خواص ژئوتکنیکی توده‌های سنگی، مقدار تنش‌های موجود و سایر عوامل موثر در طراحی در دسترس است. روش‌های متعددی برای تعیین مشخصه‌های توده‌های سنگی وجود دارد، از آن جمله می‌توان به سیستم‌های طبقه بندی سنگ اشاره کرد. استفاده از یک یا چند نوع از سیستم‌های طبقه بندی به صورت همزمان با توجه به این نکته که بعضی از سیستم‌ها در محاسبه برخی از پارامترها نسبت به دیگری ارجحیت دارد، می‌تواند کمک زیادی در تعیین بهینه و مناسب پارامترهای توده سنگ نماید [۴۳]. روش‌های مختلف طبقه بندی توده‌های سنگی از حدود یک و نیم قرن پیش تاکنون در حال شکل‌گیری و توسعه بوده‌اند. رایتر^۱ توانست برای اولین بار الگویی جهانی در طراحی تونل‌ها مخصوصاً در طراحی سیستم‌های نگهداری تونل‌ها ارائه نماید. سال‌ها بعد ترزاقی طبقه بندی خود را بر اساس بار سنگ ارائه کرد و از آن به بعد دیر و همکارانش این طبقه بندی‌ها را اصلاح نموده و سیستم‌های طبقه بندی جدیدی را ارائه کردند. محققان روابط و فرمول‌های مختلف را با استفاده از آزمایش‌های آزمایشگاهی و صحرایی ارائه کرده‌اند که در اغلب موارد همخوانی مناسبی با سیستم‌های طبقه بندی سنگ دارد [۴۴]. در این فصل سعی شده است تا با بهره‌گیری از بهترین و کارآمدترین روش‌ها، پارامترهای مهندسی توده سنگ را برای واحدهای سنگی هفت گانه مسیر تونل‌های انحراف آب سد بختیاری تعیین نمود.

¹ Raiter

۲-۳ طبقه بندی توده سنگ اطراف تونل‌ها بر اساس سیستم^۱ RMR

بینی‌اوسکی از مرکز مطالعات علمی و صنعتی آفریقای جنوبی^۲ طبقه بندی از سنگ‌ها را بر مبنای ویژگی‌های ژئومکانیکی آنها ارائه داد که به روش RMR معروف است و به عنوان یکی از موفق‌ترین سیستم‌های رده بندی سنگ‌ها در مسائل تونلسازی به کار می‌رود. این روش در سال ۱۹۸۹ اصلاح شد. کیفیت توده های سنگی با بررسی تعدادی از عوامل فیزیکی موثر در مشخصات مکانیکی و مقاومتی آن تعیین می‌گردد. بینی‌اوسکی در طبقه بندی ژئومکانیکی، پارامترهای ذیل را با یکدیگر مرتبط ساخته و اثرات آنها را در نظر می‌گیرد به صورتی که تمامی این موارد را می‌توان از داده‌های گمانه‌ها و نیز در محل بدست آورد [۴۵].

مقاومت فشاری تک محوری سنگ سالم

اندیس کیفی سنگ RQD

فاصله داری درزه ها

وضعیت درزه‌ها شامل جدایش، امتداد یافتگی، زبری سطوح و طبیعت پرکننده درزه‌ها

شرایط آب‌های زیرزمینی بر اساس میزان نفوذ آب به حفاری‌ها و نسبت فشار آب موجود در

درزه‌ها به تنش اصلی

جهت داری ناپیوستگی‌ها

پس از تعیین وضعیت سنگ از جهت پارامترهای فوق و با توجه به جداول مربوط، به هر یک از پارامترها امتیازی داده می‌شود و در نهایت با در نظر گرفتن مجموع امتیازهای ناشی از عوامل فوق که به عنوان امتیاز RMR شناخته می‌شود، سنگ در یکی از پنج گروه خیلی خوب، خوب، متوسط، ضعیف و خیلی

¹ Rock mass rating

² South African for Scientific and Industrial Research

ضعیف طبقه بندی می‌شود. آنچه در امتیاز دهی تونل‌های انحراف آب سد بختیاری به کار رفته است بر مبنای روش اصلاحی است. در جدول ۱-۳ امتیاز دهی برای واحدهای سنگی هفت گانه تونل‌های انحراف بر مبنای سیستم RMR ارائه شده است.

جدول ۱-۳ : طبقه بندی واحدهای سنگی تونل‌های انحراف آب سد بختیاری بر مبنای سیستم [۴۳]

SV2 – SV3		SV3 (Disturbed)		SV4		SV5		SV6		SV7		پارامتر
محدوده	امتیاز	محدوده	امتیاز	محدوده	امتیاز	محدوده	امتیاز	محدوده	امتیاز	محدوده	امتیاز	
۸۰	۹	۸۵	۱۰	۱۲۰	۱۳	۱۲۰	۱۳	۱۱۰	۱۲	۷۵	۸	مقاومت فشاری تک محوره (M) (Pa)
۵۵-۷۵	۱۴-۱۷	۴۰-۶۰	۷-۱۰	۶۵-۷۵	۱۴-۱۷	۷۵-۹۰	۱۷-۲۰	۶۵-۸۵	۱۴-۱۸	۸۰-۵۰	۱۰-۱۶	RQD(%)
۰/۱۶-۰/۱۵	۸-۱۰	۰/۱۵-۰/۱۳	۷-۹	۰/۶-۲	۱۲-۱۵	۲-۰/۶	۱۲-۱۵	۰/۱۱-۰/۱۲	۷-۱۰	۰/۲-۰/۱۳	۸-۱۰	فاصله ناپیوستگی (متر)
سطوح زبر و کمی ناهموار. جداشدگی کمتر از ۱mm کمی دیواره‌ها هوازده درزه نرم	۱۵-۱۶	کمی زبر، سطوح آینه صاف جداشدگی کمتر از ۲mm کمی دیواره‌های هوازده	۹-۱۱	سطوح زبر و کمی تا هموار با جداشدگی کمتر از ۱mm دیواره‌های کمی هوازده درزه نرم	۶	سطوح زبر جداشدگی کمتر از ۱mm دیواره‌های هوا نرده درزه سخت	۱۵	سطوح زبر با جداشدگی بین ۱-۲mm دیواره‌های هوازده، درزه نرم	۶	سطوح صاف تا کمی زبر با جداشدگی کمتر از ۵mm دیواره‌های کمی هوازده	۱۰-۱۲	وضعیت ناپیوستگی
مرطوب	۱۰	مرطوب-خشک	۷-۱۰	مرطوب	۱۰	خشک	۱۲	خشک	۱۲	مرطوب	۸	آب زیرزمینی
۵۵-۶۴		۴۰-۵۰		۶۴-۷۰		۶۹-۷۵		۶۰-۶۷		۴۶-۵۶		جمع امتیاز
متوسط		متوسط		خوب		خوب		خوب		متوسط		کیفیت سنگ

بر اساس این طبقه بندی، می‌توان زمان پایداری فضای حفاری شده، مشخصات مکانیکی توده‌های سنگی،

نوع و مقدار حایل مورد نیاز مقطع تونل را به طور تقریبی ارزیابی کرد [۴۵].

در بررسی که توسط این سیستم انجام شد مشخص شد که توده سنگ‌های واقع در مسیر تونل‌ها در رده متوسط تا خوب واقع شده‌اند.

۳-۳ طبقه بندی توده سنگ اطراف تونل‌ها بر اساس سیستم Q

این روش توسط بارتن^۱ و همکارانش از انستیتو ژئوتکنیک نروژ (NGI^۲) ارائه شد. اساس این روش بر مبنای محاسبه مقدار Q و سپس ارائه سیستم نگهداری است. مقدار Q از رابطه ۱-۳ محاسبه می‌شود [۴۵]:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times \left(\frac{J_w}{SRF} \right) \quad (1-3)$$

که در آن :

- RQD شاخص کیفیت سنگ
- J_n امتیاز مربوط به تعداد دسته درزه
- J_r امتیاز عدد زبری درزه‌ها
- J_a امتیاز عدد هوازدگی درزه‌ها
- J_w امتیاز عدد کاهش آب درزه‌ها
- SRF ضریب کاهش تنش است.

در این بخش از تحقیق مقادیر مربوط به پارامترهای این سیستم برای واحدهای سنگی هفت گانه موجود

^۱ Barton

^۲ Norwegian Geotechnical Institute

در مسیر تونل‌ها، مشخص شده و به صورت جدول ۲-۳ ارائه شده است. امتیاز بندی مربوط به این سیستم بیانگر رده کیفی ضعیف تا خوب برای سنگ‌های دربرگیرنده این تونل‌ها است.

جدول ۲-۳: طبقه بندی واحدهای سنگی تونل‌های انحراف آب سد بختیاری بر مبنای سیستم Q [۳۹].

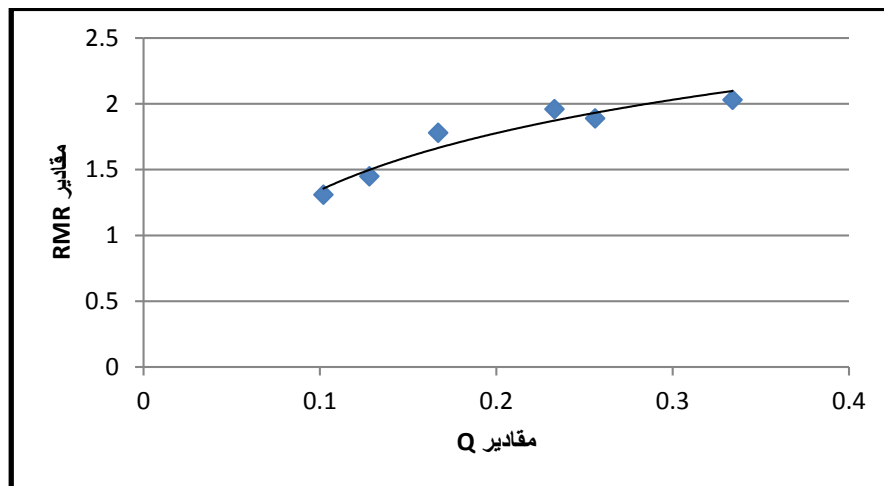
SV3 و SV2	SV3 D	SV4	SV5	SV6	SV7	پارامتر
امتیاز	امتیاز	امتیاز	امتیاز	امتیاز	امتیاز	
۶۵	۵۰	۷۰	۸۲	۷۵	۶۵	اندیس کیفی سنگ (RQD)
۹	۹	۴	۴	۴	۶	تعداد دسته درزه‌ها (J_n)
۱	۲	۱	۱	۱	۲	هوازگی درزه‌ها (J_s)
۳	۲	۳	۳	۲	۲	وضعیت سطوح درزه‌ها (J_r)
۱۶۶۰	۰/۶۶	۰/۶۶	۱	۰/۶۶	۰/۶۶	مقدار آب درزه‌ها (J_w)
۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	ضریب کاهش تنش (SRF)
۵/۷	۱/۵	۱۳/۸	۲۴/۶	۹/۹	۲/۸	جمع امتیاز
متوسط	ضعیف	متوسط	خوب	متوسط	ضعیف	کیفیت سنگ

نتایج حاصل از بررسی این سیستم بیانگر توده سنگ‌هایی با کیفیت متوسط تا خوب برای واحدهای دربرگیرنده تونل‌های انحراف آب بختیاری است.

۳-۴ مقایسه بین دو سیستم طبقه بندی RMR و Q

به منظور بررسی همبستگی میان روش‌های بکارگرفته شده می‌توان نتایج حاصل از دو روش را با استفاده از برنامه‌های آماری چون اکسل مورد تحلیل قرار داده و همبستگی بین نتایج آنها را بررسی کرد. البته باید

یادآور شد که نتایج حاصل از این طبقه بندی ها بخاطر عدم وجود بعضی از پارامترها چون آماس سنگ، با خطاهایی همراه است. برای رسیدن به این هدف منحنی های مربوط به مقادیر حد واسط دو روش در شکل زیر رسم شده است. بنیادویسکی رابطه بین RMR و Q را به صورت $RMR = 9LnQ + 44$ ارائه کرده است. با انجام یک رگرسیون لگاریتمی بین این دو پارامتر می توان رابطه که بین آنها را برای توده سنگ های دربرگیرنده تونل های انحراف آب بختیاری تعیین کرد. این رابطه که با ضریب همبستگی ۹۹ درصد حاصل شده است (شکل ۱-۲) به صورت $RMR = 9.66LnQ + 41.47$ است.



شکل ۱-۳: مقایسه بین سیستم های طبقه بندی RMR و Q

۳-۵ تعیین GSI در توده سنگ های اطراف تونل های انحراف آب

هوک و براون شاخص مقاومت زمین شناسی (GSI^۱) را هم برای سنگ های قوی و هم برای سنگ های ضعیف بیان کرده اند. این شاخص به عنوان یک راهکار می تواند به طور مستقیم در ارزیابی پارامترهای طراحی و مهندسی توده سنگ بکار رود. در زیر دو روش پرکاربرد در تعیین GSI توضیح داده شده و در مورد تونل های انحراف آب بختیاری بکار گرفته شده اند [۴۱].

^۱ Geological Strength Index

۳-۵-۱ تعیین GSI با استفاده از سیستم طبقه بندی RMR

این روش برای توده سنگ‌های با کیفیت مناسب کارایی دارد. از این حالت مقدار GSI از طریق RMR'_{89} و RMR'_{76} محاسبه می‌شود. علامت (') در این شیوه نشانگر تنش موثر است. بنابراین می‌توان گفت که GSI همان RMR است با این تفاوت که RMR دارای شش پارامتر بوده که یکی در رابطه با وضعیت آب زیرزمینی و دیگری در مورد جهت یابی ناپیوستگی‌ها است. این در صورتی است که در GSI تاثیر آب حالت کاملاً خشک در نظر گرفته می‌شود، یعنی امتیاز آن برای RMR'_{89} برابر با ۱۵ بوده و برای RMR'_{76} برابر با ۱۰ است. راستای ناپیوستگی‌ها نیز در سیستم GSI در تمامی جهات امتیاز صفر را دارد (Tatiya, 2005). مقدار GSI در این روش به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$GSI = RMR'_{76} \quad \text{برای } RMR'_{76} > 18 \quad (۱-۳)$$

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \quad \text{برای } RMR'_{89} > 23 \quad (۲-۳)$$

محاسبات انجام شده در تعیین GSI برای توده سنگ‌های در برگیرنده تونل‌های انحراف آب بختیاری در این روش در جدول ۳-۳ آمده است.

جدول ۳-۳: محاسبات GSI با استفاده از سیستم RMR

SV ₇	SV ₆	SV ₅	SV ₄	SV _{3D}	SV ₃ , SV ₂	پارامتر
۴۵ تا ۵۵	۶۰ تا ۵۵	۷۰ تا ۶۵	۶۵ تا ۶۰	۴۵ تا ۳۵	۶۰ تا ۵۲	GSI

۳-۵-۲ تعیین GSI با استفاده از سیستم طبقه بندی Q

در این شیوه نیز تنش‌ها به صورت موثر در نظر گرفته می‌شود، بنابراین ضرایب مربوط به کاهش تنش

(SRF) و کاهش آب ناپیوستگی ها برابر با یک در نظر گرفته شده و از معادلات حذف می‌شوند و رابطه نهایی به معادله (۳-۳) تبدیل می‌شود [۴۱]:

$$Q' = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \quad (۳-۳)$$

مقدار GSI از طریق رابطه (۴-۳) بدست می‌آید:

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (۴-۳)$$

۳-۶ تعیین مدول تغییر شکل در توده سنگ‌های اطراف تونل انحراف آب

مدول تغییر شکل توده سنگ را می‌توان به دو روش مستقیم (آزمایش‌های برجا) و روش غیر مستقیم (روابط تجربی) تعیین کرد. به دلیل هزینه و مشکلات اجرایی انجام آزمایش، روابط تجربی بین مدول تغییر شکل و خصوصیات توده سنگ برای ایجاد نوعی تسهیل در کار توسعه داده شده است. از آن جمله می‌توان به استفاده از طبقه بندی مهندسی توده سنگ در تعیین مدول تغییر شکل اشاره نمود.

طبقه بندی ژئومکانیکی روش‌های مفیدی را در جهت تخمین مدول توده سنگ ارائه کرده است. بیناوسکی برای زمانی که مقدار $RMR > 55$ باشد مدول تغییر شکل را به صورت معادله (۵-۳) تعریف می‌کند:

$$E_d = 2RMR - 100 \quad (۵-۳)$$

که E_d مدول تغییر شکل پذیری برجا بر حسب گیگا پاسکال است.

سرافیم و پیرا برای $RMR < 55$ رابطه (۶-۳) را برای محاسبه این مدول ارائه کرده اند [۴۱]:

$$E_d = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (۶-۳)$$

از آنجا که در تونل های مورد مطالعه مقادیر RMR در بازه ۴۳ تا ۷۲ است، بنابراین با توجه به مقدار RMR در هر ناحیه می توان از فرمول مربوط به آن واحد سنگی استفاده کرد.

۳-۷ برآورد تنش های افقی منطقه

اندازه گیری های بسیاری در زمینه تعیین مقدار واقعی تنش های ذاتی عمودی و افقی انجام گرفته است. تنش های قائم اندازه گیری شده در تناسب خوبی با مقادیری است که توسط رابطه (۷-۳) بدست می آید.

$$S_v = \gamma \cdot Z \quad (۷-۳)$$

مطابق نظر سنگ و گویل تنش های ناحیه ای دارای محدوده تغییرات وسیعی به شرح زیر هستند (برای اعماق کمتر از ۲۰۰۰ متر) [۴۵]:

$$S_H < 40 + 0.5 S_v \quad (۸-۳)$$

$$S_h < 2.7 + 0.5 S_v \quad (۹-۳)$$

که در آنها: S_H تنش افقی حداکثر و S_h تنش افقی حداقل و S_v تنش عمودی است.

مطابق نظر مک کاتچین مولفه تنش تکتونیکی، S_{av} (در سطح زمین) به مدول تغییر شکلی توده سنگ بستگی دارد:

$$E=7\gamma Ed + Sv(0.25 + 0.007Ed) \quad (10-3)$$

که در این رابطه E_d مدول تغییر شکل پذیری بر حسب GPa و S_{av} بر حسب تن بر متر مکعب است. در نواحی کوهستانی پرشیب، تنش‌های برجای افقی ناحیه‌ای آزاد می‌گردند. با کاهش فاصله از دامنه شیب، آزاد شدگی تنش بیشتر می‌شود، بنابراین شیب تغییرات تنش افقی با عمق برای نواحی کوهستانی در مقایسه با نواحی مسطح بیشتر است.

استفانسون با استفاده از آزمایش‌های شکست هیدرولیکی روند زیر را برای تنش‌های افقی برجا در اعماق کمتر از ۱۰۰۰ متر گزارش نموده است:

$$S_h=2.2 + 0.89S_v \quad (11-3)$$

او همچنان نشان داد که بین تنش‌های برجای اندازه‌گیری شده و روش آزمایش انجام گرفته، وابستگی زیادی وجود دارد.

سن گوپتا (۱۹۹۸) تعداد زیادی آزمایش شکست هیدرولیکی را در سنگ‌های ضعیف ناحیه هیمالیا اجرا نمود و رابطه (۱۲-۳) را برای تعیین مقدار تنش افقی پیشنهاد نمود:

$$S_h= 1 + 0.5S_v \quad (12-3)$$

شئوری با توجه به مدل انحای پوسته زمین و تغییرات ثابت های الاستیک، وزن مخصوص و از پوسته و گوشته زمین رابطه (۱۳-۳) را برای محاسبه k ارایه کرده است:

$$K = 0.25 + 7E_h \left(0.001 + \frac{1}{2}\right)$$

(۱۳-۳)

که در این رابطه E_h مدول تغییر شکل پذیری قسمت بالایی پوسته در جهت افقی بر حسب گیگا پاسکال است. بدیهی است که در پروژه های مهم، ضروری است که تعدادی آزمایش های شکست هیدوریک انجام گردد تا نسبت به چگونگی چرخش تنش های محلی که در طول چین ها و در عرض گسل ها در یک ساختگاه اتفاق می افتد، مطلع شد [۴۶].

در رابطه با تونل های مطالعاتی پیش رو با توجه به حجم اندک آزمایشات برجای انجام شده در مورد تعیین مقداری تنش های برجای زمین تصمیم بر آن شد که با استفاده از نتایج حاصله از انجام این تست ها و تطبیق آنها با روابط تجربی ارائه شده، مناسبترین روش برای رسیدن به مقدار واقعی این تنش ها انتخاب شود. بر اساس مطالعات صورت گرفته فرمول ارائه شده توسط شئوری بهترین همخوانی را با توده سنگ های در برگیرنده این تونل ها دارد، نتایج حاصل از این محاسبات برای واحدهای سنگی هفت گانه تونل های انحراف آب سد بختیاری به صورت جدول ۴-۷ آمده است.

جدول ۳-۴: مقدار تنش های برجای در واحدهای سنگی اطراف تونل انحراف آب

SV ₇	SV ₆	SV ₅	SV ₄	SV ₃ D	SV ₃	SV ₂	پارامتر
۰,۰۲۵۹	۰,۰۲۶	۰,۰۲۵۷	۰,۰۲۵۸	۰,۰۲۵۷	۰,۰۲۶	۰,۰۲۵۸	$\gamma \left(\frac{MN}{m^3}\right)$
۰,۲۳	۰,۲	۰,۲	۰,۲	۰,۲	۰,۲۱	۰,۱۸	ν
۱۵۱	۲۰۱	۴۷۳	۴۲۸	۱۷۳	۳۷۶	۳۰۹	H(m)
۳,۸۸	۵,۲۲	۱۲,۱۵	۱۱,۴	۴,۴۴	۹,۷۷	۷,۹۷	σ_v (Mpa)
۲,۷۲	۳,۶۱	۷,۰۷	۶,۵۲	۲,۷۵	۵,۸۸	۴,۹۸	σ_h (Mpa)
۰,۷۲	۰,۵۳	۰,۵۸	۰,۴۴	۰,۶۲	۰,۴۵	۰,۴۳	K

۳-۸ تعیین پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ

برای محاسبه پارامترهای مقاومتی و ژئومکانیکی توده سنگ می توان از نرم افزار RockLab که از گروه نرم

افزارهای Rocksciences است استفاده کرد. این نرم افزار در محیط ویندوز بوده و در سال ۲۰۰۳ طراحی شده است و قادر به تعیین پارامترهای مقاومتی توده سنگ از جمله چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، مقاومت فشاری و کششی، مدول تغییر شکل توده سنگ و ضرایب ثابت توده سنگ است. پارامترهای ورودی این نرم افزار عبارتند از : شاخص مقاومت زمین شناسی، ثابت m_i برای سنگ بکر، مقاومت فشاری سنگ بکر، ضریب آشفستگی محیط، وزن مخصوص سنگ و عمق تونل [۴۷].

۳-۸-۱ محاسبه پارامترهای ژئومکانیکی واحدهای سنگی هفت گانه با استفاده از

RockLab

برای رسیدن به این هدف مقدار GSI که بعنوان ورودی این نرم افزار است بر اساس محاسبات صورت گرفته در روش مشاهده ای وارد شده است، مقادیر سایر پارامترها نیز از نتایج آزمون آزمایشگاهی ارائه شده، آورده شده است. جدول زیر پارامترهای خروجی از این نرم افزار را نشان می‌دهد.

جدول ۳-۵: پارامترهای ورودی برای نرم افزار Rocklab برای توده های سنگی اطراف تونل های انحراف.

SV ₇	SV ₆	SV ₅	SV ₄	SV ₃ (D)	SV ₃	SV ₂	پارامترهای ژئومکانیکی
۳۹/۵	۴۷/۵	۵۹/۵	۴۶/۵	۴۲	۴۶	۴۶	GSI(ave)
۶۰	۸۸	۶۲	۶۹	۸۵	۱۰۵	۱۰۵	UCS(Mpa)
۱۹/۱	۷/۸	۱۰/۷	۱۰/۹	۹	۱۱	۱۱	m_i
۰/۰۲۵۹	۰/۰۲۶	۰/۰۲۵۷	۰/۰۲۵۸	۰/۰۲۵۷	۰/۰۲۶	۰/۰۲۵۸	$\gamma(MN/m^3)$
۵۹	۶۶	۵۷	۷۱	۶۷	۶۹	۷۳	Ei(Gpa)
۱۵۱	۲۰۱	۴۷۳	۴۲۸	۱۷۳	۳۷۶	۳۰۹	H(m)

جدول ۳-۶: پارامترهای خروجی از نرم افزار Rocklab برای توده‌های سنگی اطراف تونل انحراف

SV ₇	SV ₆	SV ₅	SV ₄	SV ₃ (D)	SV ₃	SV ₂	پارامترهای ژئومکانیکی
۱/۰۷۱	۰/۶۴۰	۱/۵۵۵	۰/۸۵۳	۰/۵۶۹	۰/۸۴۱	۰/۸۴۱	m _b
۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۹	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۰۸	۰/۰۰۰۴	۰/۰۰۰۷	۰/۰۰۰۷	S
۰/۵۱۲	۰/۵۰۷	۰/۵۰۳	۰/۵۰۷	۰/۵۱۰	۰/۵۰۸	۰/۵۰۸	A
۰/۳۰۵	۰/۷۹۵	۱/۶۵۱	۱/۲۲۹	۰/۵۶۰	۱/۳۹۶	۱/۱۴۴	C(Mpa)
۵۱/۸۹	۴۰/۶۸	۳۸/۲۴	۳۴/۶۲	۴۲/۱۹	۳۸/۲۰	۴۰/۸۴	ϕ
۴/۴	۸/۳	۱۵/۱	۸/۳	۵/۸	۷/۸	۸/۳	E _m (Gpa)
۰/۹۶۷	۲/۵۳	۴/۱۰۱	۱/۸۵	۶۴۷/۱	۲/۷۱۷	۲/۷۱۷	σ_{cm} (Mpa)
-۰/۰۱۸	-۰/۱۲۵	-۰/۱۸	-۰/۰۶۵	-۰/۰۶۵	-۰/۰۹۳	-۰/۰۹۳	σ_{tm} (Mpa)

۳-۹ تعیین مقادیر بحرانی پارامترهای توده سنگ اطراف تونل انحراف آب

هدف از تعیین این پارامترها بررسی پایداری توده سنگ اطراف تونل‌ها بر مبنای روش‌های مشاهده‌ای است. نحوه کار بدین ترتیب است که میزان تراز هشدار خطر برای توده سنگ تعیین می‌شود و این مقدار با میزان کرنشی که مشاهده می‌شود مقایسه می‌شود. از این کرنش بنام کرنش بحرانی توده سنگ یاد می‌شود. اگر مقدار اندازه گیری شده برای کرنش بحرانی از تراز هشدار خطر کمتر باشد در آن صورت توده سنگ و تونل پایدار است.

۳-۹-۱ کرنش بحرانی

به منظور بررسی همگرایی و تغییر شکل در توده سنگ اطراف تونل‌ها، در محاسبات تحلیل پایداری می‌توان از کرنش بحرانی کمک گرفت. ساکورایی کرنش بحرانی را برای نمونه‌های متراکم آزمایشگاهی به صورت زیر تعریف کرده است [۴۸]:

$$\varepsilon_o = \frac{\sigma_c}{E} \quad (۱۴-۳)$$

که در آن :

- ε_o کرنش مجاز سنگ بکر
- σ_c مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر
- E مدول الاستیسیته سنگ بکر

کرنش بحرانی با افزایش مقاومت فشاری تک محوری افزایش می یابد. باید نتایج بدست آمده از نمونه های متراکم آزمایشگاهی را به توده سنگ برجا تعمیم داد. ساکورایی با انجام تحقیقات بیشتر توانست با رابطه (۱۵-۳) کرنش مجاز توده سنگ و سنگ بکر را بهم مربوط کند:

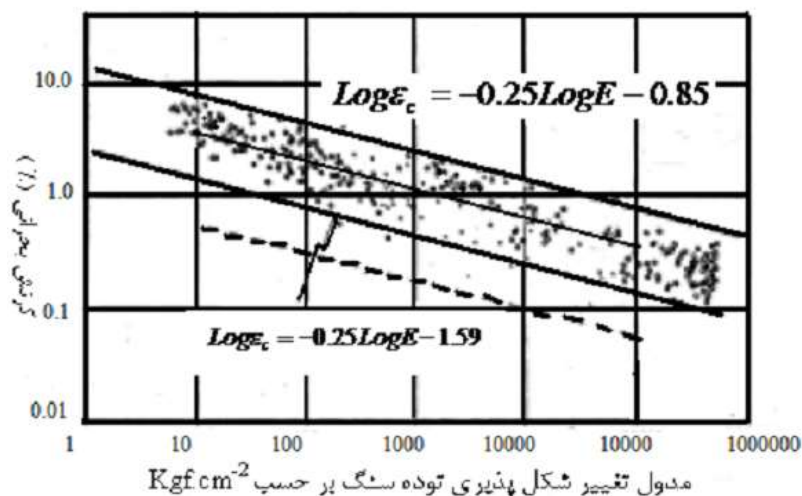
$$\varepsilon_{om} = \frac{\sigma_{cm}}{E_{cm}} = \frac{m\sigma_c}{nE} = \left(\frac{m}{n}\right)\varepsilon_o \quad (۱۵-۳)$$

- ε_{om} کرنش مجاز توده سنگ
- σ_{cm} مقاومت فشاری توده سنگ
- E_{cm} مدول تغییر شکل پذیری سنگ بکر

m و n به مقاومت فشاری تک محوری سنگ و مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ مربوط می شوند. این ثابت ها را می توان بر اساس کارهای آزمایشگاهی و صحرایی تعیین نمود، مقدار آنها در بازه ۰ تا ۱ می باشد.

مطالعات صورت گرفته نشان داده است که $\frac{m}{n}$ در بازه ۱ تا ۳ است، این نسبت معرف آن است که در بررسی پایداری تونل می توان از کرنش مجاز سنگ بکر بعنوان تراز هشدار خطری با ضریب ایمنی ۱ تا ۳ استفاده نمود [۴۸].

ساکورایی روشی را برای ارزیابی پایداری سازه‌های زیرزمینی با توجه به کرنش بحرانی پیشنهاد کرده است که بر اساس نتایج آزمایشات مقاومت فشاری تک محوری بر روی سنگ‌های مختلف تعریف می‌شود. این روش اغلب به عنوان روشی استاندارد برای محاسبه همگرایی استفاده می‌شود که در طی بررسی تونل‌های مختلف بدست آمده است. ساکورایی و همکارانش علاوه بر روابطی که بین مقاومت فشاری تک محوری و کرنش بحرانی برای توده سنگ‌های مختلف بیان کرده اند، روابطی را نیز بین مدول تغییر شکل پذیری سنگ‌های مختلف با استفاده از آزمایشات انجام شده مطابق نمودار شکل زیر ارائه کرده اند. مقدار جابجایی‌های اندازه‌گیری شده با جابجایی مجاز مقایسه شده و وضعیت پایداری تونل‌ها بررسی می‌گردد. همانطور که در جدول جدول ۷-۳ ملاحظه می‌شود جابجایی مجاز از روش کرنش بحرانی با روش زیر تعیین می‌شوند.



۲-۳: ارتباط میان کرنش بحرانی و مدول تغییر شکل پذیری

جدول ۳-۷: کرنش مجاز با توجه به تراز هشدار خطر

$Log\epsilon_c = -0.25LogE - 0.85$	تراز هشدار خطر I	تونل مشکل پایداری دارد
$Log\epsilon_c = -0.25LogE - 1.22$	تراز هشدار خطر II	مبانی طراحی نگهداری تونل‌های مهندسی
$Log\epsilon_c = -0.25LogE - 1.59$	تراز هشدار خطر III	پایداری کوتاه مدت

که در روابط بالا:

- ϵ_c : کرنش بحرانی در حالت اعمال تنش

- E : مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ

۳-۹-۲ کرنش برشی بحرانی

به طور کلی توده سنگ اطراف تونل‌ها در معرض تنش سه محوری قرار دارد و معقول تر است که برای تحلیل پایداری مکانیکی از کرنش برشی استفاده شود. در این حالت کرنش برشی بحرانی به عنوان مقدار مجاز استفاده می‌شود. در این حالت کرنش برشی بحرانی به عنوان مقدار مجاز استفاده می‌شود. ساکورایی و همکارانش معادله (۳-۱۶) را برای محاسبه کرنش برشی بحرانی از کرنش نرمال پیشنهاد کردند.

$$\gamma_c = (1 + \vartheta) \cdot \epsilon_c \quad (۳-۱۶)$$

که در آن ϑ نسبت پواسن و γ_c کرنش برشی بحرانی است.

برای ارزیابی پایداری از مقدار لگاریتمی متوسط کرنش نرمال بحرانی برای تعیین کرنش برشی استفاده می‌شود، در صورتی که مقادیر کرنش برشی بزرگتر از مقدار بحرانی شود، حفاری تونل دچار مشکلاتی نظیر ناپایداری سینه کار، گسیختگی یا ترک خوردن شاتکریت، شکست پیچ سنگ، خمش در قاب فلزی،

افتادن قطعات توده سنگ به داخل تونل و بالازدگی کف می‌شود. در این صورت باید تمهیداتی برای نگهداری تونل در نظر گرفته شود [۴۹]. جدول ۳-۸ مقادیر مربوط به کرنش برشی و کرنش بحرانی در حالت اعمال تنش، برای واحدهای سنگی هفت گانه واقع در مسیر تونل‌ها را نشان می‌دهد. مقادیر حاصل از این محاسبات نشان دهنده پایداری توده سنگ‌های واقع در مسیر تونل‌ها در تمامی واحدهای سنگی است.

جدول ۳-۸: جدول مقادیر بحرانی مربوط به توده سنگ‌های اطراف تونل‌های انحراف آب سد بختیاری

SV ₇	SV ₆	SV ₅	SV ₄	SV ₃ (Disturbed)	SV ₃	SV ₂	پارامتر
۱,۰۷۱	۰,۶۴	۱,۵۵۵	۰,۸۵۳	۰,۵۶۹	۰,۸۴۱	۰,۸۴۱	G(Gpa)
۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۹	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۰۸	۰/۰۰۰۴	۰/۰۰۰۷	۰/۰۰۰۷	K(Gpa)
۰/۳۰۵	۰/۷۹۵	۱/۶۵۱	۱/۲۲۹	۰/۵۶۰	۱/۳۹۶	۱/۱۴۴	C(Mpa)
۵۱/۸۹	۴۰/۶۸	۳۸/۲۴	۳۴/۶۲	۴۲/۱۹	۳۸/۲۰	۴۰/۸۴	ϕ
۴/۴	۸/۳	۱۵/۱	۸/۳	۵/۸	۷/۸	۸/۳	E _m (Gpa)
۰/۰۰۴۲	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۱	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۸	۰/۰۰۳۶	۰/۰۰۳۵	ε
۰/۰۰۵۱	۰/۰۰۴۳	۰/۰۰۳۷	۰/۰۰۴۳	۰/۰۰۴۷	۰/۰۰۴۴	۰/۰۰۴۲	γ_c

فصل چهارم

طراحی پوشش اولیه توپل های انحراف

سدبختیاری

۱-۴ مقدمه

در حین حفاری زیرزمینی تنش‌های برجا اولیه که قبلا در محیط سنگی وجود داشته‌اند تغییر کرده و تنش‌های جدیدی به نام تنش‌های ثانویه در سنگ‌های مجاور فضای حفاری شده ایجاد می‌شود این تنش‌ها از مهمترین عوامل کنترل کننده پایداری فضای زیرزمینی هستند آگاهی از وضعیت تنش اولیه و ثانویه در سنگ دربرگیرنده مشخصات هندسی فضای حفر شده پارامترهای ژئوتکنیکی محیط اطراف حفره زیرزمینی و وضعیت غالب زمین شناسی برای بررسی پایداری فضای حفر شده لازم است. جهت بررسی چگونگی تمرکز تنش‌ها در اطراف فضاهاى زیرزمینی از مدلسازی عددی استفاده شده است.

۲-۴ روش‌های تجربی در طراحی سیستم نگهداری

روش‌های تجربی بر اساس تجزیه و تحلیل آماری پایداری حفاریات زیرزمینی که در نقاط مختلف احداث گردیده است بنا شده است. روش‌های طبقه بندی مهندسی سنگها از جمله شاخص ترین شیوه‌های تجربی بررسی پایداری تونل بشمار می‌آیند. این روشها به‌طور وسیع در مطالعات مهندسی سنگ بکار می‌روند. در این بخش از تحقیق، طبقه بندی توده سنگ‌های واقع در مسیر تونل انحراف آب بر مبنای سیستمهای RMR و Q انجام می‌شود.

۱-۲-۴ طراحی سیستم نگهداری بر مبنای طبقه بندی RMR

بینی‌اوئیسکی بر اساس طبقه بندی ژئومکانیکی جداولی را برای پیش بینی میزان حایل و روش حفاری مناسب در تونل‌ها ارائه کرده است. در این بخش کلاس بندی صورت گرفته برای واحد های سنگی هفت گانه واقع در مسیر تونل‌های انحراف آب سید بختیاری بر مبنای الگوی ارائه شده توسط این سیستم انجام گرفته و نتایج آن در جدول ۱-۴ ارائه شده است.

جدول ۴-۱: تخمین سیستم نگهداری تونل انحراف آب سد بختیاری بر اساس طبقه بندی RMR

واحد سنگی	شاخص RMR	کلاس سنگ	پیچ سنگ به قطر ۲۰ میلیمتر و محکم شده با دوغاب سیمان	بتن پاشی (شاتکریت)	قاب‌های فولادی
SV2 & SV3	۵۵ تا ۵۸	نسبتاً خوب	شبکه پیچ سنگ‌های منظم به طول ۴ متر و فاصله ۱/۵ تا ۲ متر در قسمت تاج و دیواره. در قسمت تاج نیز شبکه فلزی نصب شود	ضخامت ۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر در قسمت تاج و ضخامت ۳۰ میلیمتر در قسمت دیواره‌ها	لازم نیست
SV3 D	۴۸ تا ۵۲	نسبتاً خوب	شبکه پیچ سنگ‌های منظم به طول ۴ متر و فاصله ۱/۵ تا ۲ متر در قسمت تاج و دیواره. در قسمت تاج نیز شبکه فلزی نصب شود	ضخامت ۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر در قسمت تاج و ضخامت ۳۰ میلیمتر در قسمت دیواره‌ها	لازم نیست
SV4	۵۶ تا ۵۷	نسبتاً خوب	شبکه پیچ سنگ‌های منظم به طول ۴ متر و فاصله ۱/۵ تا ۲ متر در قسمت تاج و دیواره. در قسمت تاج نیز شبکه فلزی نصب شود	ضخامت ۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر در قسمت تاج و ضخامت ۳۰ میلیمتر در قسمت دیواره‌ها	لازم نیست
SV5	۶۸ تا ۷۱	خوب	به طور موضعی در قسمت تاج تونل پیچ سنگ‌های به طول ۳ متر و به فاصله ۲/۵ متر و گاه نیز همراه با توری فلزی نصب شود	در موارد لزوم ضخامت ۵۰ میلیمتر در قسمت تاج	لازم نیست
SV6	۵۵ تا ۵۸	نسبتاً خوب	شبکه پیچ سنگ‌های منظم به طول ۴ متر و فاصله ۱/۵ تا ۲ متر در قسمت تاج و دیواره. در قسمت تاج نیز شبکه فلزی نصب شود	ضخامت ۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر در قسمت تاج و ضخامت ۳۰ میلیمتر در قسمت دیواره‌ها	لازم نیست
SV7	۴۶ تا ۵۱	نسبتاً خوب	شبکه پیچ سنگ‌های منظم به طول ۴ متر و فاصله ۱/۵ تا ۲ متر در قسمت تاج و دیواره. در قسمت تاج نیز شبکه فلزی نصب شود	ضخامت ۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر در قسمت تاج و ضخامت ۳۰ میلیمتر در قسمت دیواره‌ها	لازم نیست

این طبقه بندی گویای آن است که واحدهای SV7 و SV3 D مناطقی با کیفیت متوسط است که نسبت به سایر واحدها تمرکز بالاتری از سیستم نگهداری را نیازمند می باشند. در مقابل واحد SV5 به عنوان منطقه ای با کیفیت خوب است که نیاز کمتری به تمرکز نگهدارنده ها نسبت به سایر واحد ها دارد.

۴-۲-۲ طراحی سیستم نگهداری بر اساس طبقه بندی Q

طبقه بندی Q بر اساس ارزیابی عددی از کیفیت توده سنگ با استفاده از ۶ پارامتر مختلف بنا شده است که این پارامترها عبارتند از RQD، تعداد دسته درزه ها، زبری نامناسب ترین درزه ها یا ناپیوستگی ها، درجه دگرسانی یا پرشدگی در طول ضعیف ترین درزه ها، جریان آب و وضعیت تنش ها. دامنه تغییرات Q از ۰/۰۰۱ تا ۱۰۰۰ است. در جدول ۴-۲ تعیین سیستم نگهداری سنگ بر اساس طبقه بندی Q برای

واحدهای سنگی تونل انحراف آب آمده است.

جدول ۴-۲: تعیین سیستم نگهداری سنگ تونل انحراف آب بر اساس طبقه بندی Q

واحد سنگی	شاخص Q	کلاس سنگ	پیچ سنگ به قطر ۲۰ میلیمتر و محکم شده با دوغاب سیمان	بتن پاشی (شاتکریت)	قابهای فولادی
SV2 & SV3	۵/۷	۳	شبکه پیچ سنگ‌های به طول ۳ متر و فاصله ۲,۵ متر	لازم نیست	لازم نیست
SV3 D	۱/۵	۵	شبکه پیچ سنگ‌های منظم به طول ۳ متر و فاصله ۱,۴ متر	۵۰ تا ۹۰ میلیمتر شاتکریت بدون میلگرد	لازم نیست
SV4	۱۳,۸	۲	پیچ سنگ‌های موضعی	لازم نیست	لازم نیست
SV5	۲۴,۶	۲	پیچ سنگ‌های موضعی	لازم نیست	لازم نیست
SV6	۹,۹	۲	پیچ سنگ‌های موضعی	لازم نیست	لازم نیست
SV7	۲,۸	۴	شبکه پیچ سنگ‌های منظم به طول ۳ متر و به فاصله ۱,۷ متر	۴۰ تا ۱۰۰ میلیمتر شاتکریت بدون میلگرد	لازم نیست

این سیستم نیز واحد SV5 را بالاترین کیفیت معرفی می‌کند و کمترین میزان سیستم نگهداری را نسبت به سایر مناطق برای این ناحیه برآورد می‌کند و واحدهای SV3 D و SV7 که نیازمند به تمهیدات بیشتری می‌باشد معرفی می‌کند.

۴-۳ روش‌های عددی

در دهه اخیر با رشد نرم‌افزاری و سخت‌افزاری در عرصه کامپیوتر، استفاده از روش‌های عددی بسیار زیاد شده است. به منظور حل مساله با روش‌های عددی، نیاز به استفاده از معادلات درون‌یابی و چهارچوب تعیین مدل و محیط مورد مساله است. معادلات درون‌یابی شامل یکسری معادلات ریاضی هستند که با استفاده از نقاط معلوم که تاثیر بیشتری روی مساله دارند، جواب نقاط مجهول را پیدا می‌کنند. به این طریق مجهولات سیستم را کاهش می‌دهند و محیط را از بی‌نهایت درجه آزادی به درجه آزادی محدودی می‌رسانند. روش‌های عددی بر خلاف روش‌های ریاضی جواب قطعی نمی‌دهند لذا می‌توان با استفاده از روش‌های عددی و بسته به پروژه و اهمیت آن، مساله را با دقت متفاوتی حل کرد [۵۰].

روش‌های عددی به‌طور گسترده در مسایل مهندسی برای اهداف متفاوت استفاده می‌شود. به‌طور کلی روش‌های عددی و موارد استفاده از آن به صورت زیر تقسیم‌بندی می‌شوند [۵۱].

۱- روش‌های پیوسته

الف- روش المان محدود^۱ (FEM)

ب- روش تفاضل محدود^۲ (FDM)

ج- روش المان مرزی^۳ (BEM)

۲- روش‌های گسسته

الف- روش المان مجزا^۴ (DEM)

ب- روش شبکه شکستگی مجزا^۵ (DFN)

۳- روش‌های ترکیبی^۶

الف- ترکیب FEM/BEM، BEM/DEM یا FEM/DEM

ب- سایر ترکیب روش‌های گسسته و پیوسته

۴-۴ انتخاب مناسب‌ترین روش عددی

روش‌های عددی باید متناسب با نوع و هدف مساله انتخاب شوند. انتخاب روش‌های عددی مناسب تا حد زیادی به محیط توده سنگ و ناپیوستگی‌ها بستگی دارد. به‌گونه‌ای که اگر ناپیوستگی‌ها در توده سنگ پراکنده باشند و فاصله داری آن‌ها نسبت به ابعاد حفاری بزرگ باشد روش پیوسته مناسب است. همچنین هرگاه تغییر شکل (جابجایی) ناپیوستگی‌ها در برابر تغییر شکل توده سنگ ناچیز باشد، روش پیوسته

^۱ Finite Element Method

^۲ Finite Difference Method

^۳ Boundary Element Method

^۴ Discrete Element Method

^۵ Discrete Element Method

^۶ Hybrid Method

مناسب است. اما اگر تغییر شکل در امتداد ناپیوستگی‌ها نسبت به تغییر شکل بلوک‌ها قابل ملاحظه باشد و یا فاصله داری ناپیوستگی‌ها نسبت به ابعاد حفاری قابل قیاس باشد، در چنین شرایطی روش ناپیوسته و روش المان مجزا مناسب تر است [۵۲].

بنابراین شناخت محیط‌های پیوسته و ناپیوسته تاثیر بسزایی در فرآیند شبیه‌سازی خواهد داشت و به‌طور کلی محیطی که سازه در آن قرار دارد یا در آن ساخته می‌شود به سه گروه محیط پیوسته، ناپیوسته و شبه پیوسته تقسیم می‌شود.

در گام طراحی و تحلیل سازه مورد نظر تصمیم به پیوسته یا ناپیوسته گرفتن محیط در برگیرنده از مهمترین نظرات مهندسی است. به هر حال در نظر گرفتن یک عامل بسیار مهم برای ملاحظات طراحی و متناسب با درزه داری ضروری است. پیوستگی زمین^۱ بیان می‌کند حجمی از توده سنگ که مورد گودبرداری قرار گرفته است می‌تواند به عنوان محیط ناپیوسته قرار گیرد یا خیر. این پارامتر تنها برای طبقه‌بندی زمین نیست بلکه روش آنالیز را نیز به صورت تقریبی مشخص می‌کند [۵۳]. برای اهداف مهندسی سنگ، پیوستگی زمین می‌تواند به واسطه ضریب پیوستگی^۲ (CF) و با استفاده از رابطه (۴-۱) بیان شود.

$$CF = \frac{D_t}{D_b} \quad (۴-۱)$$

که در این رابطه D_t قطر تونل (m) و D_b قطر بلوک (m) است.

محدوده بین پیوستگی و ناپیوستگی توسط چندین محقق مورد بررسی قرار گرفته است. دیر^۳ و میلر^۴ (۱۹۹۶) بیان کردند چنانچه نسبت فاصله‌داری درزه‌ها به قطر تونل ($\frac{1}{CF}$) بین بازه $\frac{1}{۱۰۰}$ تا $\frac{1}{۵}$ قرار گیرد زمین ناپیوسته و در غیر این صورت پیوسته در نظر گرفته می‌شود [۵۳].

در ادامه استیل^۵ و پالمستروم^۶ (۲۰۰۸) ضریب پیوستگی زمین را تصحیح و جدول ۴-۳ را ارائه دادند. با

^۱ Continuity of Ground

^۲ Continuity Factor

^۳ Deere

^۴ Miller

^۵ Still

^۶ Palmestrom

توجه به جدول ۱ چنانچه $15 < CF < 30$ باشد محیط ناپیوسته و اگر $CF > 30$ یا $CF < 3$ باشد محیط کاملاً پیوسته و در بازه‌های $15 < CF < 30$ و $3 < CF < 6$ همپوشانی پیوستگی و ناپیوستگی وجود دارد [۵۴].

جدول ۳-۴: تعیین پیوستگی / ناپیوستگی محیط در بر گیرنده با فاکتور پیوستگی [۵۳]

پیوستگی زمین (CF)	$CF = D_t/D_b$
> 30	پیوسته (خرد شده)
۱۵ تا ۳۰	ناپیوسته - پیوسته (بلوکی - خرد شده)
۱۵ تا ۶	ناپیوسته (بلوکی)
۶ تا ۳	پیوسته - ناپیوسته (سالم - بلوکی)
< 3	سالم

در طول مسیر تونل، مقدار پیوستگی برای هر یک از زون‌های قرارگیری در مسیر تونل تعیین و در جدول ۲-۴ نشان داده شده است.

جدول ۴-۴: وضعیت پیوستگی زمین در زون‌های تونل

زون	پیوستگی زمین (CF)	وضعیت پیوستگی
SV3 (Disturbed)	۵۳	پیوسته (خرد شده)
SV2	۳۸	پیوسته (خرد شده)
SV3	۴۵	پیوسته (خرد شده)
SV4	۳۵	پیوسته (خرد شده)
SV5	۳۰,۵	پیوسته (خرد شده)
SV6	۳۲	پیوسته (خرد شده)
SV7	۴۳	پیوسته (خرد شده)

با توجه به جدول ۲-۴ و مقادیر تعیین شده برای پیوستگی، محیط در بر گیرنده تونل در وضعیت پیوسته (خرد شده) قرار گرفته است و از این رو این محیط به عنوان محیطی پیوسته در نظر گرفته شده است.

۵-۴ روش تفاضل محدود

روش تفاضل محدود یکی از قدیمی‌ترین و پرکاربردترین روش‌های عددی در حل مسایل مهندسی است

که برای حل دستگاه‌های معادلات دیفرانسیلی که مقدار اولیه و شرایط مرزی آن‌ها مشخص شده باشد استفاده می‌شود. این روش همانند روش المان محدود، فضای مساله را به صورت پیوسته با المان‌هایی که در گره‌ها به هم متصل هستند، مدل می‌کند. این روش نسبت به روش‌های عددی دیگر به توان محاسباتی زیادی برای پردازش نیاز ندارد. محققین زیادی از جمله ویکینس^۱ در سال ۱۹۶۳ نشان داده‌اند که نتایج حاصل از روش تفاضل محدود و روش المان محدود برای مسایل خاص یکسان است اما استفاده از روش تفاضل محدود انعطاف‌پذیرتر از روش المان محدود است. از مهم‌ترین نرم‌افزاری که از روش تفاضل محدود برای مسایل مهندسی سنگ و ژئوتکنیک استفاده می‌کند، می‌توان به FLAC اشاره کرد [۵۵].

۴-۶ مدل‌سازی عددی با نرم‌افزار FLAC^{2D}

به منظور مدل‌سازی مقطع مورد بررسی در نرم‌افزار FLAC^{2D} لازم است که مرز مدل به اندازه کافی از دهانه تونل فاصله داشته باشد تا بتوان فرض کرنش صفحه‌ای^۲ را در نظر گرفت. همچنین برای حذف اثر شرایط مرزی مدل بر روی نتایج حاصل از مدل‌سازی، باید ابعاد مدل را تا جایی ادامه داد که این اثر در حل تعادل اولیه مدل، به‌طور کامل از بین رود. مراحل مدل‌سازی با توجه به شرایط اجرایی و همچنین الگوی مدل‌سازی در نرم‌افزار به صورت زیر انجام شده است [۵۶]:

- شبکه تفاضل محدود

- مدل‌های رفتاری و خصوصیات مواد

- شرایط مرزی و اولیه

شبکه‌ی تفاضل محدود بیانگر هندسه‌ی مساله است. مدل رفتاری و خصوصیات مواد، نوع پاسخ مدل به تحریکات خارجی و اغتشاشات را دیکته خواهد کرد. شرایط آغازی و مرزی تعیین‌کننده‌ی حالت اولیه و برجای مدل است.

پس از تعریف این شرایط، حالت تعادل اولیه برای مدل تعیین خواهد شد. سپس تغییرات ایجاد خواهد شد

^۱ Wikins

^۲ Plat Strain

(مانند حفاری مواد یا تغییر شرایط مرزی)، و پاسخ حاصل از مدل محاسبه خواهد شد.

۴-۶-۱ شبکه تفاضل محدود

با استفاده از شبکه تفاضل محدود، محیط مورد بررسی مش بندی می شود. هر زون در شبکه تفاضل محدود کوچکترین بخش از مدل است که بر روی آن تحلیل های لازم را انجام می دهد. با توجه به ابعاد تونل شبکه تفاضلی که برای مدل سازی تونل ها انتخاب شده، بلوکی به ابعاد 150×120 متر مربع است (شکل ۴-۱) که فاصله مرزهای تونل از مرزهای مدل بیشتر از ۳ برابر قطر تونل ها است.



شکل ۴-۱: بلوک مدل ساخته شده تونل های انحراف آب سد بختیاری

۴-۶-۲ مدل رفتاری و خصوصیات مواد

با توجه به رفتار مصالح تشکیل دهنده ی محیط تونل و محدودیت برنامه $FLAC^{2D}$ در شبیه سازی واقعی رفتار توده سنگ، مدل رفتاری الاستیک با استفاده از رابطه موهر-کولمب برای مصالح انتخاب شده است.

این مدل رفتاری نسبت به سایر مدل‌ها دارای شرایط نزدیک‌تری به توده سنگ مورد نظر است [۵۷].

پارامترهای لازم برای مدل موهر-کولمب عبارتند از: چگالی، مدول حجمی، مدول برشی، زاویه اصطکاک داخلی، چسبندگی، زاویه اتساع و مقاومت کششی.

پارامترهای مورد نیاز برای مدل موهر-کولمب در جدول ۴-۵ آمده است.

جدول ۴-۵: پارامترهای مورد نیاز برای مدل موهر-کولمب

SV7	SV6	SV5	SV4	SV3 (Disturbed)	SV3	SV2	پارامتر
۱/۰۷۱	۰/۶۴۰	۱/۵۵۵	۰/۸۵۳	۰/۵۶۹	۰/۸۴۱	۰/۸۴۱	G(Gpa)
۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۹	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۰۸	۰/۰۰۰۴	۰/۰۰۰۷	۰/۰۰۰۷	K(Gpa)
۰/۳۰۵	۰/۷۹۵	۱/۶۵۱	۱/۲۲۹	۰/۵۶۰	۱/۳۹۶	۱/۱۴۴	C(Mpa)
۵۱/۸۹	۴۰/۶۸	۳۸/۲۴	۳۴/۶۲	۴۲/۱۹	۳۸/۲۰	۴۰/۸۴	$\phi(C^0)$
.	$\Psi(C^0)$
۰/۰۱۸	۰/۱۲۵	۰/۱۸	۰/۰۶۵	۰/۰۶۵	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	T(Mpa)
۲/۶۵	۲/۶۶	۲/۶۲	۲/۶۴	۲/۶۲	۲/۶۶	۲/۶۴	$\rho(g/cm^3)$

۴-۶-۳ شرایط مرزی و اولیه

سنگ در برگیرنده تونل دارای هفت نوع سنگ آهکی و با روباره‌های متفاوت است. اندازه‌گیری‌های بسیاری در زمینه تعیین مقدار واقعی تنش‌های ذاتی قائم و افقی انجام گرفته است. تنش‌های قائم اندازه‌گیری شده در تناسب خوبی با مقادیری است که توسط معادله (۴-۱) بدست می‌آید. لذا تنش‌ها به صورت ثقلی به مدل اعمال خواهد شد.

معادله (۱-۴)

$$S_v = \gamma \cdot Z$$

برای تعیین نسبت تنش‌های افقی به تنش‌های قائم از رابطه شعوری (معادله ۲-۴) استفاده شده است.

معادله (۲-۴)

$$K = (0.25 + 7E_h(0.001 + \frac{1}{Z}))$$

با توجه به اینکه ابعاد مدل کوچکتر از ابعاد واقعی است بنابراین میزان تنش‌های مازاد بر ابعاد بلوک به صورت تنش‌های عمودی به مدل اعمال خواهد شد. اطلاعات مذکور در جدول ۴-۶ ارائه شده است:

جدول ۴-۶: تنش‌های اطراف تونل‌های انحراف آب سد بختیاری

SV ₇	SV ₆	SV ₅	SV ₄	SV ₃ (Disturbed)	SV ₃	SV ₂	پارامتر
۰/۲۳	۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۲۱	۰/۱۸	ν
۷۰	۲۰۱	۴۷۳	۴۲۸	۱۲۳	۳۷۶	۳۰۹	H(m)
۵/۸۱	۵/۲۲	۱۲/۱۵	۱۱/۴	۳/۱۶	۹/۷۷	۷/۹۷	σ_v (Mpa)
۱/۹۱	۳/۶۱	۷/۰۷	۶/۵۲	۲/۵۸	۵/۸۸	۴/۹۸	σ_h (Mpa)
۰/۷۲	۰/۵۳	۰/۵۸	۰/۴۴	۰/۶۲	۰/۴۵	۰/۴۳	K

۷-۴ تحلیل عددی

برای هر یک از سنگ‌های در برگیرنده تونل با در نظر گرفتن شرایط ذکر شده مدلی جداگانه ساخته و تحلیل گردیده است که نتایج بدست آمده برای هر بخش ذیلا شرح داده خواهد شد.

طبق مراحل مدل‌سازی ذکر شده پس از اعمال شرایط مرزی مدل تا رسیدن مدل به تعادل اولیه حل می‌گردد. بعد از به تعادل رسیدن مدل نوبت حفاری تونل است و پس از آن نصب نگهداری انجام می‌شود. پس از آن با اندازه‌گیری میزان جابجایی‌های تونل نگهدارنده مناسب جهت حفظ پایداری طراحی خواهد

شد. در واقعیت پس از حفر تونل، نگهدارنده تونل بلافاصله نصب نمی‌شود. یکی از مهمترین مسائل در این مرحله مقدار آزاد سازی تنش و جابجایی به علت حفاری تونل است. اگر بلافاصله پس از حفاری نگهدارنده نصب گردد فشاری که به آن وارد می‌شود بیش از مقدار پیش بینی شده است و موجب تخریب نگهدارنده خواهد شد. در نقطه مقابل اگر نگهدارنده با فاصله زمانی زیادی نصب گردد عملاً نیروی که به نگهدارنده وارد می‌شود ناچیز است و نقش نگهدارنده مرده را خواهد داشت. لذا انتخاب مقدار آزاد سازی تنش‌ها پیش از نصب نگهدارنده مشکل خواهد بود. یکی از روش‌های آزاد سازی تنش بدین صورت است که مدول یانگ تونل را کاهش داده بعد مدل به تعادل برسد سپس تونل حفاری شود و پس از آن نگهدارنده نصب شود. در این رساله به منظور آزاد سازی تنش‌ها، مدول یانگ هسته تونل ۵۰٪ کاهش یافته سپس مدل به تعادل رسیده و پس از آن نگهدارنده نصب گردیده است [۵۸].

برای نگهداری تونل از پیچ سنگ‌های دوغابی و شاتکریت استفاده شده است. نوع بولتها S 400 است که دارای مقاومت نهایی 4000 Kg/cm^2 و قطر ۲۵ mm است. برای مدلسازی شاتکریت از المان Liner استفاده شده است و دارای مقاومت فشاری ۲۰ MPa است. مشخصات بولت‌های دوغابی در جدول ۴-۷ و مشخصات شاتکریت در جدول ۴-۸ آمده است [۵۹]، [۶۰].

جدول ۴-۷ : مشخصات پیچ سنگ استفاده شده در طراحی نگهداری تونل‌های انحراف آب

سطح مقطع	مدول یانگ فولاد	بار نهایی تسلیم فولاد	مقاومت برشی دوغاب	سختی برشی دوغاب
$4/91 \text{ cm}^2$	۲۰۰ Gpa	۱۹۶ KN	۴۰ KN/m	۱۰۰۰۰ MN/m

جدول ۴-۸ : مشخصات شاتکریت استفاده شده در طراحی نگهداری تونل‌های انحراف آب

جرم حجمی	مدول حجمی	مدول برشی	تنش برشی مجاز
2300 Kg/cm^3	۱۱/۱۱ Gpa	۸/۳۳ Gpa	۴ Mpa

۸-۴ بررسی پایداری تونل های انحراف آب در واحدهای سنگی SV2 و SV3

هوک با بررسی جابجایی در چندین تونل به صورت عملی و با استفاده از مدلسازی عددی معادله (۳-۴) را جهت تخمین جابجایی ایجاد شده در دریاوار تونل ارائه کرد [۶۱]:

$$\frac{\delta i}{d_o} = (0.002 - 0.0025 \frac{P_i}{P_o}) \frac{\sigma_{cm} (2.4 \frac{P_i}{P_o} - 2)}{P_o}$$

معادله (۳-۴)

که در آن δi جابجایی دیواره تونل، d_o شعاع تونل، P_i فشار داخلی سیستم نگهداری، P_o تنش بکر منطقه و σ_{cm} مقاومت توده سنگ است.

جهت بررسی جابجایی های ایجاد شده در مدل سازی عددی و مقایسه آن با رابطه ارائه شده توسط هوک، جابجایی در توده سنگ SV2&3 مورد بررسی قرار گرفته شده است.

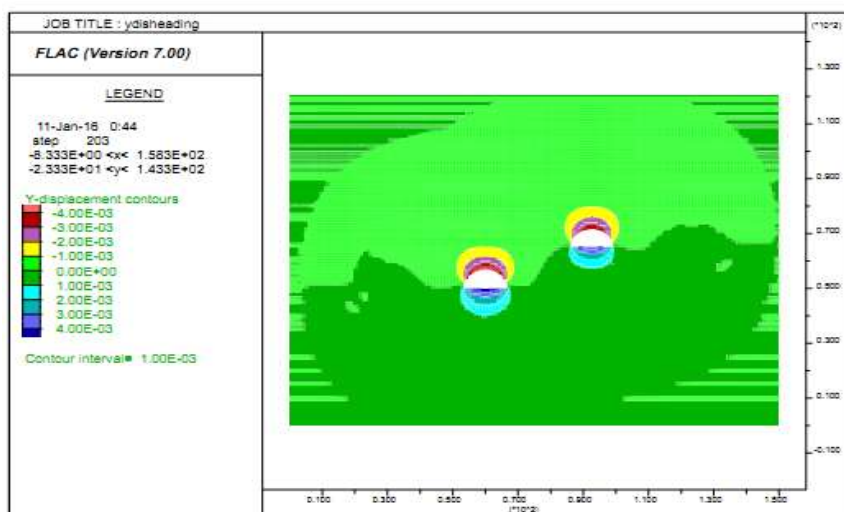
$$\frac{\delta i}{13.7} = \left(0.002 - 0.0025 \frac{0}{7.6} \right) \frac{14.56 \left(2.4 \frac{0}{7.6} - 2 \right)}{7.6}$$

$$\frac{\delta i}{13.7} = 7.4mm$$

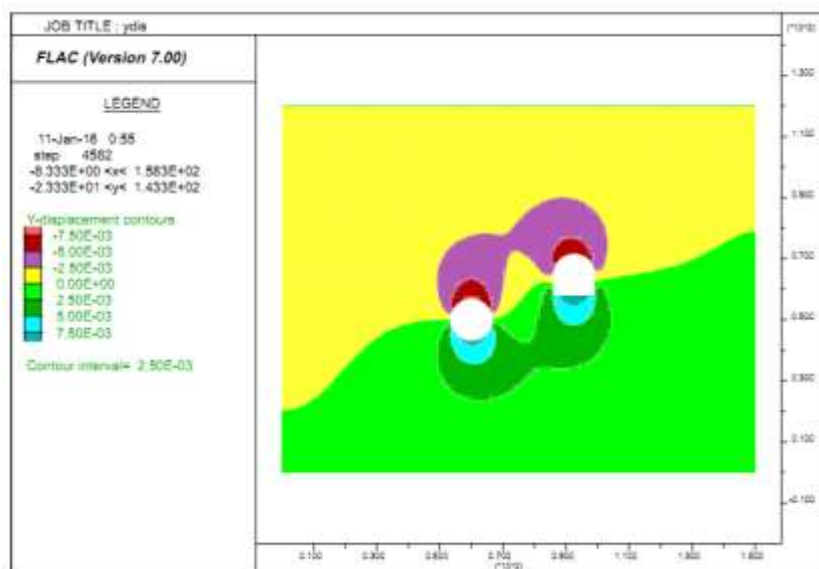
در صورتی که هیچ سیستم نگهداری نصب نشده باشد فشار سیستم نگهداری صفر در نظر گرفته می شود. جهت سهولت در مقایسه جابجایی ها، تونل بدون هیچ سیستم نگهداری در نظر گرفته شد.

بیشترین جابجایی ایجاد شده در دیواره تونل های انحراف آب در صورتی که تونل در توده سنگ SV2 & 3 حفر گردد ۷/۶ میلیمتر است، این در حالی است که بیشترین جابجایی بر اساس رابطه ارائه شده توسط هوک ۷/۴ میلیمتر به دست آمده است. پس می توان گفت که نتایج مدلسازی عددی با اندکی خطا قابل قبول است.

شکل ۲-۴ و شکل ۳-۴ میزان جابجایی رخ داده در اطراف تونل را به ترتیب پس از حفر طاق و پس از حفر کامل تونل‌های انحراف آب نشان می‌دهد. با توجه به معیار ساکورایی میزان جابجایی بحرانی در این واحد زمین شناسی از تونل ۴/۶۵ سانتیمتر تخمین زده شده است و همانطور که در شکل ۳-۴ نشان داده شده است بیشترین میزان جابجایی تونل‌های موازی پس از حفر کامل و بدون نصب سیستم نگهداری، ۷/۶۶ میلیمتر است که در بالای تونل رخ می‌دهد. پس تونل‌ها از لحاظ پایداری ممکن است فقط دچار ناپایداری‌های سطحی ناشی از ریزش گوه‌ها یا هوازگی توده سنگ شوند که برای جلوگیری از آن به نصب شاتکریت و پیچ سنگ نیاز است.



شکل ۲-۴: میزان جابجایی عمودی پس از حفر طاق تونل‌های انحراف آب بدون نصب سیستم نگهداری در واحدهای سنگی SV3 و SV2



شکل ۳-۴: میزان جابجایی عمودی پس از حفر کامل تونل‌های انحراف آب بدون نصب سیستم نگهداری در واحدهای سنگی SV3 و SV2

۴-۸-۱ طراحی نگهداری در سنگ SV3 و SV2

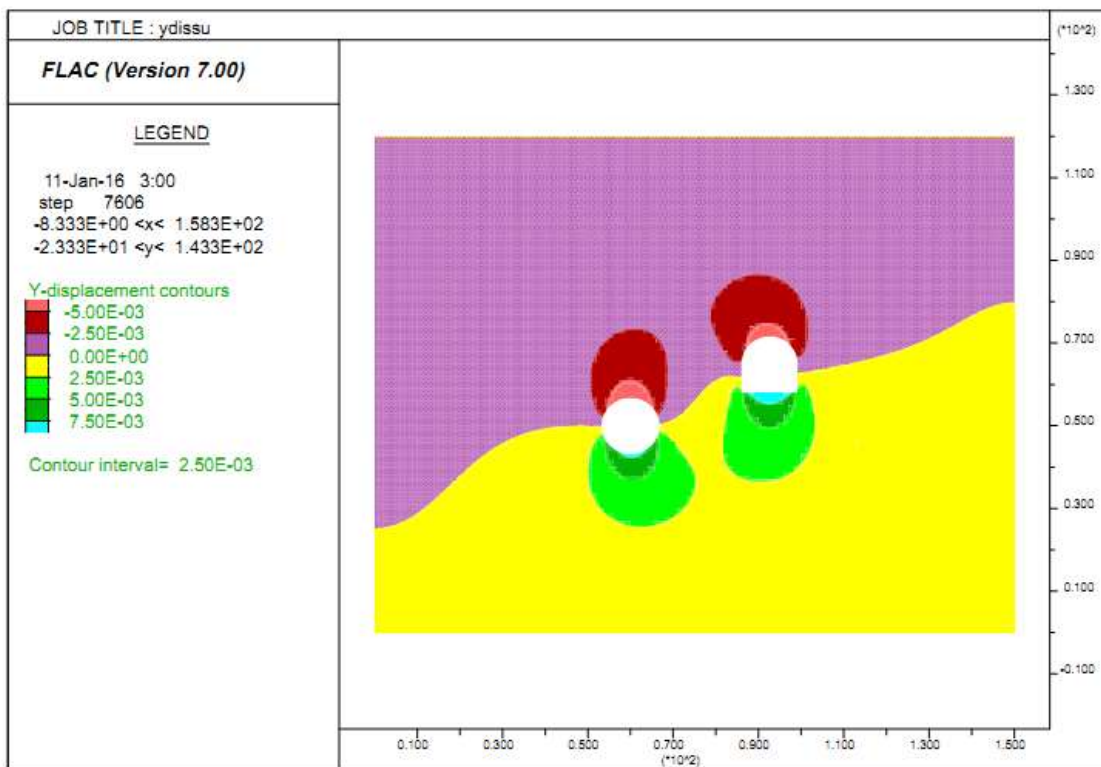
برای طراحی نگهدارنده از شاتکریت با توری فلزی و پیچ سنگ با دوغاب تزریقی استفاده شده است که اطلاعات آن در جدول ۴-۹ آمده است. الگوی سیستم نگهدارنده در سنگ SV2 و SV3 با استفاده از پیچ

سنگ‌های به قطر ۲۵ میلیمتر و ۱۰ سانتیمتر شاتکریت طراحی گردید که در جدول ۴-۹ آمده است.

جدول ۴-۹: الگوی سیستم نگهدارنده سنگ در واحدهای سنگی SV2 و SV3

موقعیت	الگوی پیچ سنگ دوغابی	شاتکریت
تونل پایینی (دایره‌ای)	پیچ سنگ با قطر ۲۵ میلیمتر طول ۴ متر و شبکه ۲,۵*۲,۵	۱۰۰ میلیمتر شاتکریت با شبکه توری
تونل بالایی (نعل اسبی)	پیچ سنگ با قطر ۲۵ میلیمتر طول ۴ متر در دیواره و ۵ متر در سقف شبکه ۲,۵*۲,۵	۱۰۰ میلیمتر شاتکریت با شبکه توری

میزان جابجایی رخ داده پس از حفر طاق تونل‌های انحراف آب و نصب سیستم نگهداری در شکل ۴-۴ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود پس از حفر کامل تونل‌ها و نصب سیستم نگهداری میزان جابجایی در اطراف تونل‌ها به میزان اندکی کاهش یافته است.



شکل ۴-۴ میزان جابجایی پس از حفر کامل تونل‌های انحراف (با وجود نصب سیستم نگهداری) در واحدهای سنگی SV2 و SV3

پس به طور کلی می‌توان چنین گفت که بعد از حفر کامل تونل‌ها و بدون نصب سیستم نگهداری بیشترین میزان جابجایی رخ داده در اطراف تونل در دیواره‌های تونل رخ می‌دهد که اندازه آن به ۷/۶ میلیمتر می‌رسد و این در حالیست که پس از نصب سیستم نگهداری بیشترین میزان جابجایی در اطراف تونل به ۷/۳ میلیمتر کاهش پیدا می‌کند.

Zulfu و همکاران در سال ۲۰۰۸ با نصب ۱۰ سانتیمتر شاکریت مسلح شده به همراه پیچ سنگ‌های ۴ متری در یک تونل انتقال آب و در توده سنگی با RMR ۵۱ تا ۵۶ به این نتیجه رسیدند که میزان جابجایی اطراف تونل پس از نصب سیستم نگهداری به میزان اندکی تغییر خواهد کرد [۶۲].

پس به طور کلی می‌توان گفت نصب سیستم نگهداری سبک شامل شاتکریت و پیچ سنگ با فاصله داری در حدود ۲ متر روی جابجای تاثیر کمی می‌گذارد ولی روی مقاومت سنگ ممکن است تاثیر زیادی داشته باشد. این سیستم نگهداری بیشتر جهت کاهش هوازدگی توده سنگ و جلوگیری از لغزش بلوک‌های ایجاد شده نصب می‌گردند.

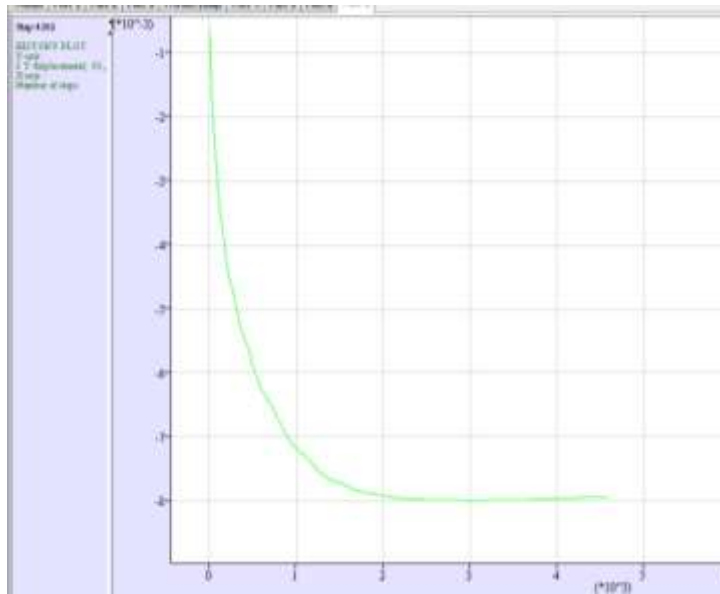
پس همانطور که بیان شد در توده سنگ‌های با رده RMR خوب، نصب شاتکریت و پیچ سنگ به میزان اندکی باعث کاهش جابجایی در اطراف تونل می‌شود که این نتیجه با در نظر گرفتن دو عامل توجیه می‌شود:

الف) اختلاف اندک مدول یانگ سنگ و شاتکریت نصب شده

ب) میزان جابجایی تونل قبل از نصب سیستم نگهداری

با توجه به اینکه میزان مدول یانگ توده سنگ SV2 و SV3 برابر با ۱۰/۵ و مدول یانگ شاتکریت مسلح شده ۱۶ گیگا پاسکال است، اختلاف میان مدول یانگ سنگ و پوشش میزان اندکی است و نظر به این که مهمترین عامل تاثیر گذار بر میزان جابجایی، مدول یانگ است نصب شاتکریت تاثیر زیادی بر روی جابجایی ایجاد شده در اطراف تونل نخواهد گذاشت.

همچنین با توجه به شکل ۴-۵ می‌توان گفت که بیش از نیمی از جابجایی نهایی در اطراف تونل در گام های اولیه حفاری و پیش از نصب سیستم نگهداری رخ می‌دهد. پس به نظر منطقی می‌رسد که در این شرایط نصب ۱۰ سانتیمتر شاتکریت مسلح شده تاثیر اندکی بر روی جابجایی ایجاد شده در اطراف تونل بگذارد.

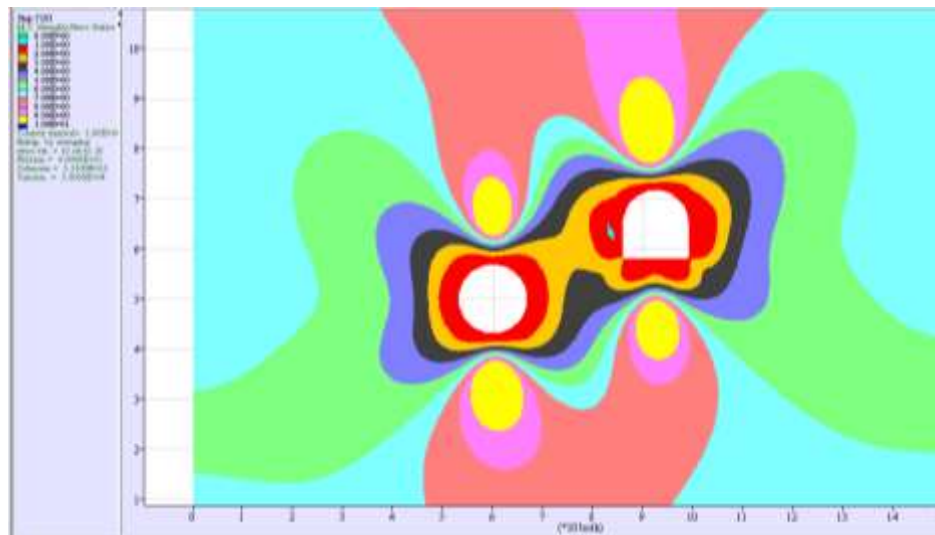


شکل ۴-۵: جابجایی دیواره تونل در طول مراحل مدل سازی در واحدهای سنگی SV2 و SV3

ولی از آنجا که میزان جابجایی رخ داده در اطراف تونل حتی بدون نصب سیستم نگهداری میزان خیلی کمتری نسبت به میزان بحرانی پیشنهاد شده توسط ساکورایی دارد، نصب سیستم نگهداری قوی تر جهت کاهش همگرایی تونل ضرورتی ندارد.

۴-۸-۲ بررسی پایداری سنگ پس از نصب نگهدارنده در سنگ SV2 و SV3

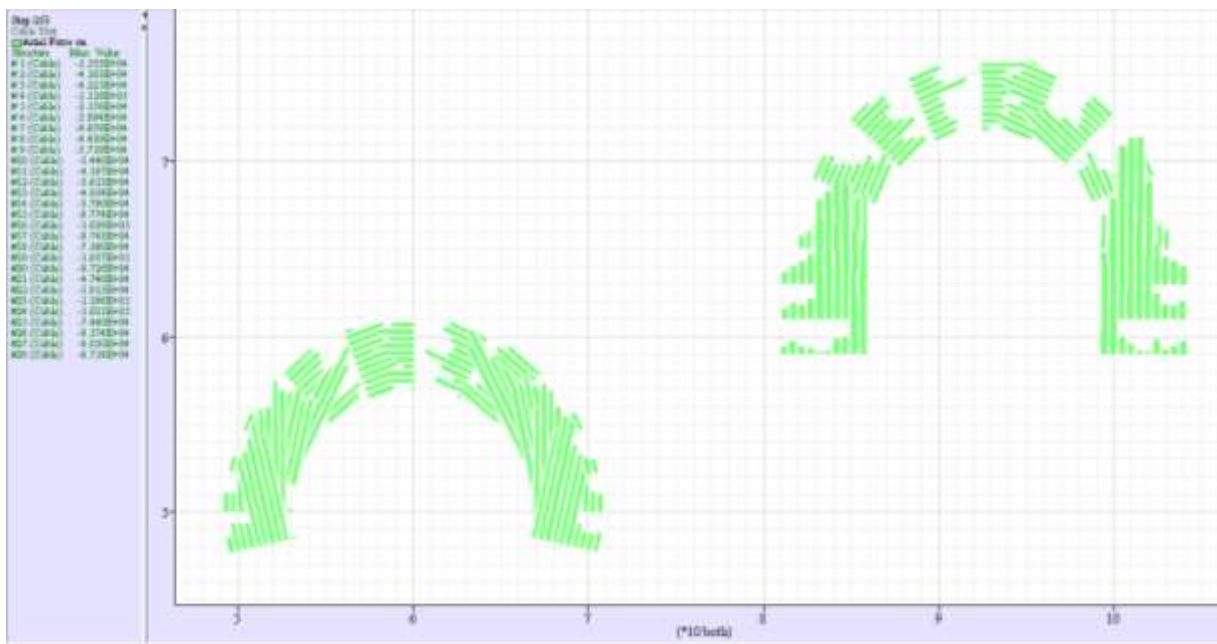
پس از نصب نگهداری و به تعادل رسیدن مدل به منظور اطمینان از پایداری سنگ، کنتورهای ضریب ایمنی که حاصل از تقسیم مقاومت سنگ بر تنش وارده بر آن است را توسط نرم افزار $FLAC^{2D}$ رسم شد. لازم به ذکر است که برای ترسیم کنتورهای ایمنی از معیار شکست هوک-براون استفاده شده است که در شکل ۴-۶ آمده است.



شکل ۴-۶ کنتورهای ضریب ایمنی تونل‌های انحراف آب سد بختیاری در واحدهای سنگی SV2 و SV3

با مراجعه به شکل ۴-۶ در می‌یابیم که ضریب ایمنی دیواره تونل بالاتر از ۱ است لذا دیواره تونل پایدار خواهد بود. همانطور که در مطالب بالا ذکر شد جابجایی دیواره تونل در بیشترین مقدار خود به $7/6$ میلیمتر می‌رسد که این مقدار موجب ناپایداری و شکست نخواهد شد.

برای بررسی پیچ سنگ مقدار نیروی محوری وارده بر آن با بار نهایی تسلیم فولاد مقایسه می‌شود. همان طور که در شکل ۴-۷ مشاهده می‌شود بیشترین نیروی که پیچ سنگ وارد می‌شود $1,196$ کیلو نیوتن است که در مقابل بار نهایی تسلیم فولاد که $1,96$ کیلو نیوتن است دارای ضریب ایمنی $1,64$ است.



شکل ۴-۷ نمودار نیروی محوری وارده بر پیچ سنگ در واحدهای سنگی SV2 و SV3

برای بررسی شاتکریت نصب شده در اطراف تونل با استفاده از معادله (۴-۴) زیر مقدار تنش اعمالی به شاتکریت محاسبه شده و با مقاومت فشاری شاتکریت مقایسه می‌شود تا به ضریب ایمنی دست یابیم.

$$\sigma = \frac{F}{A} + \frac{M}{S} \quad \text{معادله (۴-۴)}$$

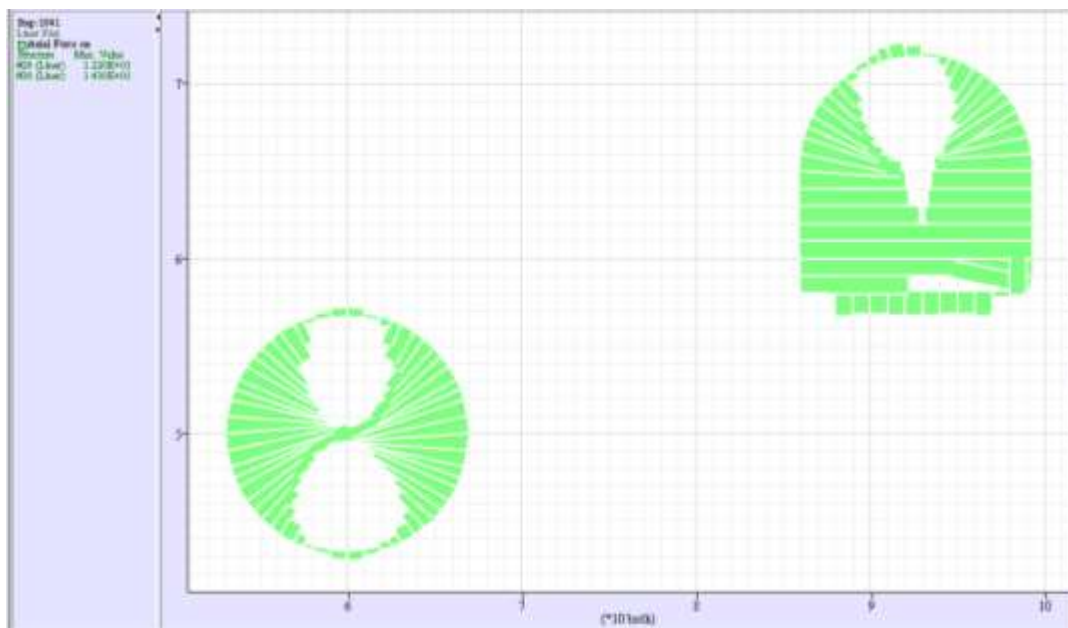
که در آن F نیروی محوری ایجاد شده، A سطح مقطع هر المان از شاتکریت (ضخامت شاتکریت)، M گشتاور ایجاد شده و S اساس مقطع است.

در شکل‌های ۴-۸ تا ۴-۱۰ نمودار نیروی محوری وارده بر شاتکریت، نیروی برشی و گشتاور نمایش داده شده است که اطلاعات آن در جدول ۴-۱۰ آمده است.

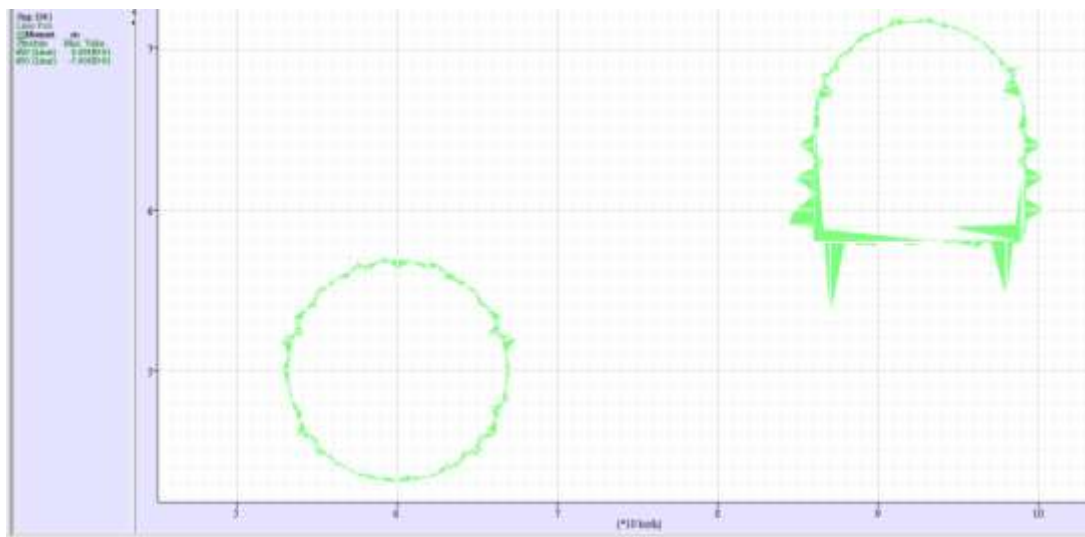
جدول ۴-۱۰: بارهای وارده بر شاتکریت و تنش‌های ناشی از آن در واحدهای سنگی SV2 و SV3

موقعیت	نیروی محوری (نیوتن)	گشتاور (نیوتن متر)	نیروی برشی (نیوتن)	تنش فشاری (نیوتن بر مترمربع)	تنش برشی (نیوتن بر مترمربع)
تونل بالایی (نعل اسبی)	$1/43 \times 10^6$	۷۶۰/۶	۲۵۹	$1/88 \times 10^6$	$0/45 \times 10^6$
تونل پایینی (دایره‌ای)	$1/22 \times 10^6$	۸۶/۶	۱۲۰۹	$1/27 \times 10^6$	$0/64 \times 10^6$

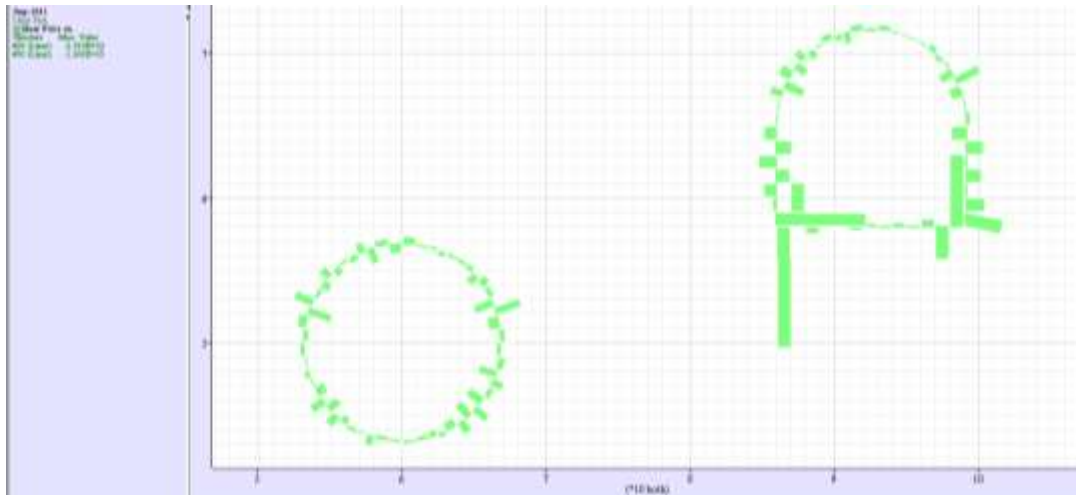
با استفاده از جدول ۴-۱۰ با توجه با این که تنش مجاز برشی وارده بر شاتکریت ۴ مگاپاسکال است، ضریب ایمنی شاتکریت در برابر تنش برشی ۶,۲۵ است. همچنین تنش مجاز فشاری وارده بر شاتکریت ۲۰ مگاپاسکال است که ضریب ایمنی شاتکریت در مقابل تنش فشاری ۱۰ می باشد. پس نتیجه میگیریم که شاتکریت در مقابل بارهای وارده بر آن پایدار خواهد بود.



شکل ۴-۸: نمودار نیروی محوری وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی SV2 و SV3



شکل ۴-۹: نمودار گشتاور وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی SV2 و SV3



شکل ۴-۱۰: نمودار نیروی برشی وارده بر شاکریت در واحدهای سنگی SV2 و SV3

۴-۹ بررسی پایداری تونل های انحراف آب در واحدهای سنگی 5 و 4 SV

جهت بررسی جابجایی های ایجاد شده در مدل سازی عددی و مقایسه آن با رابطه ارائه شده توسط هوک، جابجایی در توده سنگ 5 و 4 SV مورد بررسی قرار گرفته شده است.

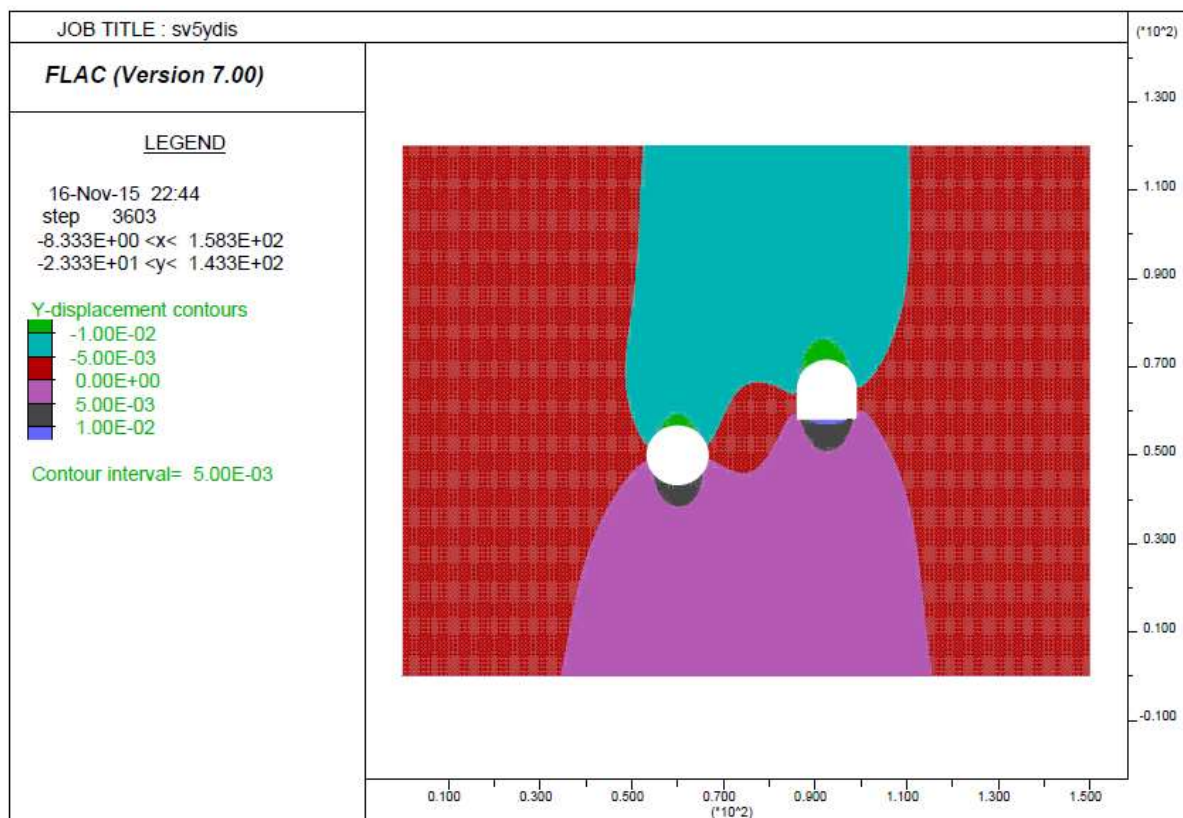
$$\frac{\delta i}{13.7} = \left(0.002 - 0.0025 \frac{0}{12} \right) \frac{16.02 \left(2.4 \frac{0}{12} - 2 \right)}{12}$$

$$\frac{\delta i}{13.7} = 15 \text{ mm}$$

در صورتی که هیچ سیستم نگهداری نصب نشده باشد فشار سیستم نگهداری صفر در نظر گرفته می شود. جهت سهولت در مقایسه جابجایی ها، تونل بدون هیچ سیستم نگهداری در نظر گرفته شد.

بیشترین جابجایی ایجاد شده در دیواره تونل های انحراف آب در صورتی که تونل در توده سنگ 5 و 4 SV حفر گردد 12.9 میلیمتر است، این در حالیست که بیشترین جابجایی بر اساس رابطه ارائه شده توسط هوک 15 میلیمتر به دست آمده است. پس می توان گفت که نتایج مدل سازی عددی با اندکی خطا قابل قبول است.

همانطور که در شکل ۴-۸ مشاهده می‌شود پس از حفر کامل تونل‌های انحراف بیشترین جابجایی در کف تونل مشاهده می‌شود که میزان آن به ۱۲,۹ میلیمتر میرسد. با توجه به معیار ساکورایی میزان جابجایی بحرانی در این واحد سنگی ۴/۱۱ سانتیمتر تخمین زده شده است و همانطور که در شکل ۴-۸ نشان داده شده است بیشترین میزان جابجایی تونل‌های موازی پس از حفر کامل و بدون نصب سیستم نگهداری، ۱۲,۹ میلیمتر است که در پایین تونل رخ می‌دهد. پس می‌توان گفت تونل‌های انحراف آب در این شرایط پایدار است و تنها ناپایداری ممکن، ناپایداری سطحی مانند ریزش گوه است که با نصب شاتکریت و پیچ سنگ مرتفع می‌گردد.



شکل ۴-۱۱: میزان جابجایی پس از حفاری کامل تونل‌های انحراف در واحدهای سنگی ۵ و ۴ SV

۴-۹-۱ طراحی نگهداری در سنگ ۵ و ۴ SV

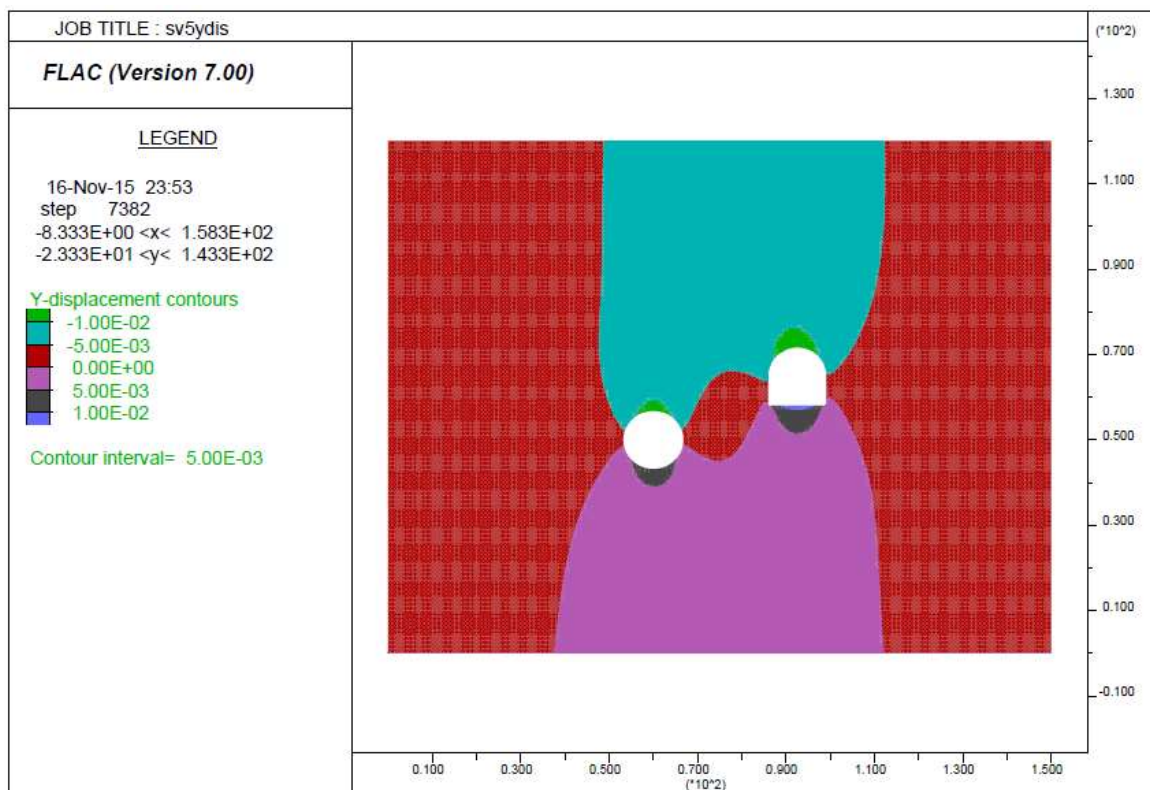
برای طراحی نگهدارنده از شاتکریت با توری فلزی و پیچ سنگ با دوغاب تزریقی استفاده شده است که

اطلاعات آن در جدول ۷-۴ و جدول ۸-۴ آمده است. طبق تحلیلهای که بر روی ترکیبهای متفاوت پیچ سنگ و شاتکریت انجام شد، الگوی سیستم نگهدارنده در سنگ 5 & 4sv با استفاده از پیچ سنگهای به قطر ۲۵ میلیمتر و ۱۰ سانتیمتر شاتکریت طراحی گردید که در جدول ۴-۱۱ آمده است.

جدول ۴-۱۱: الگوی سیستم نگهدارنده در واحد سنگی 5 و 4 SV

موقعیت	الگوی پیچ سنگ دوغابی	شاتکریت
تونل پایینی (دایره‌ای)	قطر ۲۵ میلیمتر طول ۴ متر به صورت موضعی	۱۰۰ میلیمتر شاتکریت بدون توری فلزی
تونل بالایی (نعل اسبی)	قطر ۲۵ میلیمتر طول ۴ متر و شبکه ۳×۳ در دیواره و در تاج به صورت موضعی	۱۰۰ میلیمتر شاتکریت بدون توری فلزی

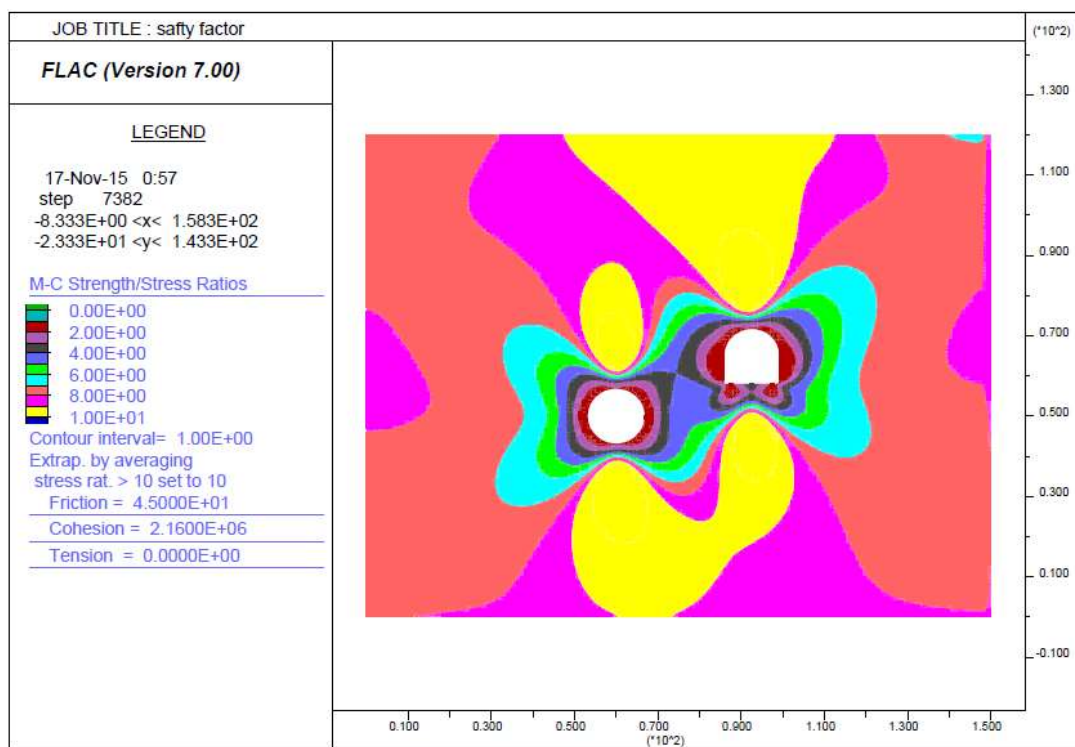
همانند واحدهای سنگی قبلی در اینجا نیز پس از نصب نگهدارنده میزان جابجایی‌ها تغییر محسوسی نمی‌کند دلیل آن نیز پیشتر توضیح داده شد که به علت نزدیک بودن مدول یانگ سنگ و شاتکریت، شاتکریت تاثیر چندانی در جابجایی‌ها ندارد.



شکل ۴-۱۲: میزان جابجایی پس از حفر تونل‌های انحراف و نصب سیستم نگهدارنده در واحدهای سنگی ۵ و ۴ SV

۴-۹-۲ بررسی پایداری سنگ پس از نصب نگهدارنده در سنگ ۵ و ۴ SV

کنتورهای ضریب ایمنی تونل نشان دهنده پایداری یا ناپایداری آن است که در شکل ۴-۱۳ آمده است. همانطور که مشاهده می شود ضریب ایمنی تونل‌های انحراف بالاتر از ۱ می باشد و تونل‌ها در این شرایط پایدار خواهند بود.

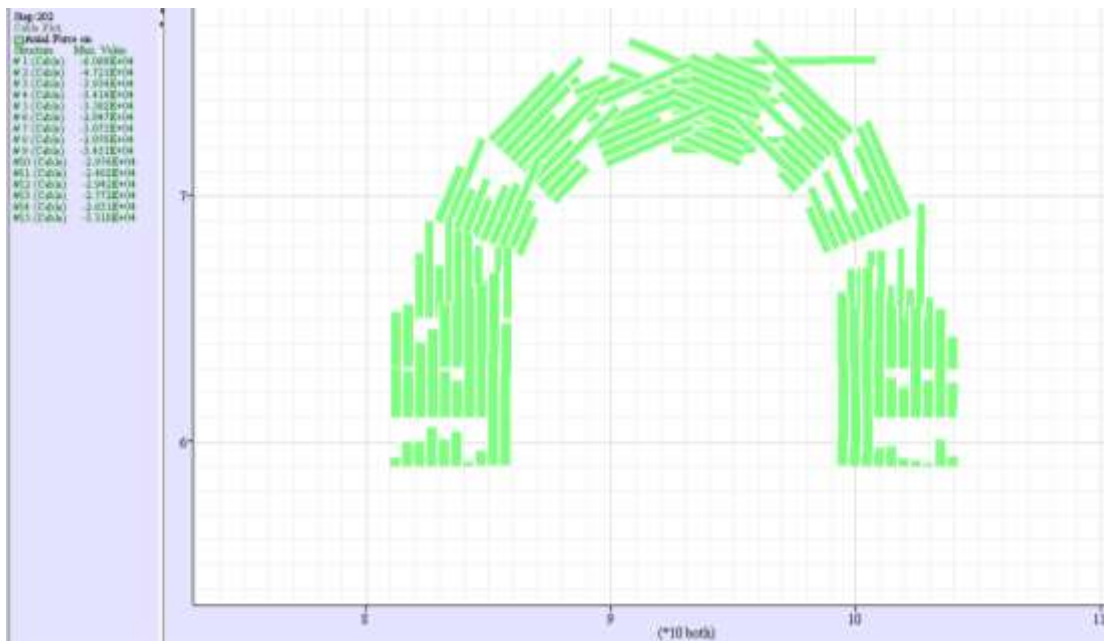


شکل ۴-۱۳ : کنتورهای ضریب ایمنی تونل‌های انحراف در واحدهای سنگی 5 و 4 SV

همانطور که در

شکل ۴-۱۴ مشاهده می‌شود بیشترین نیروی محوری که به پیچ سنگ وارد می‌شود ۶۰ کیلو نیوتن است . پس پیچ سنگها در واحدهای سنگی 5 و 4 SV دارای ضریب ایمنی ۳,۲ می‌باشد و در مقابل بارهای وارد شده بر

آنها پایدار خواهند بود.

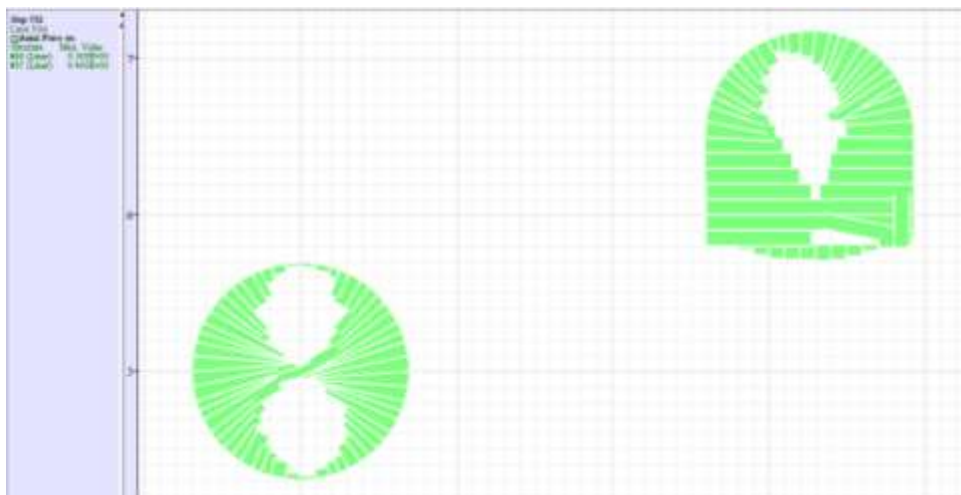


شکل ۴-۱۴: نیروی محوری وارد شده به پیچ سنگها در واحدهای سنگی ۵ و ۴ SV

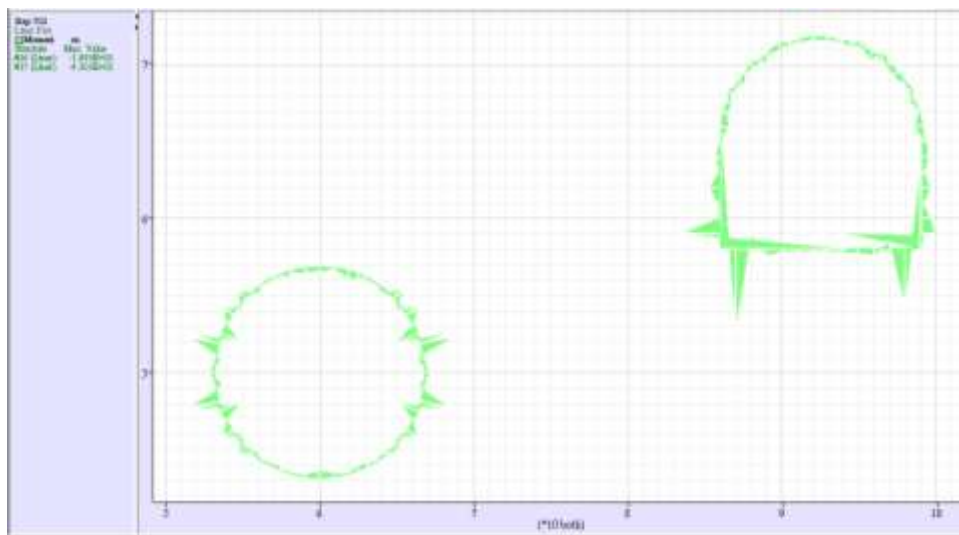
نمودار نیروی محوری وارده بر شاتکریت در شکل ۴-۱۵، نمودار گشتاور وارده بر شاتکریت در شکل ۴-۱۶ و نمودار نیروی برشی وارده بر شاتکریت در شکل ۴-۱۷ آمده است. تنش‌های ناشی از این نیروها و ضریب ایمنی شاتکریت در برابر فشار و برش در جدول ۴-۱۲ آمده است. با توجه به ضریب ایمنی بدست آمده، شاتکریت در برابر فشار و برش پایدار است.

جدول ۴-۱۲: نیروهای وارده بر شاتکریت، تنش‌های اعمالی و ضریب ایمنی شاتکریت در واحدهای سنگی ۵ و ۴ SV

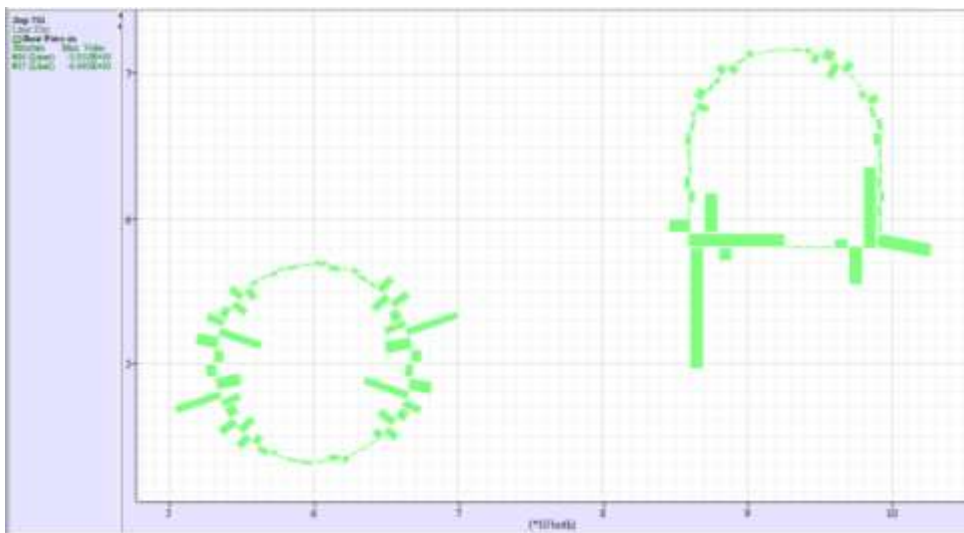
موقعیت	نیروی محوری (نیوتن)	گشتاور (نیوتن متر)	نیروی برشی (نیوتن)	تنش فشاری	تنش برشی	ضریب ایمنی فشاری	ضریب ایمنی برشی
تونل پایینی (دایره‌ای)	$9/5 \times 10^5$	۱۰۹۵	۳۰۵۱	$10/15 \times 10^6$	$0/68 \times 10^6$	۱,۴۷	۵,۸
تونل بالایی (نعل اسبی)	$8/4 \times 10^5$	۴۳۰۵	۶۹۳۳	$10/98 \times 10^6$	$2/63 \times 10^6$	۱,۳۶	۱,۵



شکل ۴-۱۵: نیروی محوری وارده بر شاکریت در واحدهای سنگی 5 و 4 SV



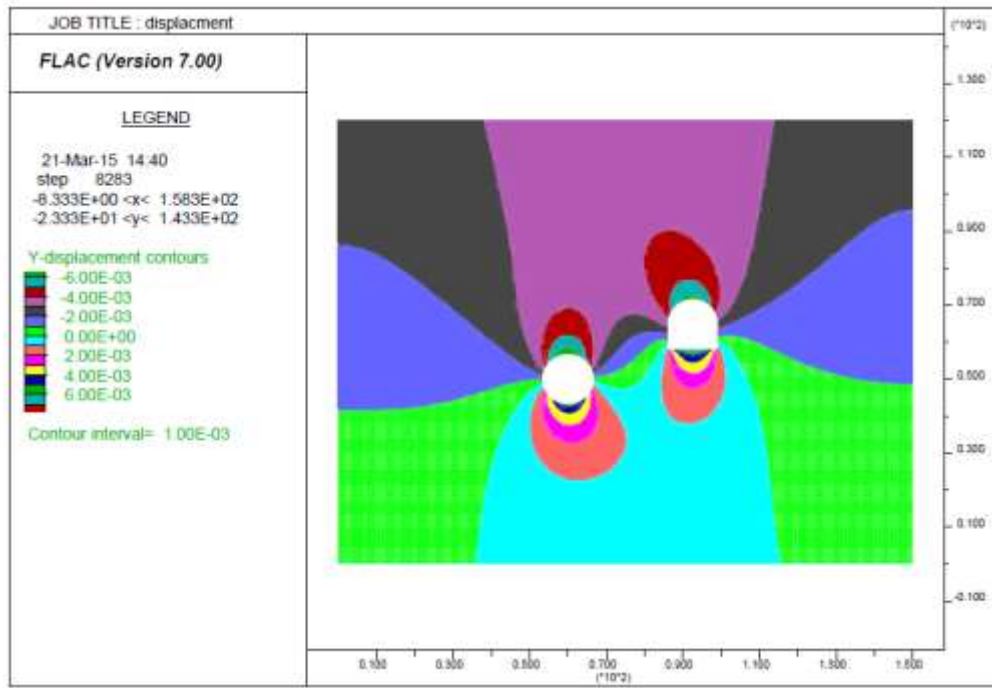
شکل ۴-۱۶: نمودار گشتاور وارد شده بر شاکریت در واحدهای سنگی 5 و 4 SV



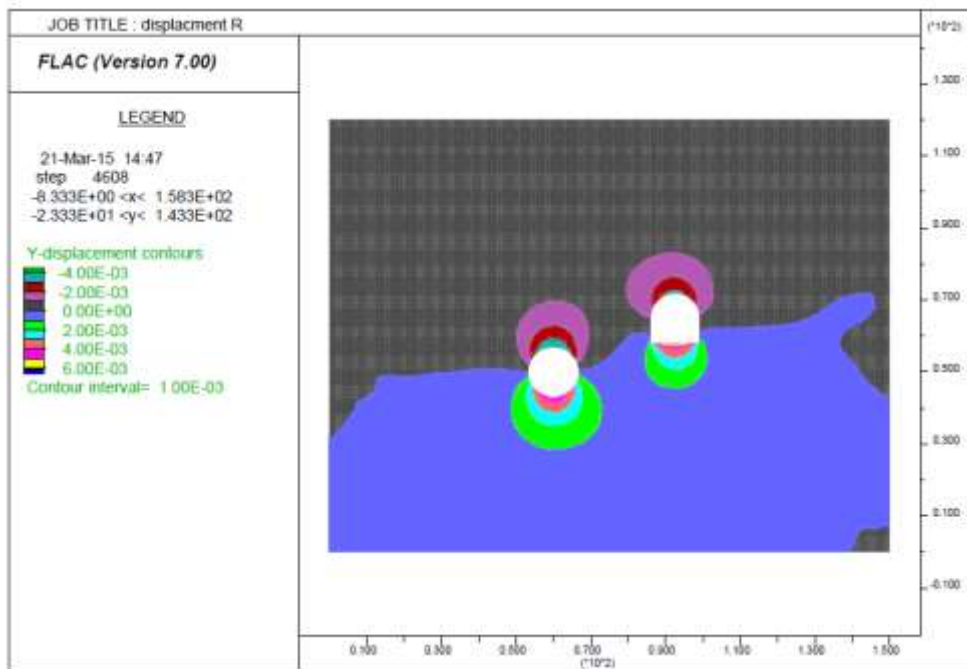
شکل ۴-۱۷: نمودار نیروی برشی وارد شده بر شاتکریت در واحدهای سنگی 5 و 4 SV

۴-۱۰ بررسی پایداری تونل‌های انحراف آب در واحدهای سنگی 7 و 6 SV

میزان جابجایی‌های تونل پس از حفر کامل و بدون نصب نگهداری در شکل ۴-۱۸ آمده است. همانطور که در شکل فوق‌الذکر مشاهده می‌شود بیشترین جابجایی دیواره تونل ۷٫۲ میلیمتر است. با توجه به معیار ساکورایی میزان جابجایی بحرانی در این واحد سنگی ۴٫۲ سانتیمتر تخمین زده شده است و همانطور که در شکل ۴-۱۸ نشان داده شده است بیشترین میزان جابجایی تونل‌های موازی پس از حفر کامل و بدون نصب سیستم نگهداری، ۷٫۲ میلیمتر است که در پایین تونل رخ می‌دهد در صورتی که بعد از نصب پیچ سنگ و شاتکریت بیشترین میزان جابجایی به ۶ میلیمتر می‌رسد (شکل ۴-۱۹). با توجه به شکل ۴-۱۹ و شکل ۴-۱۸ می‌توان گفت که تونل انحراف آب در این ناحیه سنگی دچار مشکل ناپایداری نخواهد شد و با استفاده از پیچ سنگ و شاتکریت از ریزش‌های گوه‌ای جلوگیری خواهد شد.



شکل ۴-۱۸ : نمودار جابجایی تونل‌های انحراف آب پس از حفر کامل بدون نصب نگهدارنده در واحدهای سنگی 7 و 6 SV



شکل ۴-۱۹ : جابجایی تونل‌های انحراف آب پس از نصب نگهداری در واحدهای سنگی ۶ و ۷ SV

۴-۱۰-۱ طراحی نگهداری تونل‌های انحراف آب در واحدهای سنگی ۶ و ۷ SV

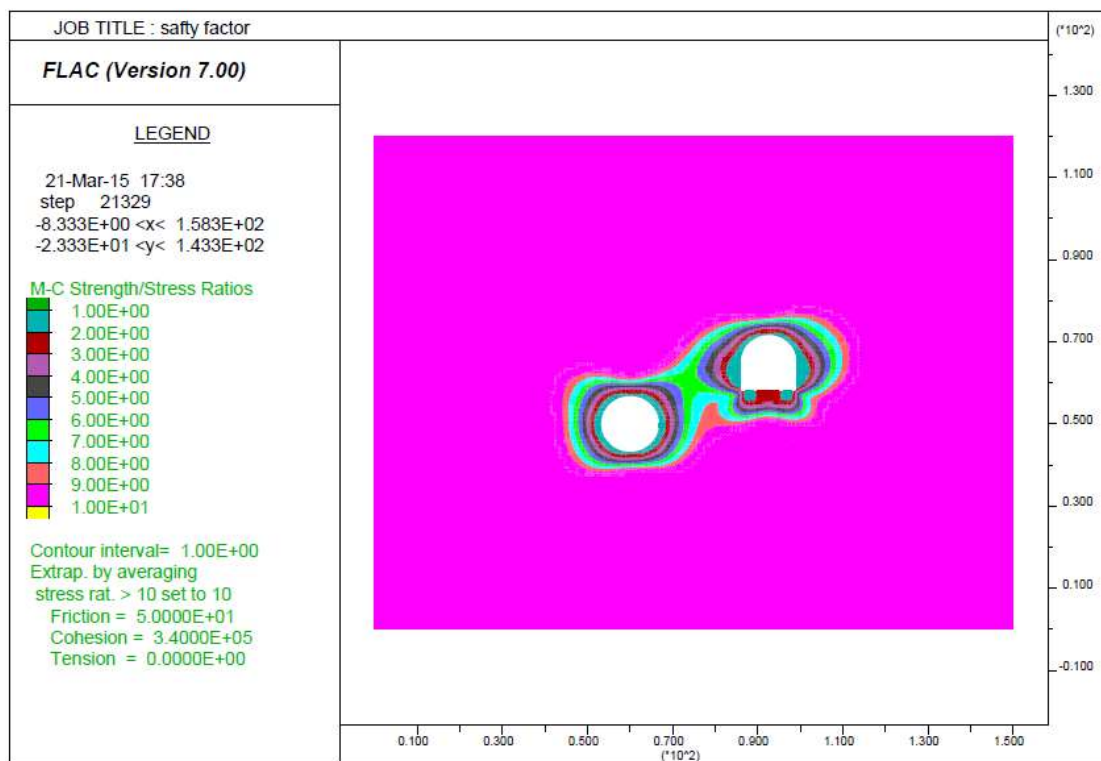
برای طراحی نگهدارنده از شاتکریت با توری فلزی و پیچ سنگ با دوغاب تزریقی استفاده شده است که اطلاعات آن در جدول ۴-۱۳ آمده است. سرانجام طبق تحلیلهای که بر روی ترکیبهای متفاوت پیچ سنگ و شاتکریت انجام شد، الگوی سیستم نگهدارنده در سنگ ۶ و ۷ SV با استفاده از پیچ سنگ‌های به قطر ۲۵ میلیمتر و ۱۰ سانتیمتر شاتکریت طراحی گردید که مشخصات آن در جدول ۴-۱۳ آمده است.

جدول ۴-۱۳: الگوی سیستم نگهداری تونل‌های انحراف آب در واحدهای سنگی ۶ و ۷ SV

موقعیت	الگوی پیچ سنگ دوغابی	شاتکریت
تونل پایینی (دایره‌ای)	قطر ۲۵ میلیمتر، طول ۴ متر به صورت موضعی (تاج) و شبکه ۳×۳ در دیواره	۱۰۰ میلیمتر شاتکریت بدون توری فلزی
تونل بالایی (نعل اسبی)	قطر ۲۵ میلیمتر، طول ۴ متر به صورت موضعی (تاج) و شبکه ۳×۳ در دیواره	۱۰۰ میلیمتر شاتکریت بدون توری فلزی

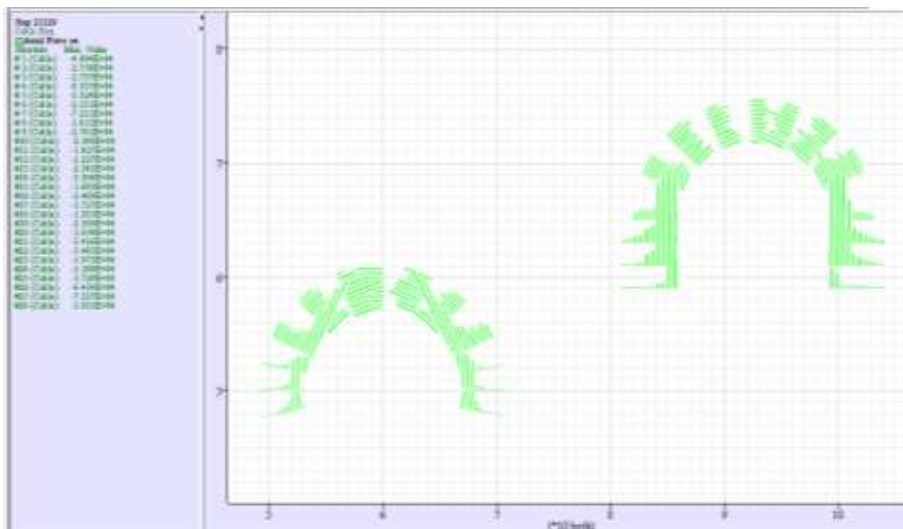
۴-۱۰-۲ بررسی پایداری تونل پس از نصب نگهدارنده در واحدهای سنگی ۷ و ۶ SV

با توجه به شکل ۴-۲۰ ضریب ایمنی تونل پس از نصب نگهدارنده بالاتر از ۱ می‌باشد لذا پایداری تونل‌های انحراف آب تامین شده است.



شکل ۴-۲۰: کنتورهای ضریب ایمنی تونل‌های انحراف آب در واحدهای سنگی ۷ و ۶ SV

همانطور که در شکل ۴-۲۱ مشاهده می‌شود بیشترین نیروی که بر پیچ سنگ وارد می‌شود ۷۳ کیلونیوتن است که دارای ضریب ایمنی ۲,۶ است. بنابراین پیچ سنگها در برابر نیروهای وارده بر آن پایدار خواهند بود.

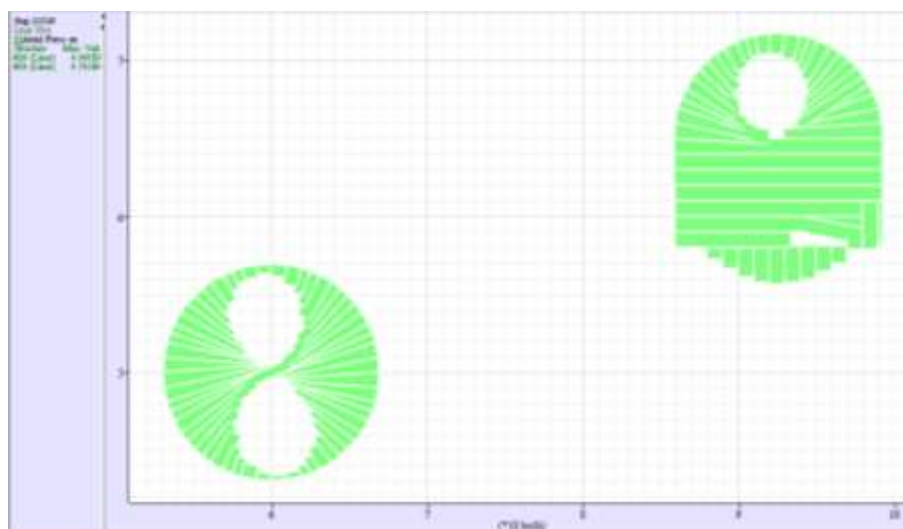


شکل ۴-۲۱: نمودار نیروهای محوری وارده بر پیچ سنگ در واحدهای سنگی ۷ و ۶ SV نیروها و تنش‌های وارده بر شاتکریت در

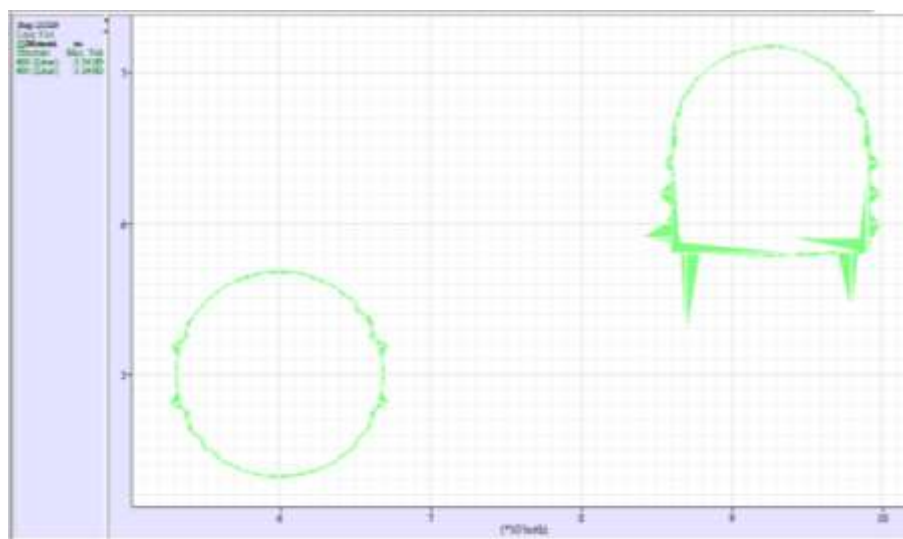
جدول ۴-۱۴ آمده است. با توجه به ضریب ایمنی شاتکریت در برابر فشار و برش، شاتکریت پایدار خواهد بود.

جدول ۴-۱۴: نیروها و تنش‌های وارده بر شاتکریت ضریب ایمنی شاتکریت در واحدهای سنگی ۷ و ۶ SV

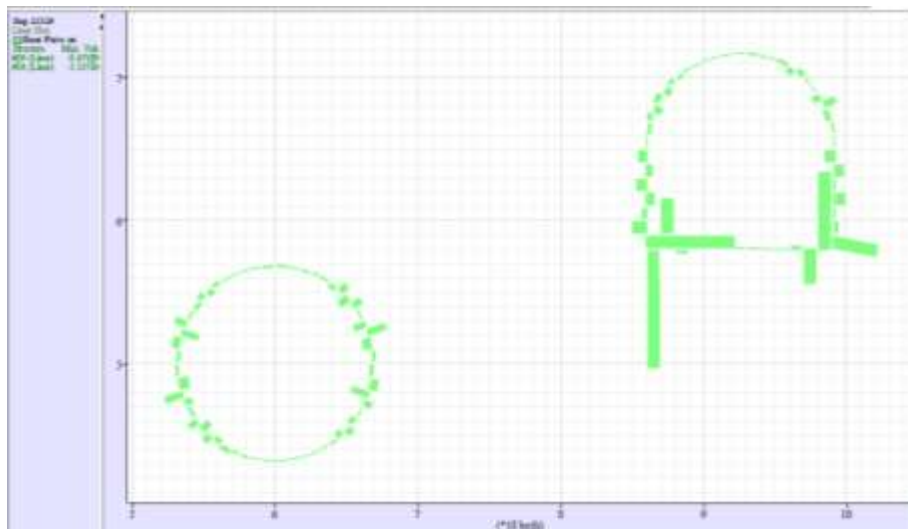
موقعیت	نیروی محوری (نیوتن)	گشتاور (نیوتن متر)	نیروی برشی (نیوتن)	تنش فشاری	تنش برشی	ضریب ایمنی فشاری	ضریب ایمنی برشی
تونل پایینی (دایره‌ای)	4.06×10^5	۳۳۴	۸۶۷	4.2×10^6	0.28×10^6	۴,۷	۱۴,۲
تونل بالایی (نعل اسبی)	4.7×10^5	۳۲۴۰	۵۳۵۷	6.6×10^6	1.9×10^6	۳	۲,۱



شکل ۲۲-۴: نمودار نیروهای محوری وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی 7 و 6 SV



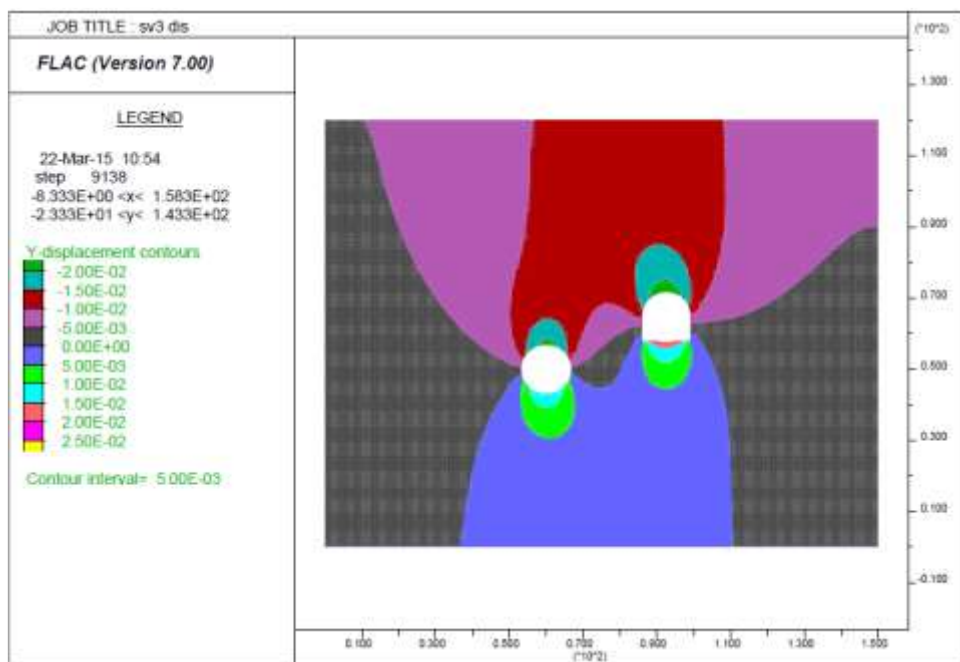
شکل ۲۳-۴: نمودار گشتاور وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی 7 و 6 SV



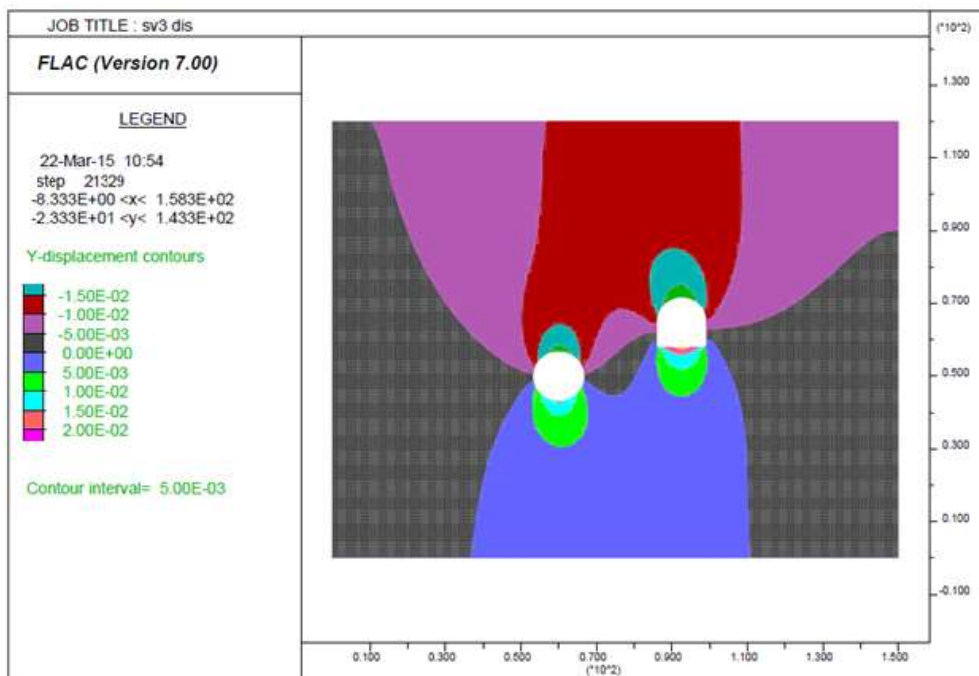
شکل ۴-۲۴: نمودار نیروهای برشی وارده بر شاتکریت در واحدهای سنگی 7 و 6 SV

۴-۱۰-۳ بررسی پایداری تونل‌های انحراف در واحد سنگی SV3 D

میزان جابجایی‌های تونل پس از حفر کامل و بدون نصب نگهداری در شکل ۴-۲۵ آمده است. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود بیشترین جابجایی دیواره تونل ۲۳ میلیمتر است که در پایین تونل رخ می‌دهد. با توجه به معیار ساکورایی میزان جابجایی بحرانی در این واحد سنگی ۵,۳ سانتیمتر تخمین زده شده است پس میزان جابجایی ایجاد شده در سنگ منجر به ناپایداری نخواهد شد. در صورتی که بعد از نصب پیچ سنگ و شاتکریت بیشترین میزان جابجایی به ۲۰ میلیمتر می‌رسد (شکل ۴-۲۶). بنابراین می‌توان گفت که تونل انحراف آب در این ناحیه سنگی دچار مشکل ناپایداری نخواهد شد و با استفاده از پیچ سنگ و شاتکریت از ریزش‌های گوه‌ای جلوگیری خواهد شد.



شکل ۴-۲۵ : نمودار جابجایی تونل‌های انحراف پس از حفاری کامل و بدون نصب نگهدارنده در سنگ SV3



شکل ۴-۲۶ : نمودار جابجایی تونل‌های انحراف آب پس از نصب نگهدارنده در سنگ SV3 D

۴-۱۰-۴ طراحی نگهدارنده تونل‌های انحراف آب در سنگ SV3 D

برای طراحی نگهدارنده از شاتکریت با توری فلزی و پیچ سنگ با دوغاب تزریقی استفاده شده است که اطلاعات آن در جدول ۴-۱۳ آمده است. با توجه به اینکه سنگ SV3 D ضعیف ترین سنگ در تمامی واحدهای سنگی می‌باشد لذا سیستم نگهداری نسبتا سنگین تری برای آن لحاظ شده است. سرانجام طبق تحلیلهای که بر روی ترکیبهای متفاوت پیچ سنگ و شاتکریت انجام شد، الگوی سیستم نگهدارنده در سنگ SV3 D با استفاده از پیچ سنگ‌های به قطر ۲۵ میلیمتر و ۱۰ سانتیمتر شاتکریت طراحی گردید که مشخصات آن در جدول ۴-۱۵ آمده است.

جدول ۴-۱۵: الگوی سیستم نگهداری تونل‌های انحراف آب در سنگ SV3 D

موقعیت	الگوی پیچ سنگ دوغابی	شاتکریت
تونل پایینی (دایره‌ای)	قطر ۲۵ میلیمتر، طول ۴ متر با شبکه ۲,۵×۲,۵	۱۰۰ میلیمتر شاتکریت با توری فلزی
تونل بالایی (نعل اسبی)	قطر ۲۵ میلیمتر، طول ۴ متر در تاج و طول ۵ متر در دیواره با شبکه ۲,۵×۲,۵	۱۰۰ میلیمتر شاتکریت با توری فلزی

۴-۱۰-۵ بررسی پایداری تونل‌های انحراف آب پس از نصب نگهدارنده SV3 D

همانطور که در شکل ۴-۲۷ مشاهده می‌شود بیشترین نیروی که به پیچ سنگ وارد می‌شود ۱۵۲ کیلو نیوتن است که دارای ضریب ایمنی ۱,۳ است. بنابراین پیچ سنگ در برابر نیروهای وارده بر آن پایدار خواهد بود.

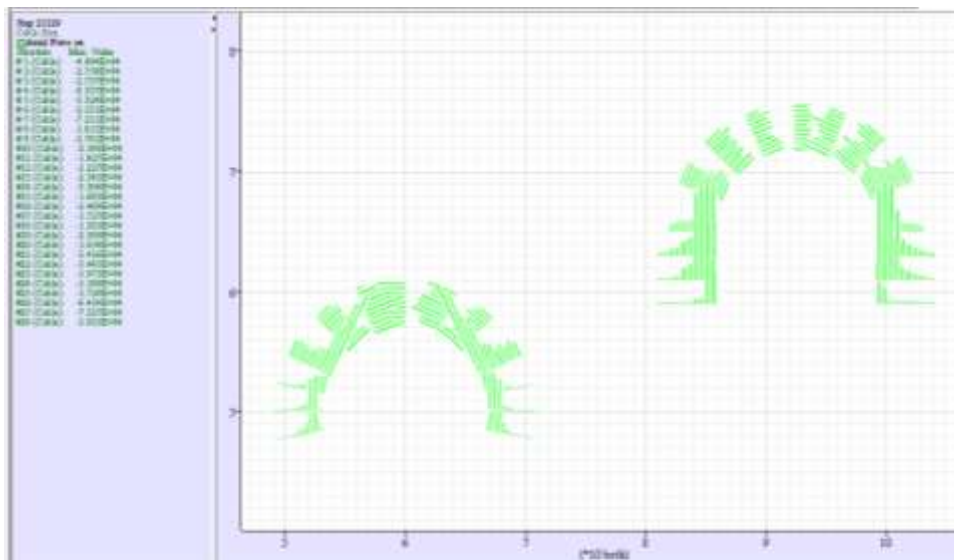
در شکل‌های بعدی نیروها و گشتاور وارده بر شاتکریت در سنگ SV3 D قابل مشاهده است. با استفاده از این نمودارها تنش‌های اعمالی و ضریب ایمنی شاتکریت محاسبه خواهد شد که در

جدول ۴-۱۶ آمده است. با توجه به ضریب ایمنی شاتکریت در برابر نیروهای فشاری و برشی در می‌یابیم

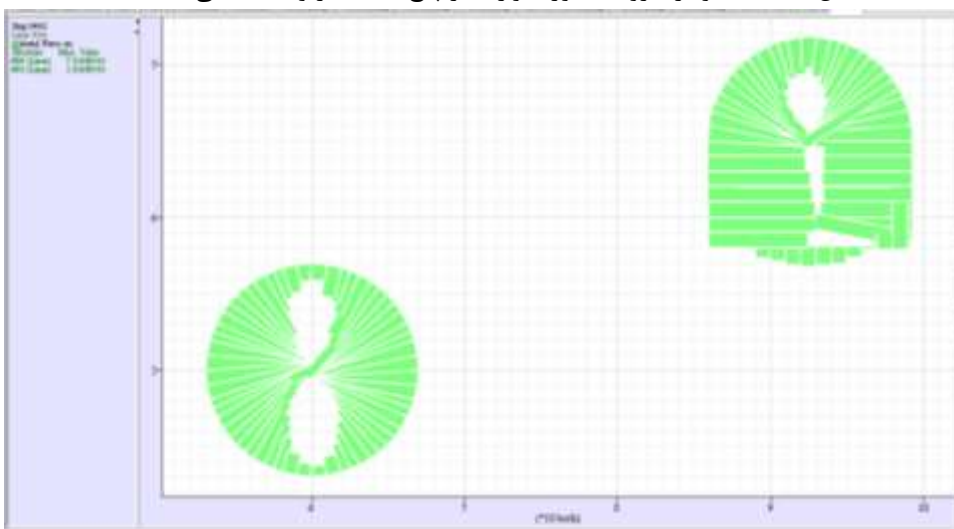
که شاتکریت در سنگ پایدار خواهد بود.

موقعیت	نیروی محوری (نیوتن)	گشتاور (نیوتن)	نیروی برشی (نیوتن)	تنش فشاری	تنش برشی	ضریب ایمنی	ضریب ایمنی
موقعیت	نیروی محوری (نیوتن)	گشتاور (نیوتن متر)	نیروی برشی (نیوتن)	تنش فشاری	تنش برشی	ضریب ایمنی برشی	ضریب ایمنی فشاری
تونل پایینی (دایره‌ای)	۵/۹۲×۱۰ ^۵	۹۰۹	۱۵۳۸	۶/۴×۱۰ ^۶	۰/۵۶×۱۰ ^۶	۳/۱	۷/۱۴
تونل بالایی (نعل اسبی)	۷/۰۹×۱۰ ^۵	۳۹۴۵	۵۵۴۷	۹/۴×۱۰ ^۶	۲/۴×۱۰ ^۶	۲,۱	۱/۶۶

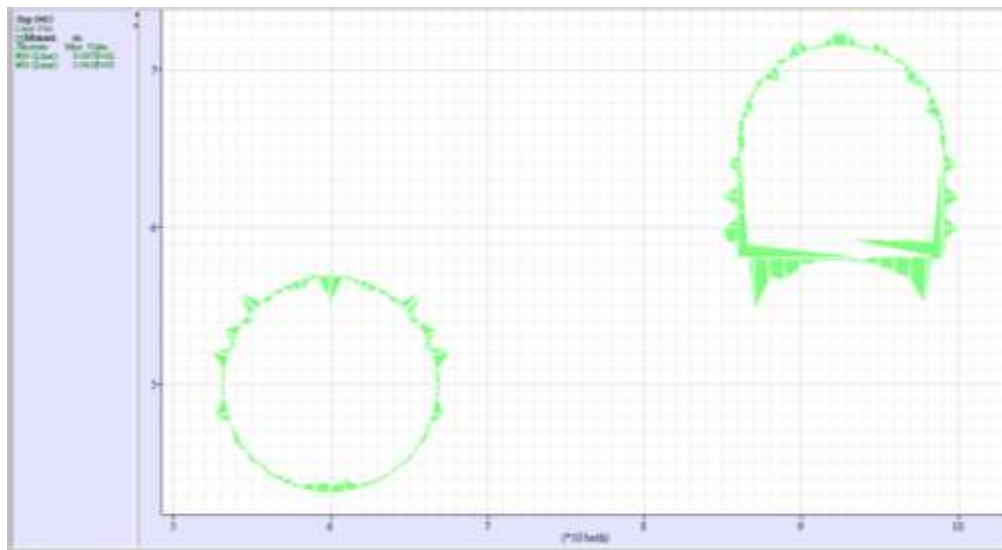
جدول ۴-۱۶ : نیروها و گشتاور وارده بر شاتکریت، تنش‌ها و ضریب ایمنی شاتکریت در سنگ 3 sv



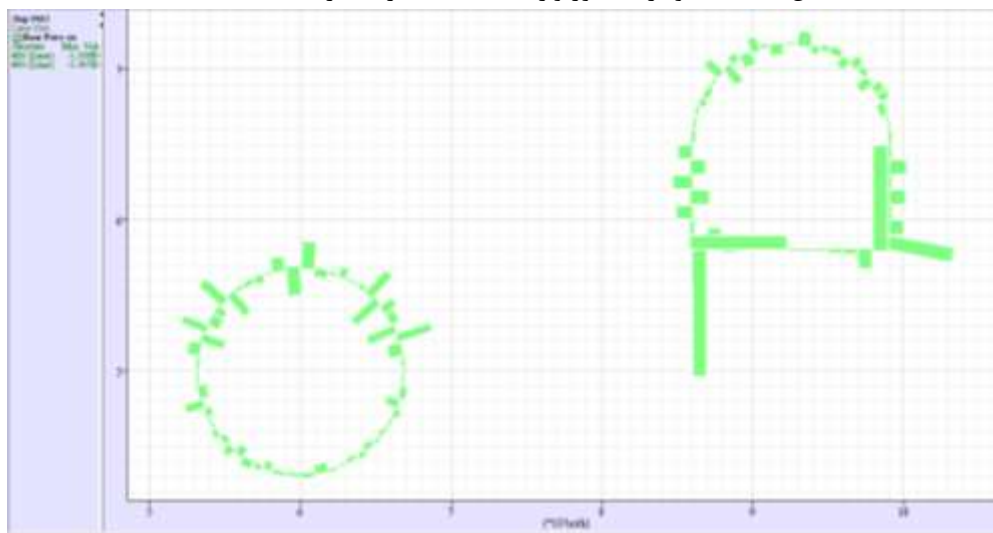
شکل ۴-۲۷: نمودار نیروی محوری وارده بر پیچ سنگ در واحد سنگی SV3 D



شکل ۴-۲۸: نیروی محوری وارده بر شاتکریت در سنگ SV3 D



شکل ۲۹-۴: نمودار گشتاور وارد شده به شاتکریت در سنگ SV3 D



شکل ۳۰-۴: نمودار نیروی برشی وارد شده به شاتکریت در سنگ SV3 D

۴-۱۱ جمع بندی

برای پیش بینی سیستم نگهداری اولیه در تونل‌های انحراف آب سد بختیاری به کمک نرم افزار FLAC 2D روش کار به این صورت بود که ابتدا مدل به ابعاد ذکر شده در بالا ساخته شد. سپس با وارد کردن مشخصه‌های سنگ برای واحدهای سنگی موجود در مسیر تونل و اجرای برنامه، میزان جابجای‌ها برآورد شده است. با توجه به تحلیل پایداری صورت گرفته، سیستم نگهداری پیشنهادی روش‌های تجربی مدل

شدند. در نهایت با آنالیز نگهداری‌های متفاوت و مدل سازی آنها، نگهداری با ترکیبی از شاتکریت و پیچ سنگ مد نظر قرار گرفت که سیستم نگهداری پیشنهادی روش‌های تجربی و عددی در جدول جدول ۱۷-۴ آمده است.

جدول ۱۷-۴: سیستم نگهداری پیشنهادی روش‌های تجربی و عددی

روش‌های عددی	Q	RMR	واحد سنگی
پیچ سنگ به طول ۴ متر و شبکه ۲/۵ متر به همراه شاتکریت ۱۰ سانتیمتری با توری فلزی	پیچ سنگ به طول ۳ متر و فاصله ۲/۵ متر بدون شاتکریت	پیچ سنگ به طول ۴ متر و فاصله ۱/۵ تا ۲ متر در قسمت تاج و دیواره شاتکریت به ضخامت ۵ تا ۱۰ سانتی متر در تاج و ۳ سانتیمتر در دیواره	SV2 و SV3
پیچ سنگ ۴ متری به صورت موضعی در تاج و شبکه ۳ متر در دیواره ۱۰ سانتیمتر شاتکریت بدون توری فلزی	پیچ سنگ موضعی بدون شاتکریت	پیچ سنگ به طول ۳ متر به صورت موضعی با فاصله ۲/۵ متر شاتکریت ۵ سانتیمتر در تاج	SV4 و SV5
پیچ سنگ به طول ۴ متر در تاج به صورت موضعی و در دیواره با شبکه ۳ متر ۱۰ سانتیمتر شاتکریت بدون توری فلزی	پیچ سنگ به طول ۳ متر با فاصله ۱/۷ متر ۱۰-۴ سانتیمتر شاتکریت بدون توری فلزی	پیچ سنگ ۴ متر با فاصله ۱/۵ تا ۲ متر در تاج و دیواره ۵-۱۰ سانتیمتر شاتکریت در تاج و ۳۰ سانتیمتر در دیواره	SV6 و SV7
پیچ سنگ به طول ۴ متر با شبکه ۲/۵ متر ۱۰ سانتیمتر شاتکریت با توری فلزی	شبکه پیچ سنگ به طول ۳ متر با فاصله ۱/۴ متری ۵-۹ سانتی متر شاتکریت بدون توری فلزی	پیچ سنگ به طول ۴ متر و فاصله ۱/۵ تا ۲ متر در تاج و دیواره ۵-۱۰ سانتیمتر شاتکریت در تاج و ۳ سانتیمتر در دیواره	SV3 D

فصل پنجم

روش تحلیلی طراحی پوشش متنی مسلح

در تونل های تحت فشار

باتوری اسلایس

در سال ۱۹۹۰ سینگ^۱ روشی ساده را برای بررسی پوشش بتنی غیر مسلح در تونل‌های انحراف آب پیشنهاد کرد. تحلیل این روش بر اساس تئوری جداره نازک بود. برای بررسی جزئی تر روش از معادلات دیفرانسیلی استفاده کرد تا روش خود را به‌طور دقیق تر بسط دهد. در نهایت مقدار فاصله داری و پهنای بازشدگی ترک بتن را به ضخامت بتن، مقاومت فشاری و فشار داخلی آب ربط داد [۶۳].

در مرحله بعد سینگ تئوری ژیگر^۲ را گسترش داد. در این تئوری ژیگر بتن را بعنوان یک استوانه جداره نازک و زمین را به عنوان یک استوانه جداره ضخیم با شعاع بی نهایت در نظر گرفته است [۶۴]. تغییراتی که سینگ در معادلات ژیگر اعمال کرد به این صورت بود که بجای فرض تنش صفحه ای از فرض کرنش صفحه ای استفاده کرد. تنش‌های ناشی از تاثیر دما را در آن لحاظ کرد، بجای فرض توده سنگ بدون درزه از توده سنگ درزه دار در فرض خود استفاده و آن را با پارامتری بنام فاکتور کاهش نشان داد. در نهایت تنش وارده به توده سنگ را برای تاثیرات مذکور ترکیب کرد و به معادلات جدیدی رسید. سینگ توانست برای حالت‌های که پوشش بتنی مسلح، غیر مسلح، ترک نخورده و ترک خورده است، معادلات خود را دسته بندی کند [۶۵]، [۶۶].

در این میان اشلایس^۳ روشی را پیشنهاد کرد که زمین و بتن به عنوان استوانه‌های متخلخل جداره ضخیم در نظر گرفته شود. با این تفاوت که زمین نیز خود به دو جداره مجزا از همدیگر بررسی شود، یکی با محیط آبدار و دیگری با محیط بدون آب و شعاع بی نهایت. از دیگر فرضیاتی که این روش را از روش‌های دیگر مجزا می کند در نظر گرفتن نیروی آب به عنوان نیروی بدنه‌ای، تغییر گرادیان فشار آب به دو صورت

^۱ Singh

^۲ Jaeger

^۳ Schleiss

لگاریتمی و خطی و همچنین پدیده نشت آب^۱ از دو محیط بتنی و سنگی و مطابق قانون پیوستگی می باشد [۳۴].

۵-۲ روش تحلیلی ارائه شده توسط اشلایس

این طراحی یک روش تحلیلی بر اساس برهم کنش هیدرومکانیک^۲ برای پوشش مسلح شده توسط تونل‌های تحت فشار و چالها است. در این روش تاثیر نیروهای ناشی از تراوایی در پوشش و سنگ همانند تراوایی ای که وابسته به تغییر شکل است در طراحی مدنظر قرار گرفته شده است. تاریخچه توسعه ترک‌ها و تاثیرشان روی توزیع تنش در تسلیح نیز مورد محاسبه قرار می‌گیرد.

بر اساس نظریه اشلایس با مسلح کردن یک پوشش بتنی در تونل‌های تحت فشار نمی‌توان از ترک برداشتن آن جلوگیری کرد. هدف اصلی تسلیح جلوگیری از افزایش تعداد ترک‌ها و محدود کردن عرض ترک است. با این روش نفوذ پذیری بتن و نیز نشت آب از تونل کاهش می‌یابد. با مسلح کردن پوشش می‌توان از ترک خوردگی غیر قابل کنترل نیز جلوگیری کرد. ترک خوردگی باعث شستن درزه‌های پر شده و ناپایداری شیب‌های بالای تونل می‌شود. در عمل، پوشش مسلح شده اغلب بر اساس این فرض که فشار آب فقط به سطح داخلی پوشش اثر می‌کند، طراحی می‌شود. تحت فشار داخلی آب نشت از داخل تونل از طریق ترک‌ها به سنگ وارد می‌شود. این نشت وابسته به افت هد از ترک‌ها است. بخشی از فشار آب داخلی روی خارج پوشش بتن عمل می‌کند. به خاطر پهنای ترک‌ها در پوشش برهم کنش هیدرولیک-مکانیک اتفاق می‌افتد، در نتیجه نفوذپذیری با تغییر شکل سنگ عوض می‌شود. هر چند، الگوی ترک در پوشش و توزیع تنش‌ها در تسلیح وقتی فشار داخلی افزایش می‌یابد تغییر می‌کند [۶۷].

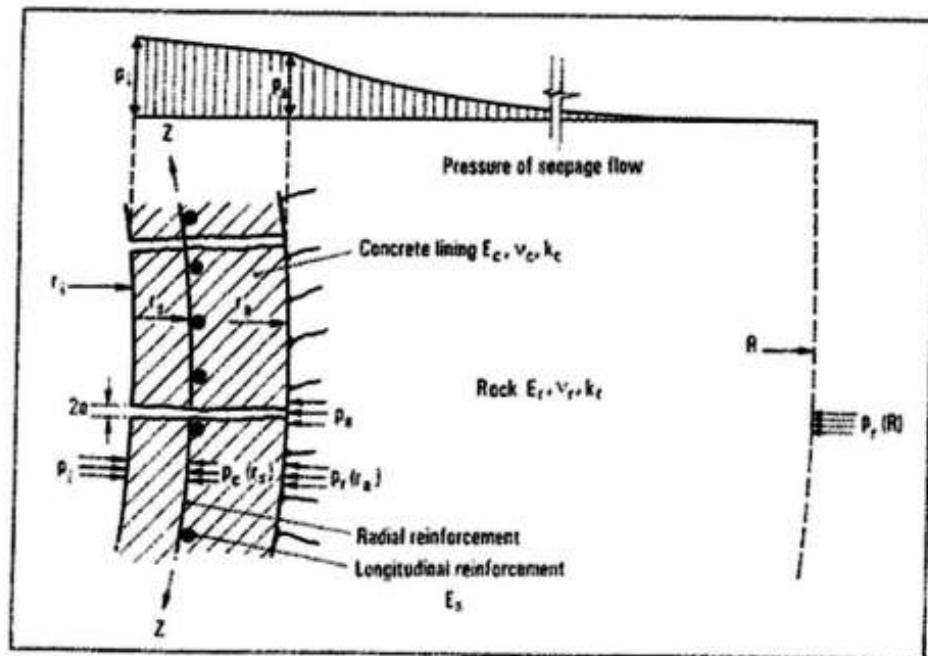
^۱ Seepage

^۲ Hydraulic-mechanic

۵-۲-۱ مدل و روش محاسبه

از دیدگاه رفتار استاتیکی و هیدرولیکی، سه ناحیه زیر که در شکل ۳-۱ ملاحظه می‌گردد، به طور جداگانه در نظر گرفته می‌شوند:

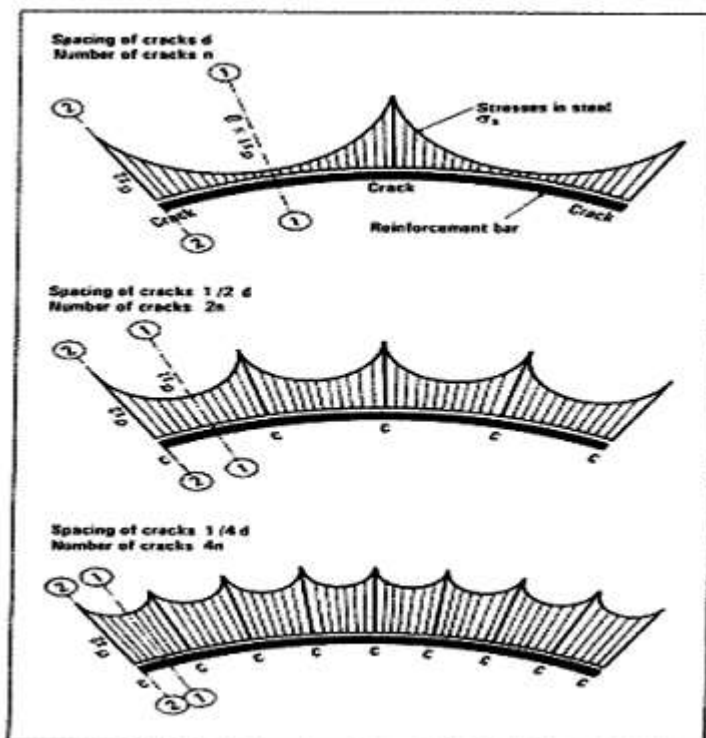
- پوشش بتنی ترکدار
- بخشی از توده سنگ که تحت تاثیر جریان نشت آب قرار دارد.
- بهشی از توده سنگ که تحت تاثیر جریان نشت آب قرار ندارد.



شکل ۵-۱: مقطع فشار سیال در پوشش بتنی مسلح ترک خورده مطابق با روش اشلایس [۶۷]

تغییر شکل و نفوذ پذیری پوشش بتنی ترکدار به واسطه اعمال سیستم مسلح کننده، تحت تاثیر قرار خواهند گرفت. روش محاسبه‌ای که ذیلا تشریح خواهد شد بر پایه فرضیات زیر استوار است:

- تغییر شکل و نفوذ پذیری توده سنگ، هموزن و ایزوتروپیک و فقط رفتار الاستیک سنگ تحت تاثیر فشار داخلی آب در نظر گرفته خواهد شد.
 - نشت آب، فقط از طریق ترکهای ایجاد شده صورت خواهد گرفت و بتن مابین ترکها، نفوذ ناپذیر در نظر گرفته می شوند.
 - سیستم مسلح کننده پوشش بتنی به صورت یک لایه فولادی با ضخامت معادل در نظر گرفته می شود. اما وقتی که توزیع ترکها در پوشش تعیین شد، الگوی تنش در سیستم مسلح کننده بین دو ترک به صورت سهموی فرض می شود. این سطح تنش در میله های فولادی بین دو ترک در بخش ترک نخورده توسط مراحل یا تاریخچه ایجاد ترک، تغییر کرده و تحت تاثیر قرار خواهد گرفت که این موضوع در شکل ۵-۲ مشاهده می شود.
 - تاثیر همه بارهای ناشی از فشار نشت در پوشش بتنی ترکدار و در توده سنگ فرض خواهد شد، درحالی که تنش های مکانیکی و فشار آب در مرزها مشخص هستند و بار تحمل شده توسط هر یک از سه ناحیه تعریف شده در بالا تعیین خواهند شد.
- فشار آب مجهول از شرایط پیوستگی و تنش های مرزی نیز با به کار بردن شرایط سازگاری تعیین خواهند شد.



شکل ۵-۲: توسعه ترکها و توزیع تنشها در آرماتورها با روش اشلايس [۶۷]

۵-۲-۲ ایجاد ترکهای اولیه در پوشش

به محض اینکه تنشهای مماسی به وجود آمده در پوشش بتنی از مقاومت کششی آن تجاوز نماید، ترکها در پوشش ایجاد خواهد شد. با در نظر گرفتن نیروهای اعمالی توسط جریان نشت، ماکزیمم تنهای مماسی در پوشش بتنی ترک نخورده به علت وجود فشار داخلی آب، توسط اشلايس به شرح زیر به دست آمده است [۳۴]:

$$\sigma_{max} = \frac{(p_a - p_i)}{3(1 - V_c)} \times \left[\left(\frac{1 + \left(\frac{r_a}{r_i}\right)^2}{\left(\frac{r_a}{r_i}\right)^2 - 1} + \frac{1 + r_i \cdot (1 + V_c) / (r_a \cdot (2 - V_c))}{1 - \left(\frac{r_i}{r_a}\right)} \right) + \frac{2PF(r_a)}{1 - \left(\frac{r_i}{r_a}\right)^2} \right] \quad (۱-۵)$$

که در آن :

- σ_{max} : تنش مماسی در پوشش بتنی ترک نخورده (پاسکال)
- Pa : فشار آب بر روی سطح خارجی پوشش (پاسکال)
- Pi : فشار درونی آب (پاسکال)
- Vc : نسبت پواسن بتن
- ra : شعاع خارجی پوشش (متر)
- ri : شعاع داخلی پوشش (متر)
- PF(ra) : فشار مرزی بین بتن و سنگ در حالتیکه پوشش بدون ترک است (پاسکال)

اگر تونل یا چاه زیر سطح آبهای زیرزمینی قرار گرفته باشد، با یک تخمین قابل قبول، فشار آب اعمال شده بر روی سطح خارجی پوشش ترک نخورده، معادل فشار آب زیرزمینی بالای تونل خواهد بود که از رابطه $\rho w \cdot g \cdot b$ به دست می‌آید. اگر تونل یا چاه بالای سطح آب زیرزمینی باشد، تاثیر فشار آب بر روی سطح خارجی پوشش که از نشت آب ناشی می‌شود، از رابطه (۲-۵) به دست می‌آید:

$$Pa = \frac{Pi}{1 + \frac{Kr \cdot \ln\left(\frac{ra}{ri}\right)}{Kc \cdot \ln\left(\frac{R}{ra}\right)}} \quad (۲-۵)$$

که در آن :

- Pa : فشار آب بروی سطح خارجی پوشش (پاسکال)
- Kr : نفوذ پذیری سنگ (متر بر ثانیه)
- Kc : نفوذ پذیری بتن (متر بر ثانیه)

• R : شعاع خارجی ناحیه سنگی تحت تاثیر جریان نشت (متر)

از آنجا که تاثیر Pa بر روی تنش های داخلی بتن ناچیز و کوچک است، مقدار R در فرمول بالا را می توان به شرح زیر تعیین کرد :

- در حالتی که سنگ خیلی نفوذ پذیر باشد، ($Kr \geq 100Kc$) مقدار $R=2ra$ در نظر گرفته می شود.
- در حالتی که سنگ نفوذ ناپذیر باشد، ($Kr \leq 100Kc$) مقدار $R=10ra$ در نظر گرفته می شود.

اشلاپس در سال ۱۹۸۶ فشار مرزی بین بتن و سنگ را به وسیله رابطه (۳-۵) به دست آورده است [۳۴]:

$$PF(ra) = \frac{(P_i - P_a) \left(\frac{2(2 - Vr)}{(ra - ri)^2 - 1} + \frac{(1 - 2Vc)}{1 - \frac{ri}{ra}} \right) - 3Pa \times \frac{Ec(1 + Vr)}{Er(1 + Vc)}}{3 \left(\frac{2(1 - Vc)}{\left(\frac{ra}{ri}\right)^2 - 1} + \frac{Ec(1 + Vr)}{Er(1 + Vc)} + 1 - 2Vc \right)} \quad (3-5)$$

که در آن :

- Vr : نسبت پواسن سنگ
- Ec : مدول الاستیسته بتن
- Er : مدول الاستیسته سنگ

شرط لازم برای تشکیل ترکهای اولیه، با رابطه زیر تعریف می شود:

$$\sigma_{max} = \beta z \quad (4-5)$$

که در آن :

- σ_{max} : ماکزیمم تنش مماسی در پوشش بتنی بدون ترک (پاسکال)

• Bz : مقاومت کششی بتن (پاسکال)

جایگزینی $P_a = \rho_w \cdot g \cdot b$ (فشار آب زیرزمینی اعمالی) یا P_a بر طبق معادله (۲-۵) و $P_F(r_a)$ بر صبق معادله (۳-۵) در معادله (۱-۵) فشار داخلی بحرانی p_{icr} در ترکهای اولیه در پوشش می تواند از معادله (۴-۵) محاسبه شود. در مواردی که تونل داخل یک سطح آب زیر زمینی است معادله (۴-۵) فشار داخلی

بحرانی به فشار خارجی اضافه می شود. بنابراین : $p_{icr} + \rho_w \cdot g \cdot b = P_a$

۳-۲-۵ افت فشار در اثر نشست آب از پوشش بتنی ترک دار

ابتدا فشار آب وارده بر سطح خارجی پوشش بتنی که معادل افت فشار ناشی از جریان تراوش آب از میان ترکها است تعیین خواهد شد، به منظور تحقق شرایط پیوستگی باید میزان نشست آب که از لابه لای ترکهای پوشش بتنی عبور کرده و آبی که به داخل توده سنگ روان می شود، مساوی باشند. مولفه های افت جریان از تونل به توده سنگ عبارتند از :

الف) جریان تراوش از میان پوشش بتنی ترکدار

با فرض خطی و موازی بودن جریان آب در داخل ترکها و دانستن عرض ترکها، میزان نشست آب از میان پوشش بتنی ترکدار، از رابطه (۵-۵) محاسبه می شود [۶۷]:

$$q = \frac{(P_i - P_a) \times (2a)^2 \times n}{12 \cdot V_w \cdot \rho_w \cdot (r_a - r_i)} \quad (۵-۵)$$

که در آن :

• $2a$: متوسط عرض ترک (میلیمتر)

• V_w : ویسکوزیته آب

• Q : نشت آب در واحد طول تونل (متر مکعب)

ب) جریان تراوش از میان توده سنگ

جریان نشت آب از میان توده سنگ برای حالت‌های مختلف، همانطور که شکل (۴-۱۲) نشان می‌دهد، محاسبه می‌شود :

وقتی که تونل در داخل آب زیر زمینی قرار دارد، مقدار این نشت از رابطه (۵-۶) به دست می‌آید [۶۷]:

$$q = \frac{\left(\frac{Pa}{\rho w \cdot g} - b\right) 2\pi Kr}{\ln\left(\frac{b}{ra} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{ra^2}{b^2}}\right)\right)} \quad (۵-۶)$$

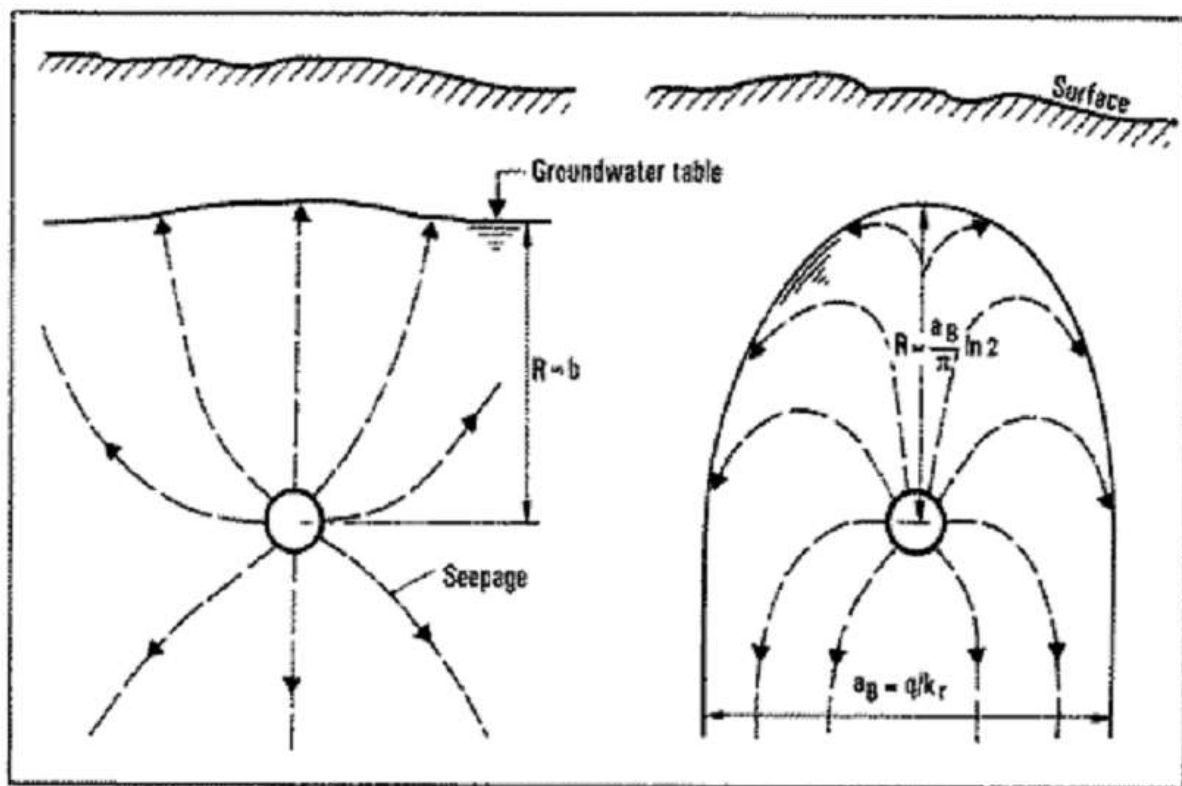
وقتی که تونل بالای سطح آبهای زیرزمینی قرار دارد این نشت از رابطه (۵-۷) به دست می‌آید:

$$\frac{Pa}{\rho w \cdot g} - 0.75ra = \frac{q}{2\pi Kr} \ln \frac{q}{\pi Kr \cdot ra} \quad (۵-۷)$$

برای یک چاه داخل سطح آب زیرزمینی :

$$q = \frac{\left(\frac{Pa}{\rho w \cdot g} - b\right) 2\pi Kr}{\ln\left(\frac{R}{ra}\right)} \quad (۵-۸)$$

اگر هیچ آب زیر زمینی در اطراف چاه نباشد، در معادله (۵-۸) مقدار b برابر صفر فرض می‌شود برای یک پوشش بتنی ترک خورده منطقه تحت نفوذ پذیری می‌تواند R=10ra در مورد سنگ نفوذ پذیر ($k_r > 100k_c$) و R=100ra در مورد سنگ فشرده ($k_r < k_c$) فرض شود.



شکل ۳-۵: الگوی جریان نشت از تونل یا چاه به سنگ مطابق با نظریه اشلایس . سمت چپ تونل داخل سطح آب زیرزمینی و سمت راست تونل بالای سطح آب زیر زمینی [۶۷]

ج) فشار آب اعمالی بر سطح خارجی پوشش بتنی

فشار آب موجود در سطح خارجی پوشش بتنی با به کارگیری شرایط پیوستگی و مساوی قرار دادن معادله

(۵-۵) با یکی از فرمولهای (۶-۵)، (۷-۵) یا (۸-۵) به دست خواهد آمد

د) نشت آب

با دانستن فشار آب اعمالی بر روی سطح خارجی پوشش بتنی میزان نشت در واحد طول تونل بسته به

شرایط محل از فرمولهای (۶-۵)، (۷-۵) یا (۸-۵) به دست خواهد آمد

۵-۲-۴ میزان بار یا نیرو بر سیستم تسلیح

میزان بار وارده بر سیستم مسلح کننده بتن، از شرایط سازگاری به دست خواهد آمد. برای تعیین میزان بار تحمل شده توسط سیستم مسلح کننده، این مجموعه باید به صورت یک لایه فلزی با ضخامت معادل در نظر گرفته شود. بر پایه همین فرض، سیستم مسلح کننده، فشار یکنواختی بر روی بتن وارد خواهد کرد. این فشار یکنواخت که با $P_s(rs)$ مشخص می‌شود، از به کارگیری شرایط سازگاری طبق رابطه (۹-۵) به دست می‌آید:

$$U_s(rs) = U_c(rs) + U_r(ra) \quad (9-5)$$

که در آن:

- $U_s(RS)$: تغییر شکل شعاعی سیستم مسلح کننده (متر)
- $U_c(rs)$: تغییر شکل شعاعی پوشش بتنی (متر)
- $U_r(ra)$: تغییر شکل شعاعی سنگ (متر)

مجموعه تغییر شکل شعاعی پوشش بتنی ترک دار و توده سنگ، معادل با تغییر شکل شعاعی سیستم مسلح کننده بتن خواهد بود.

الف) تغییر شکل تسلیح

تغییر شکل تسلیح می‌تواند از کرنش آن به صورت (۵-۱۰) محاسبه شود.

$$\begin{aligned}
 U_s(r_s) &= \varepsilon_s \cdot r_s \\
 &= m \cdot \varepsilon_s \cdot r_s = m \cdot \sigma_s \cdot r_s / E_s
 \end{aligned}
 \tag{10-5}$$

نیروی کششی در مقطع ترک خورده برابر $Z = \sigma_s \cdot A_s$ است. تنش وارده به فولاد با استفاده از معادله (11-5) می‌تواند بدست آید.

$$\sigma_s = (\sigma_r(r_s) - p_c(r_s)) r_s / A_s
 \tag{11-5}$$

ضریب کاهش m نشان می‌دهد ε_s و σ_s فولاد در تسلیح فولاد ثابت نیست، اما یک توزیع سهمی دارد که وابسته به پیشینه ترک برداشتن پوشش بتنی است.

فاکتور m باید بر طبق پیشینه تشکیل ترک انتخاب شود.

- سری اول ترکها: $m = 1/3$
- سری دوم ترکها: $m = 2/3$
- سری سوم ترکها: $m = 5/6$
- سری n ام ترکها: $m = 1$

با توجه به فشار آب در مقطع ترک خورده، تنش‌های شعاعی در پوشش بتنی اولیه ترک خورده در شعاع تسلیح از معادله (12-5) بدست می‌آید:

$$\sigma_r(r_s) = \frac{r_s(p_i - p_a)}{2(r_a - r_i)} \left(1 - \left(\frac{r_i}{r_s} \right)^2 \right)
 \tag{12-5}$$

که در اینجا A_s منطقه تسلیح شعاعی در هر واحد طول تونل، $\sigma_r(r)$ تنش شعاعی در پوشش بتنی ترک

خورده، σ_{s2} تنش در تسلیح در قسمت بتنی ترک نخورده می باشد.

(ب) تغییر شکل پوشش ترک خورده

تغییر شکل کلی پوشش بتنی بین سطح داخلی و تسلیح با جمع مقادیر زیر بدست می آید:

$$\sigma_c(r_s) = u_{tot} + \frac{1 - \theta_c^2}{E_c} (P_c(r_s) \cdot r_s \cdot \ln\left(\frac{r_a}{r_s}\right)) \quad (13-5)$$

$$u_{tot} = \frac{(1 - \theta_c^2)(p_s - p_a)}{4E_c(r_a - r_s)} [r_a^2 - r_s^2 - 2r_s^2 \cdot \ln\left(\frac{r_a}{r_s}\right)] \quad (14-5)$$

فرض توزیع خطی فشار آب در ترکها (جریان لایه ای) فشار آب در مکان تسلیح برابر است با:

$$p_s = p_i - \frac{p_i - p_a}{r_a - r_i} (r_s - r_i) \quad (15-5)$$

که در اینجا u_{tot} تغییر شکل فشاری کلی پوشش بتنی ترک خورده، P_s فشار آب در موقعیت تسلیح و P_c فشار مکانیکی مرزی بین تسلیح و بتن است.

(ج) تغییر شکل سنگ

تغییر شکل شعاعی زون سنگی تاثیر یافته بوسیله نشت از تئوری اولیه جداره ضخیم بدست می آید که برابر است با:

$$u_s(r_a) = (p_a - b \cdot \rho_w \cdot g)C_1 - P_r(R) \cdot C_2 - (P_r(R) - \sigma_R(r_a)) \cdot C_3 \quad (16-5)$$

$$C_1 = \frac{r_a(1 + \vartheta_r)}{2E_r(1 - \vartheta_r)} \left[\frac{1 - 2\vartheta_r + \left(\frac{R}{r_a}\right)^2}{\left(\frac{R}{r_a}\right)^2 - 1} + (1 - 2\vartheta_r) \left(1 + \frac{1 - \vartheta_r}{\ln\left(\frac{R}{r_a}\right)} \right) \right] \quad (17-5)$$

۵

$$C_2 = \frac{r_a(1 + \vartheta_r)(1 - 2\vartheta_r)}{Er} \quad (18-5)$$

$$C_3 = \frac{r_a^3(1 + \vartheta_r)(1 - 2\vartheta_r + \left(\frac{R}{r_a}\right)^2)}{Er(R^2 - r_a^2)} \quad (19-5)$$

۵

شعاع خارجی زون سنگی تاثیر یافته بوسیله نشت که کوتاهترین مسیر عمودی جریان نشت روی تونل است برابر است با :

• تونل داخل سطح آب زیر زمینی : $R=b$

• تونل بالای سطح آب زیرزمینی : $R = a_b \cdot \ln\left(\frac{2}{p_l}\right)$ که $a_b = \frac{q}{K_r}$

در مورد چاه، حرکت جریان نشت آب طبق بخش ۵-۲-۳ در نظر گرفته می شود. فشار آب خارجی روی پوشش و فشار مرزی مکانیکی در داخل و خارج سطح زون سنگی تاثیر یافته تحت تاثیر جریان آب با

پارامتر $\sigma_r(r_a)$ و $P_r(R)$ نشان داده می شود جایگزاری این پارامترها در معادله (۱۶-۵) ضروری است. فشار وارده از طرف پوشش بتنی ترک خورده به صورت معادله (۲۰-۵) بدست می آید.

$$\sigma_r(r_a) = P_r(r_a) = 0.5(P_i - P_a) \left(1 + \frac{r_i}{r_a}\right) + P_c(r_s) \cdot \frac{r_s}{r_a} \quad (20-5)$$

فشار مرزی $P_r(R)$ بین زون سنگی موثر از نشست آب و عدم تاثیر نشست آب از شرایط دیگر سازگاری به صورت معادله (۲۱-۵) تعیین می شود:

$$P_r(R) = (P_a - b \cdot \rho_w \cdot g) \cdot C_4 + \sigma_r(r_a) \cdot C_5 \quad (21-5)$$

$$C_4 = \frac{1}{2(1 - \nu_r)} \left[\left(\frac{r_a}{R}\right)^2 + \frac{(R^2 - r_a^2)(1 - \nu_r)}{2R^2 \cdot \ln\left(\frac{R}{r_a}\right)} \right] \quad (22-5)$$

$$C_5 = \left(\frac{r_a}{R}\right)^2 \quad (23-5)$$

محاسبه معادلات (۲۴-۵) و (۲۵-۵)، تغییر شعاعی سنگ روی خارج پوشش بر طبق معادله (۲۰-۵) به شکل زیر در می آید:

$$\begin{aligned}
 U_r(r_a) = & (Pa - b \cdot \rho_w \cdot g)[C_1 - C_4(C_2 + C_3)] \\
 & + 0.5(P_i - P_a) \cdot \left(1 + \frac{r_i}{r_a}\right) \cdot [C_3 - C_5(C_2 + C_3)] \\
 & + P_C(r_s) \cdot \left(\frac{r_s}{r_a}\right) \cdot [C_3 - C_5(C_2 + C_3)]
 \end{aligned}
 \tag{۲۴-۵}$$

د) فشار بین تسلیح و بتن

با جایگذاری معادلات (۱۰-۵)، (۱۳-۵)، در شرایط سازگاری بدست آمده از معادله (۷-۵) فشار انتقالی تسلیح بتن را می‌تواند از معادله زیر بدست آورد:

$$P_C(r_s) = \frac{D_1}{D_2}
 \tag{۲۵-۵}$$

$$\begin{aligned}
 D_1 = & m \cdot \sigma_r(r_s) \cdot \left(\frac{r_s^2}{E_s} \cdot A_s\right) - U_{tot} - (Pa - b \cdot \rho_w \cdot g) \cdot [C_1 - C_4(C_2 + C_3)] \\
 & - 0.5(P_i - P_a) \cdot \left(1 + \frac{r_i}{r_a}\right) \cdot [C_3 - C_5(C_2 + C_3)]
 \end{aligned}$$

$$D_2 = m \cdot \frac{r_s^2}{E_s \cdot A_s} + \left[\frac{(1 - \nu_c^2)}{Ec}\right] r_s \cdot \ln\left(\frac{r_a}{r_s}\right) + \left(\frac{r_s}{r_a}\right) [C_3 - C_5(C_2 + C_3)]$$

۳-۵ عرض ترک‌ها در پوشش بتنی

بدون دانستن عرض ترکها در پوشش بتنی، افت فشار ناشی از جریان تراوش از میان پوشش است،

نمی‌توان با فرمول‌های بدست آمده در بخش ۵-۲-۴ محاسبه شود.

سوالی که در اینجا مطرح می‌شود این است که عرض و فاصله بندی ترکها چگونه از سیستم مسلح کننده بتن تاثیر می‌پذیرند. تلاش‌های زیادی، با استفاده از آزمایش‌های صورت گرفته با تیرهای مسلح و همچنین با استناد به قوانین و روابط تجربی در چسبندگی بتن و میله‌های فولادی، برای حل این مساله پیچیده صورت گرفته است و مشخص شده که متوسط فاصله بین ترکها، تابعی از تنش‌های القایی در سیستم مسلح کننده بتن در شرایط ایجاد ترک، مقاومت بتن، ناحیه تاثیر سیستم مسلح کننده بتن، ضخامت و فاصله میله‌های فولادی، پوشش بتنی و شرایط و چگونگی تماس بتن و میله‌های فولادی، است.

الف) تعیین عرض و فاصله بین ترکها

با استناد به مدل محاسباتی بیرکنمایر عرض و فاصله ترکها، تابعی از تنش‌های کششی در سیستم مسلح کننده و بتن و تنش‌های تماسی بین بتن و سیستم مسلح کننده آن است. با افزایش فاصله از ترک، تنش‌ها در سیستم مسلح کننده توسط تنش‌های تماسی بین سیستم مسلح کننده و بتن کاهش می‌یابد. کاهش تنش‌های فولاد بوسیله شرایط تعادل زیر بدست می‌آید [۶۸].

$$\sigma_s = \sigma_{s2} = \sigma_{s1} + \tau \left(\frac{d}{s} \right) \quad (26-5)$$

ماکزیمم تنش وارده به فولاد بین هر دو ترک سربهای اول داخل محدوده زیر قرار می‌گیرد:

$$0 < \sigma_{s1} < \beta_z \cdot \frac{Es}{Ec} \quad (27-5)$$

بنابراین اگر تنش در مرز بین فولاد - بتن دارای توزیع خطی باشد، در نتیجه توزیع تنش‌ها در آرماتور

فولادی بین دو ترک سهمی خواهد شد [۶۹]. بنابراین، پهنای ترک برابر است با :

$$(2a) = \frac{(\sigma_{s2} + \sigma_{s1})d}{3E_s} \quad (28-5)$$

بوسیله آزمایشات نشان داده شده است که تنش مرزی بین آرماتور-بتن با افزایش مقاومت فشاری بتن به طور خطی افزایش پیدا می کند [۶۹]. رابطه تجربی برای آرماتور با یک پروفیل سطح نرمال برابر است با:

$$\frac{\tau}{\beta_w} = 0.033 + 0.15a^{0.25} \quad (29-5)$$

به طوریکه $2a$ بر حسب میلیمتر است. ترک با فشار داخلی بحرانی شروع می شود و با استفاده از معادلات (۲۶-۵) تا (۲۹-۵) فاصله داری و پهنای سریهای اول ترکها بوسیله آزمون و خطا محاسبه می شود، سپس فشار داخلی آب باید افزایش یابد تا اینکه سری دوم ترکها تشکیل شود. زمانی این اتفاق می افتد که تنش در بین دو ترک بیشتر از مقاومت کششی بتن شود.

$$\sigma_{c1} = \frac{(\sigma_{s2} - \sigma_{s1})A_s}{A_c} < \beta_z \quad (30-5)$$

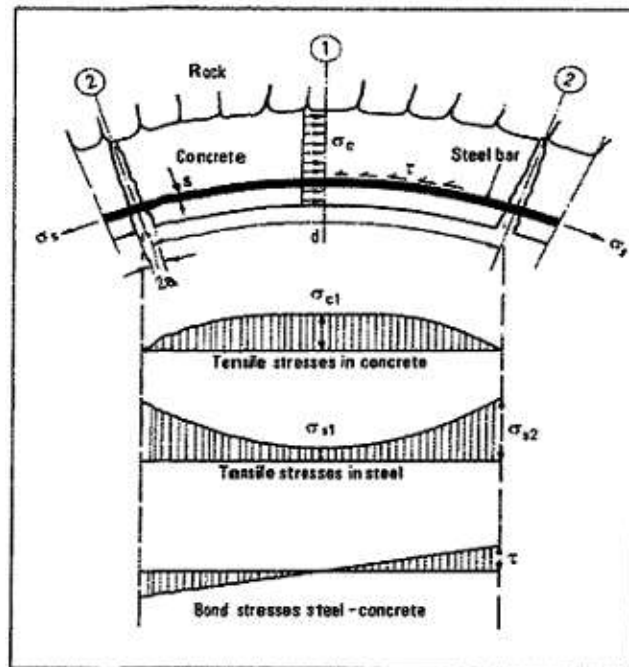
بعد از تشکیل سری اول ترکها، فاصله داری ترکها بدست آمده و پهنای ترکها به طور مستقیم از معادله (۲۸-۵) تعیین می گردد. باید توجه داشت که با هر سری جدید ترکها توزیع تنش در آرماتور و فاصله داری ترکها باید اصلاح شود (بوسیله تغییر فاکتور m و بدست آوردن فاصله داری) و نیز رابطه بین σ_{s1} و σ_{s2} بر اساس زیر فرض می شود:

• سری دوم ترکها $\sigma_{s1} = 0.5 \times \sigma_{s2}$

- سری سوم ترکها $\sigma_{s1} = 0.75 \times \sigma_{s2}$

- سری n ام ترکها $\sigma_{s1} = \sigma_{s2}$

در معادله (۵-۳۰)، منطقه بتن مساوی با کل مقطع نیست اما با زون تاثیر داده شده بوسیله تسلیح حلقوی که ماکزیمم ۷,۵ برابر قطر آرماتور خارج از تسلیح است بدست می آید.



شکل ۴-۵: پوشش بتن مسلح ترک خورده: تنش در تسلیح و بتن و نیز تنش برشی در آرماتور و بتن مطابق با روش اشلایس [۶۷]

۴-۵ مراحل اجرای برنامه محاسبات

بر پایه تئوری‌های ذکر شده در بخش‌های ۵-۲، ۴-۲-۵ و ۵-۲-۵ نشت آب، تنش‌ها در سیستم مسلح کننده بتن و عرض ترکها می‌توانند برای یک مقدار درصد مشخصی از سیستم مسلح کننده، محاسبه می‌شود، بنابراین مدل تحلیلی (بوسیله فاکتور کاهش m در معادلات (۵-۱۰) و (۵-۲۵) وقتی سری ترکها

تشکیل می‌شود باید تغییر داده شود. بنابراین بعد از تعیین فشار داخلی بحرانی با معادله (۱-۵) تا (۴-۵) روش محاسباتی پله به پله به صورت زیر پیشنهاد می‌شود:

فرض است که فشار آب خارجی از فشار آب داخلی کمتر است
محاسبه فشار انتقالی از تسلیح به بتن بوسیله معادله (۲۵-۵) و محاسبه معادلات (۱۲-۵)، (۱۴-۵)، (۱۶-۵)، (۱۷-۵)، (۱۸-۵)، (۲۲-۵) و (۲۳-۵)
تعیین تنش‌ها در تسلیح از معادله (۱۵-۵) با توجه به معادلات (۲۵-۵)
محاسبه پهنا و فاصله داری ترکها در پوشش برای سری اول ترکها از معادلات (۲۶-۵) تا (۲۷-۵) بوسیله صحیح و خطا و برای سری دوم ترکها و سریهای بعدی به‌طور مستقیم از معادله (۲۸-۵)

محاسبه فشار خارجی آب با استفاده از معادلات (۳-۵)، (۶-۵) یا (۷-۵) یا (۸-۵)
با فشار آب خارجی بدست آمده از بالا مراحل ۲ تا ۵ تکرار شده تا اینکه فشار آب خارجی ثابت باقی بماند.

افزایش فشار آب داخلی و کنترل تنش‌ها در بتن در مقطع بین دو ترک با معادله (۳۰-۵) تا زمانیکه تنش از مقاومت کششی بتن بیشتر شود، سری بعدی ترکها تشکیل شود.
دوباره مرحله ۱ تا ۶ را برای سری دوم ترکها و سریهای بعدی انجام خواهیم داد. بنابراین فاصله داری ترکها در هر مرحله نصف مرحله قبل خواهد شد و نیز فاکتور کاهش نیز بر طبق بخش ۵-۲-۴ قسمت (الف) افزایش می‌یابد.

تکرار مراحل فوق تا اینکه فشار داخلی مورد نظر بدست آید [۶۷].

فصل هشتم

طراحی پوشش نهایی تونل انحراف آب سد تختیاری

۶-۱ مقدمه

ساخت تونل‌های انتقال آب در نیروگاه‌های برقابی ضروری است. یکی از انواع تونل‌ها، تونل‌های انتقال آب هستند که امروزه در دنیا به لحاظ آبرسانی به شهرها یا مراکز صنعتی از اهمیت خاصی برخوردارند. تونل‌های انتقال آب را از لحاظ کاربری می‌توان به دو دسته تحت فشار و بدون فشار (جریان آزاد) طبقه بندی کرد.

تونل‌های تحت فشار، عمدتاً برای انتقال آب از مخازن سدها به محل نیروگاه های برقابی مورد استفاده قرار می‌گیرند. از تونل‌های تحت فشار که در کشور ایران در حال بهره برداری است می‌توان به تونل‌های تحت فشار نیروگاه های کرخه، کارون ۳، مسجد سلیمان، کارون ۴ و گتوند علیا اشاره کرد و همچنین تونل‌های تحت فشاری که هم اکنون در حال ساخت هستند، سدها و نیروگاه های سردشت، چم شیر، بختیاری و رودبار اشاره کرد. تونل‌های بدون فشار یا با جریان آزاد، عموماً برای مقاصد آبرسانی به شهرها و زمین‌های کشاورزی بکار می‌روند. از دیدگاه پایداری، طراحی این تونل‌ها با تونل‌های تحت فشار کاملاً متفاوت است و پایداری آنها بیشتر تحت عوامل طبیعی مانند ساختارهای زمین شناسی و جنس توده سنگ اطراف تونل، کنترل می‌شود. تونل انحراف آب سد بختیاری دارای فشار داخلی ۱۵۰ متر آب است. مهمترین مساله در طراحی تونل برای زمان بهره برداری، طراحی پوشش مناسب برای تونل‌های تحت فشار با در نظر گرفتن معیار محصور شدگی است. به منظور روشن شدن نیاز یا عدم نیاز پوشش و همچنین نوع پوشش ابتدا باید معیار محصور شدگی بررسی گردد.

۶-۲ طراحی پوشش تونل‌های آب بر

اجرای پوشش تونل‌ها و چاه‌های تحت فشار به دلایل زیر صورت می‌گیرد:

- نگهداری فضای احداث شده

- کنترل نشت جهت جلوگیری از افت فشار، بالا آمدن سطح آب زیر زمینی، ایجاد چشمه‌های سطحی جدید و زمین لغزش که به واسطه افزایش فشار منفذی و کاهش مقاومت برشی سنگ ایجاد می‌گردد.

- کاهش ناهمواری سطح تونل یا چاه و در نتیجه کاهش اصطکاک در مسیر آب
- جلوگیری از خرابی‌های ناشی از جریان که به دلیل فشار بالا می‌تواند مشکل ساز باشد
- جلوگیری از فرسایش سنگ که موجب شسته شدن و یا حل شدن مواد پرکننده و در نتیجه ناپایداری بلوک‌ها در محیط تونل و در امتداد دیوار و سقف تونل می‌شود. در مواردی که سنگ‌های اطراف تونل حاوی کانی‌های رس آماس پذیر باشد مشکلات بیشتری ایجاد می‌شود
- ایجاد پایداری برای توده سنگ درزه‌دار که هر گاه فشار آب زیرزمینی بیشتر از فشار آب داخل تونل باشد موجب شسته شدن مواد پرکننده درزه‌ها به داخل تونل و در نتیجه ناپایداری توده سنگ درزه دار اطراف تونل می‌گردد [۷۰].

- جلوگیری از بالا آمدن هیدرولیکی (جک هیدرولیکی)، در صورتی این اتفاق می‌افتد که فشار هیدرولیکی اعمال شده به توده سنگ بیشتر از تنش بر جای محیط باشد. بسته به تغییر شکل پذیری توده سنگ درزه‌های موجود در سنگ ممکن است باز شوند که ممکن است موجب جک هیدرولیکی توده بزرگی از سنگ اطراف تونل گردد. این پدیده می‌تواند در هر جهت و امتدادی (قایم، افقی و مایل) اتفاق بیافتد. عوامل موثر در تعیین امتداد و جهت آن، میزان تنش‌های برجا، امتداد درزه‌ها و نیز تغییر شکل پذیری توده سنگ اطراف تونل است. برای اینکه جک هیدرولیکی اتفاق نیافتد رابطه (۶-۱) و (۶-۲) باید برقرار باشد [۷۱].

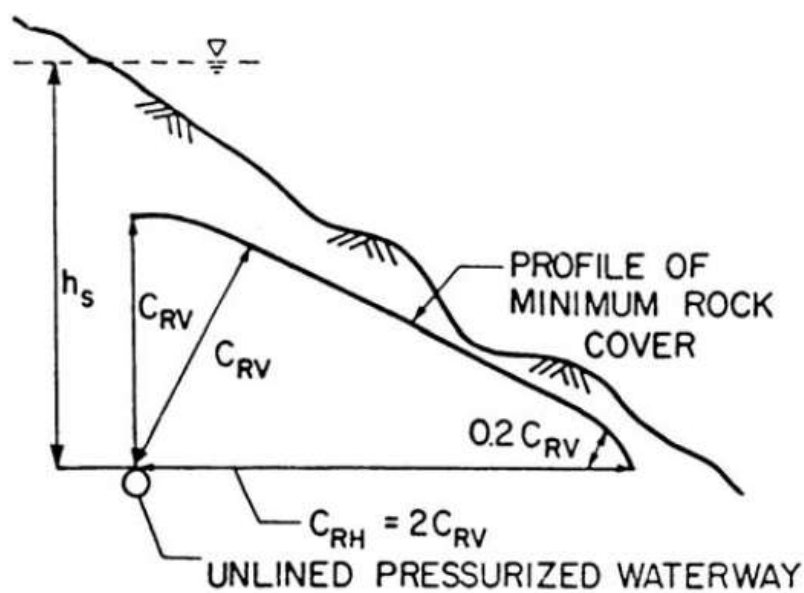
امروزه به لحاظ هزینه بر بدون آزمایش‌های ارزیابی هیدروژکینگ از روشها و معیارهای محصورشدگی که مهم‌ترین و کاربردی‌ترین آنها معیار اسنوی مانتین است. میزان پوشش عمودی (CRV) و افقی (CRH) مورد

نیاز طبق این معیار به صورت زیر بدست می‌آید [۷۲].

$$C_{RV} = \frac{h_s \times \gamma_w}{\gamma_R} \quad (۱-۶)$$

$$C_{RH} = 2 \times C_{RV} \quad (۲-۶)$$

که در آن h_s هد استاتیکی (متر) و γ_R وزن حجمی توده سنگ (نیوتن بر متر مربع) و γ_w وزن حجمی آب (نیوتن بر متر مربع) است.



شکل ۱-۶: معیار محدودیت اسنوی مانتین [۷۲]

بنابراین برای تونل انتقال آب سد بختیاری :

$$C_{RV} = \frac{h_s \times \gamma_w}{\gamma_R} = \frac{150 \times 1}{2.62} = 57.2$$

$$C_{RH} = 2 \times C_{RV} = 2 \times 57.2 = 114.5$$

با توجه به اینکه کمترین مقدار روباره در طول تونل ۱۵۰ متر است، پس نیازی به پوشش نفوذ ناپذیری در کل طول مسیر نیست.

۶-۳ انتخاب نوع پوشش

اولین مساله ای که در طراحی تونل‌های تحت فشار برای زمان بهره‌برداری بیان می‌شود، بررسی بدون پوشش بودن تونل در زمان بهره‌برداری است. شرایطی که باید در یک تونل تحت فشار موجود باشد تا بدون پوشش طراحی شود این است که علاوه بر رعایت معیار محصور شدگی (کفایت پوشان سنگی)، توده سنگ سالم و دارای کیفیت خوب باشد (معمولا $RMR > 70$) و همچنین سنگ دوام خوبی در مقابل آب داشته باشد.

در مورد این تونل اولین شرط یعنی معیارهای محصور شدگی در تمامی واحدهای سنگی برآورد می‌شود و امکان طراحی تونل بدون پوشش را تامین می‌کند. اما از آنجا که در بیشتر واحدهای سنگی میزان RMR کمتر از ۷۰ است، شرط دوم ارضا نمی‌شود. از سوی دیگر توده سنگ در برگیرنده تونل از آهک و آهک‌های مارنی تشکیل شده که به دلیل وجود مارن در مقابل آب دوام ندارند. بنابراین شرط سوم هم برآورده نمی‌شود. در نتیجه بحث در مورد تونل بدون پوشش در این تونل منتفی است [۷۳].

با تغییرات جنس سنگ در طول تونل، سیستم تقویت و نگهداری سنگ تغییر می‌کند که در بخش طراحی پوشش اولیه، این امر محقق شده است. این مساله در پوشش نهایی هم اجتناب ناپذیر است. با این تفاوت که در پوشش نهایی به علت ثابت بودن شعاع داخلی تونل، ضخامت بتن ثابت خواهد بود. پس برای تغییر در سیستم نگهداری می‌توان درصد آرماتور را تغییر داد.

۴-۶ طراحی پوشش بتن مسلح نفوذ پذیر

معمولا بتن مسلح بر این اساس طراحی می‌شود که فشار آب فقط بر روی سطح داخلی پوشش بتنی عمل می‌کند. این مورد با این فرض مطابقت می‌کند که از نظر استاتیکی پوشش محکم است ولی در حقیقت تحت فشار آب داخل تونل، نمی‌تواند کاملا بر واقعیت منطبق باشد و تراوش آب در داخل سنگ، ترکها را در پوشش بتنی توسعه خواهد داد [۷۴].

جهت طراحی پوشش بتن مسلح تونل انحراف آب مورد بحث از نظریه هیدرو مکانیکی اشلايس^۱ که در فصل پنجم توضیح داده شد استفاده شده است. در این روش هم اندرکنش مکانیکی سنگ و سازه و هم تاثیرات هیدرولیکی مد نظر قرار می‌گیرد. سپس با کنترل پارامترهایی نظیر تنش تسلیم در فولاد (۲۴۰ مگاپاسکال) و عرض ترک ایجاد شده در بتن (۰,۲ میلیمتر) جهت حصول حداقل ضریب ایمنی برابر با ۲ بهترین نسبت تسلیح و همچنین بهترین آرایش تسلیح با توجه به شرایط و ضوابط اجرایی معین می‌شود. با توجه به اینکه در طراحی اولیه که برای پوشش نهایی تونل انحراف آب انجام گرفته، ضخامت پوشش بتنی ۶۰ سانتی متر در نظر گرفته شده است، بنابراین محاسبات پوشش نهایی در ضخامت ۶۰ سانتی متر انجام گرفته است.

۵-۶ محاسبات پوشش بتن مسلح نفوذ پذیر

در مورد تونل آب بر پایینی با استفاده از روش پوشش بتن مسلح نفوذ پذیر که در فصل پنجم توضیح داده شده است، بیشترین مقادیر تنش در آرماتور و عرض ترکها به ازای فشار داخل تونل (۱۵۰ متر هد آب) محاسبه شد. پارامترهای مورد نیاز در طراحی پوشش بتنی تونل انحراف آب سد بختیاری با روش اشلايس در جدول ۱-۶ آمده است.

^۱ schleiss

جدول ۶-۱: پارمترهای مورد نیاز در طراحی پوشش بتنی مسلح تونل انحراف آب بختیاری [۲]

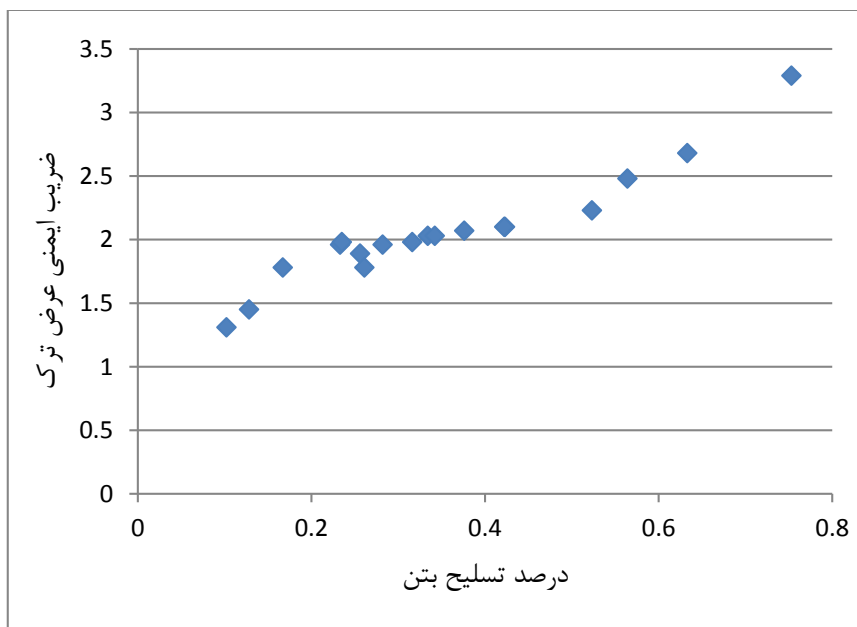
مقاومت فشاری بتن MPa	مقاومت کششی بتن MPa	نفوذ پذیری توده سنگ cm/s	نفوذ پذیری بتن cm/s	نسبت پواسن سنگ	نسبت پواسن بتن	مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ GPa	مدول تغییر شکل پذیری آرماتور GPa	مدول تغییر شکل پذیری بتن GPa	توده سنگ
25	1	5×10^{-6}	10^{-8}	0.18	0.2	8.3	200	20	Sv2
25	1	5×10^{-6}	10^{-8}	0.21	0.2	7.8	200	20	Sv3
25	1	3×10^{-3}	10^{-8}	0.2	0.2	5.8	200	20	Sv3 D
25	1	5×10^{-6}	10^{-8}	0.2	0.2	8.3	200	20	Sv4
25	1	5×10^{-6}	10^{-8}	0.2	0.2	15.1	200	20	Sv5
25	1	5×10^{-6}	10^{-8}	0.2	0.2	8.3	200	20	Sv6
25	1	3×10^{-5}	10^{-8}	0.23	0.2	4.4	200	20	Sv7

۶-۶ طراحی پوشش نهایی تونل انحراف آب در سنگ SV5

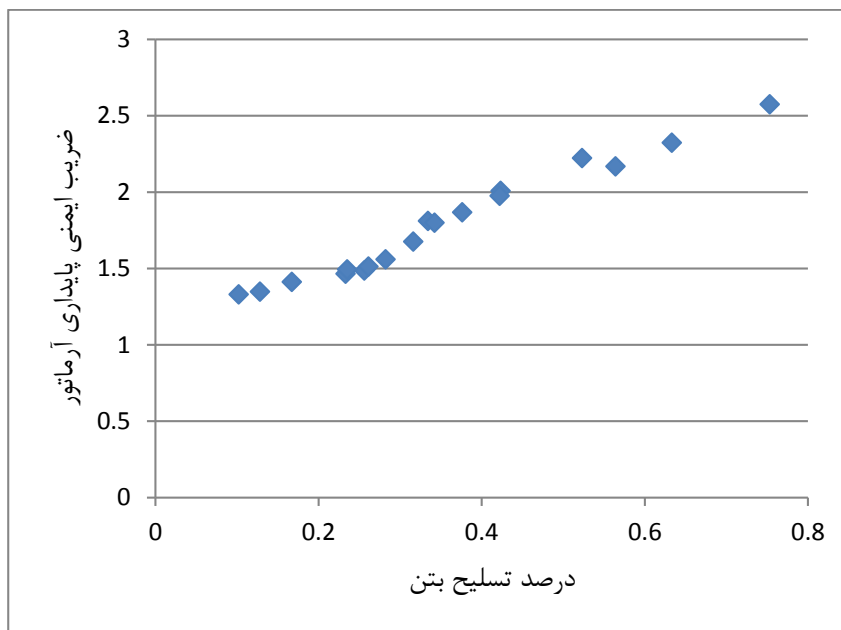
با توجه به محاسبات انجام شده برای توده سنگ مقاوم SV5 که اطلاعات آن در جدول ۶-۷ آمده است، با افزایش درصد تسلیح بتن عرض ترک کم می‌شود. همچنین با افزایش درصد تسلیح فشار وارده بر آرماتور نیز کاهش خواهد یافت در جدول ۶-۲ آرایش‌های که در آن ضریب ایمنی عرض ترک و ضریب ایمنی پایداری آرماتور می‌شود آمده است. با توجه به ملاحظات اقتصادی، هر چه درصد آرماتور کمتر باشد هزینه اجرای پوشش نهایی کاهش خواهد یافت لذا کمترین درصد تسلیح که شرایط ایمنی را تامین خواهد کرد، ۰,۳۴۲ درصد با آرماتور ۲۰ میلیمتر و فاصله ۱۵ سانتی متر خواهد بود که معادل ۷۱۷,۵ کیلوگرم فولاد در یک متر تونل و ۲۲,۷۲ کیلوگرم بر تن بتن است.

جدول ۶-۲: آرایش‌های تامین کننده ضریب ایمنی عرض ترک و مقاومت آراماتور در سنگ SV5

قطر آراماتور	فاصله آراماتور	درصد حجمی تسلیح	ضریب ایمنی عرض ترک	ضریب ایمنی مقاومت آراماتور
۱۸	۱۰	۰,۴۲۳	۲,۳۰	۲,۲۲
۲۰	۱۰	۰,۵۲۳	۲,۴۶	۲,۴۶
۲۰	۱۵	۰,۳۴۲	۲,۲۳	۱,۹۹
۲۲	۱۰	۰,۶۳۳	۲,۹۴	۲,۵۷
۲۲	۱۵	۰,۴۲۲	۲,۳	۲,۱۹
۲۴	۱۰	۰,۷۵۳	۳,۶۵	۲,۸۵
۲۴	۱۵	۰,۵۶۴	۲,۷۵	۲,۴۰
۲۴	۲۰	۰,۳۷۶	۲,۲۸	۲,۰۷



شکل ۶-۲: نمودار ضریب ایمنی عرض ترک نسبت به درصد تسلیح بتن



شکل ۶-۳: نمودار ضریب ایمنی پایداری آرماتور نسبت به درصد تسلیح بتن

۶-۷ طراحی پوشش نهایی تونل انحراف آب در سنگ‌های SV7 و SV3D

به طور مشابه برای توده سنگ SV3D و SV7 محاسبات تئوری اشلایس انجام شده است و با ۴ بار ترک خوردن بتن مقادیر تنش در آرماتور، عرض ترک و ضرایب ایمنی نیز بدست آمد و اطلاعات آن در جدول ۶-۶ آمده است. با توجه به نتیجه محاسبات انجام شده کمترین درصد تسلیح که ضریب ایمنی ۲ را برای عرض ترک و تنش ایجاد شده در آرماتور را تامین می‌کند، آرایشی با ۰,۶۳۳ درصد تسلیح و آرماتور ۲۲ میلیمتر با فاصله ۱۰ سانتی متر است که معادل ۱۳۲۵,۸ کیلوگرم فولاد در یک متر تونل و ۴۱,۹۹ کیلوگرم بر تن بتن است. سنگ SV7 و SV3D دارای مدول تغییر شکل پذیری کمتر و نفوذ پذیری

بیشتری نسبت به سنگ SV5 است. لذا به درصد تسلیح بیشتری نیاز دارد.

جدول ۳-۶: آرایش‌های تامین کننده ضریب ایمنی عرض ترک و مقاومت آرماتور در سنگ SV3D و SV7

ضریب ایمنی-مقاومت آرماتور	ضریب ایمنی عرض ترک	درصد تسلیح	فاصله آرماتور	قطر آرماتور
۲,۰۱	۲,۳۵	۰,۶۳۳	۱۰	۲۲
۲,۲۳	۲,۸۹	۰,۷۵۳	۱۰	۲۴

۶-۸ طراحی پوشش نهایی تونل انحراف آب در سنگ‌های SV2, SV3, SV4 و SV6

برای سنگ‌های SV4, SV3, SV2 و SV6 با توجه به نزدیک بودن مقدار مدول تغییر شکل پذیری و میزان نفوذ پذیری محاسبات یکسانی با مدول تغییر شکل پذیری متوسط انجام شده است. نتایج محاسبات انجام شده در جدول ۴-۶ آمده است. در جدول ۴-۶ آرایش‌های که در آن ضریب ایمنی عرض ترک و ضریب ایمنی پایداری آرماتور تامین شده آمده است. با توجه به جدول ۴-۶ کمترین درصد تسلیح که نیازهای ایمنی را تامین می‌کند ۰,۴۲۳ درصد است که دارای آرایشی با میلگرد ۱۸ میلی‌متر و فاصله ۱۰ سانتی متر است که معادل ۸۹۵,۸ کیلوگرم فولاد در یک متر طول و ۲۸,۳۲ کیلوگرم بر تن بتن است.

جدول ۴-۶: آرایش‌های تامین کننده ضریب ایمنی عرض ترک و مقاومت آرماتور در سنگ SV2, SV3, SV4 و SV6

ضریب ایمنی مقاومت آرماتور	ضریب ایمنی عرض ترک	درصد تسلیح	فاصله آرماتور (سانتی متر)	قطر آرماتور (میلی‌متر)
۲	۲,۱	۰,۴۲۳	۱۰	۱۸
۲,۲۲	۲,۲۳	۰,۵۲۳	۱۰	۲۰
۲,۳۲	۲,۶۸	۰,۶۳۳	۱۰	۲۲
۲,۵۷	۳,۲۹	۰,۷۵۳	۱۰	۲۴
۲,۱۶	۲,۴۸	۰,۵۶۴	۱۵	۲۴

جدول ۵-۶: مقادیر فشار ایجاد ترک، عرض ترک، تنش وارده به آرماتور و ضریب ایمنی آنها در درصدهای مختلف تسلیح در

سنگ SV2,SV3,SV4 &SV6

ضریب ایمنی پایدار آرماتور	بیشترین تنش آرماتور (MPa)	ضریب ایمنی عرض ترک	بیشترین عرض ترک (mm)	فشار ایجاد اولین ترک (MPa)	فشار ایجاد اولین ترک (MPa)	فشار ایجاد اولین ترک (MPa)	فشار ایجاد اولین ترک (MPa)	درصد تسلیح	فاصل آرماتور (cm)	قطر آرماتور (mm)	ضخامت بتن (cm)
۱,۳۲	۱۸۰,۵	۱,۳۱	۰,۱۵۱	۲,۶۷	۱,۸۸	۰,۹۸	۰,۲۷	۰,۱۰۲	۲۵	۱۴	۶۰
۱,۳۴	۱۷۸,۱	۱,۴۵	۰,۱۳۶	۲,۳۱	۱,۷۸	۰,۹۴	۰,۲۴	۰,۱۲۸	۲۰	۱۴	۶۰
۱,۴۸	۱۶۱,۵	۱,۸۹	۰,۱۰۵	۱,۶۷	۱,۴۱	۰,۷۵	۰,۲۱	۰,۲۵۶	۱۰	۱۴	۶۰
۱,۸۱	۱۳۲,۵	۲,۰۳	۰,۰۹۸	۱,۴۸	۱,۳۸	۰,۷۱	۰,۲۰	۰,۳۳۴	۱۰	۱۶	۶۰
۱,۴۶	۱۶۳,۸	۱,۹۶	۰,۱۰۱	۱,۵۳	۱,۴۲	۰,۷۵	۰,۲۰	۰,۲۳۳	۱۵	۱۶	۶۰
۱,۴۱	۱۷۰	۱,۷۸	۰,۱۱۱	۱,۸۶	۱,۴۴	۰,۸۴	۰,۲۳	۰,۱۶۷	۲۰	۱۶	۶۰
۱,۴۹	۱۶۰,۷	۱,۹۸	۰,۱۰۰	۱,۴۸	۱,۴۳	۰,۷۵	۰,۲۰	۰,۲۳۵	۲۵	۱۸	۶۰
۱,۵۵	۱۵۳,۹	۱,۹۶	۰,۱۰۱	۱,۵۰	۱,۴۵	۰,۷۵	۰,۲۰	۰,۲۸۲	۱۵	۱۸	۶۰
۲,۰۰	۱۱۹,۵	۲,۱۰	۰,۰۹۵	۱,۴۲	۱,۳۳	۰,۷۰	۰,۱۹	۰,۴۲۳	۱۰	۱۸	۶۰
۲,۲۲	۱۰۸	۲,۲۳	۰,۰۸۹	۱,۳۰	۱,۲۵	۰,۶۸	۰,۱۹	۰,۵۲۳	۱۰	۲۰	۶۰
۱,۷۸	۱۳۳,۴	۲,۰۳	۰,۰۹۸	۱,۴۵	۱,۳۹	۰,۷۳	۰,۲۰	۰,۳۴۲	۱۵	۲۰	۶۰
۱,۵۱	۱۵۸,۷	۱,۷۸	۰,۱۱۱	۱,۸۶	۱,۴۴	۰,۷۵	۰,۲۳	۰,۲۶۱	۲۰	۲۰	۶۰
۲,۳۲	۱۰۳,۳	۲,۶۸	۰,۰۷۴۴	۱,۰۹	۱,۰۴	۰,۵۶	۰,۱۶	۰,۶۳۳	۱۰	۲۲	۶۰
۱,۹۷	۱۲۱,۵	۲,۱۰	۰,۰۹۵۱	۱,۴۲	۱,۳۳	۰,۷۰	۰,۱۹	۰,۴۲۲	۱۵	۲۲	۶۰
۱,۶۷	۱۴۳,۲	۱,۹۸	۰,۱۰۰	۱,۵۰	۱,۴۰	۰,۷۳	۰,۲۳	۰,۳۱۶	۲۰	۲۲	۶۰
۲,۵۷	۹۳,۲	۳,۲۹	۰,۰۶۰	۰,۹۰	۰,۷۶	۰,۵۲	۰,۱۴	۰,۷۵۳	۱۰	۲۴	۶۰
۲,۱۶	۱۱۰,۷	۲,۴۸	۰,۰۸۰	۱,۱۶	۱,۱۳	۰,۶۲	۰,۱۷	۰,۵۶۴	۱۵	۲۴	۶۰
۱,۸۶	۱۲۸,۵	۲,۰۷	۰,۰۹۶	۱,۴۰	۱,۳۵	۰,۷۴	۰,۲۰	۰,۳۷۶	۲۰	۲۴	۶۰

جدول ۶-۶: مقادیر فشار ایجاد ترک، عرض ترک، تنش وارده به آرماتور و ضریب ایمنی آنها در درصدهای مختلف تسلیح در

سنگ SV3 Disturbed & SV7

ضریب ایمنی پایداری آرماتور	بیشترین تنش آرماتور (MPa)	ضریب ایمنی عرض ترک	بیشترین عرض ترک (mm)	فشار ایجاد اولین ترک (MPa)	فشار ایجاد اولین ترک (MPa)	فشار ایجاد اولین ترک (MPa)	فشار ایجاد اولین ترک (MPa)	درصد تسلیح	فاصل آرماتور (cm)	قطر آرماتور (mm)	ضخامت بتن (cm)
۱,۱۵	۲۰۷	۱,۱۴۷	۰,۱۷۴	۳,۰۵۸	۲,۱۵۳	۱,۱۲۲	۰,۳۰۹	۰,۱۰۲	۲۵	۱۴	۶۰
۱,۱۶	۲۰۵	۱,۲۷۳	۰,۱۵۷	۲,۶۴۶	۲,۰۳۹	۱,۰۷	۰,۲۷۴	۰,۱۲۸	۲۰	۱۴	۶۰
۱,۲۸	۱۸۶	۱,۶۴۹	۰,۱۲۱	۱,۹۱۳	۱,۶۱۵	۰,۸۴۹	۰,۲۴۰	۰,۲۵۶	۱۰	۱۴	۶۰
۱۵۷	۱۵۲	۱,۷۶۷	۰,۱۱۳	۱,۶۹۵	۱,۵۸۱	۰,۸۱۹	۰,۲۲۹	۰,۳۳۴	۱۰	۱۶	۶۰
۱,۲۷	۱۸۸	۱,۱۷۵	۰,۱۱۶	۱,۷۵۲	۱,۶۲۶	۰,۸۵۰	۰,۲۲۸	۰,۲۳۳	۱۵	۱۶	۶۰
۱,۲۲	۱۹۵	۱,۵۶۲	۰,۱۲۸	۲,۱۳۰	۱,۶۴۹	۰,۹۶۲	۰,۲۶۳	۰,۱۶۷	۲۰	۱۶	۶۰
۱,۲۹	۱۸۵	۱,۷۰۹	۰,۱۱۷	۱,۷۰۱	۱,۶۳۸	۰,۸۵۷	۰,۲۲۷	۰,۲۳۵	۲۵	۱۸	۶۰
۱,۳۵	۱۷۷	۱,۶۹۴	۰,۱۱۸	۱,۷۱۸	۱,۶۶۱	۰,۸۵۶	۰,۲۲۸	۰,۲۸۲	۱۵	۱۸	۶۰
۱,۷۴	۱۳۷	۱,۸۳۴	۰,۱۰۹	۱,۶۲۶	۱,۵۲۳	۰,۸۰۵	۰,۲۱۷	۰,۴۲۳	۱۰	۱۸	۶۰
۱,۹۲	۱۲۴	۱,۹۶۰	۰,۱۰۲	۱,۴۸۹	۱,۴۳۲	۰,۷۷۹	۰,۲۱۷	۰,۵۲۳	۱۰	۲۰	۶۰
۱,۵۶	۱۵۳	۱,۷۹۶	۰,۱۱۳	۱,۶۶۱	۱,۵۹۲	۰,۸۳۱	۰,۲۲۷	۰,۳۴۲	۱۵	۲۰	۶۰
۱,۳۱	۱۸۲	۱,۵۶۲	۰,۱۲۸	۲,۱۳	۱,۶۴۹	۰,۸۵۹	۰,۲۶۵	۰,۲۶۱	۲۰	۲۰	۶۰
۲,۰۱	۱۱۹	۲,۳۵۲	۰,۰۸۵	۱,۲۴۸	۱,۱۹۱	۰,۶۴۱	۰,۱۸۳	۰,۶۳۳	۱۰	۲۲	۶۰
۱,۷۱	۱۴۰	۱,۸۳۴	۰,۱۰۹	۱,۶۲۶	۱,۵۲۸	۰,۸۰۱	۰,۲۱۷	۰,۴۲۲	۱۵	۲۲	۶۰
۱,۴۵	۱۶۵	۱,۷۳۹	۰,۱۱۵	۱,۷۱۰	۱,۶۰۳	۰,۸۳۶	۰,۲۶۳	۰,۳۱۶	۲۰	۲۲	۶۰
۲,۲۳	۱۰۷	۲,۸۹۸	۰,۰۶۹	۱,۰۳۱	۰,۸۷۰	۰,۵۹۵	۰,۱۶۲	۰,۷۵۳	۱۰	۲۴	۶۰
۱,۸۸	۱۲۷	۲,۱۶۶	۰,۰۹۲۳	۱,۳۲۸	۱,۲۹۴	۰,۷۰	۰,۱۹۴	۰,۵۶۴	۱۵	۲۴	۶۰
۱,۶۲	۱۴۸	۱,۸۱۸	۰,۱۱۰	۱,۶۰۳	۱,۵۴۶	۰,۸۴۷	۰,۲۲۷	۰,۳۷۶	۲۰	۲۴	۶۰

جدول ۶-۷: مقادیر فشار ایجاد ترک، عرض ترک، تنش وارده به آرماتور و ضریب ایمنی آنها در درصدهای مختلف تسلیح در

سنگ SV5

ضخامت بتن (cm)	قطر آرماتور (mm)	فواصل آرماتور (cm)	درصد تسلیح	فشار ایجاد ترک اولین (MPa)	فشار ایجاد ترک اولین (MPa)	فشار ایجاد ترک اولین (MPa)	فشار ایجاد ترک اولین (MPa)	بیشترین عرض ترک (mm)	ضریب ایمنی عرض ترک	بیشترین تنش آرماتور (MPa)	ضریب ایمنی پایداری آرماتور
۶۰	۱۴	۲۵	۰,۱۰۲	۰,۲۴۶	۰,۹۴۲	۱,۷۵۷	۲,۵۹۴	۰,۱۳۷	۱,۴۵	۱۶۲,۶	۱,۴۷
۶۰	۱۴	۲۰	۰,۱۲۸	۰,۲۱۸	۰,۹۰۴	۱,۶۶۳	۲,۲۴۴	۰,۱۲۴	۱,۶۱	۱۶۰,۴	۱,۴۹
۶۰	۱۴	۱۰	۰,۲۵۶	۰,۱۹۱	۰,۷۲۱	۱,۳۱۸	۱,۶۲۲	۰,۰۹۵	۲,۰۸	۱۴۵,۵	۱,۶۴
۶۰	۱۶	۱۰	۰,۳۳۴	۰,۱۸۲	۰,۶۸۲	۱,۲۹۰	۱,۴۳۸	۰,۰۸۹	۲,۲۳	۱۱۹,۳	۲,۰۱
۶۰	۱۶	۱۵	۰,۲۳۳	۰,۱۸۲	۰,۷۲۱	۱,۳۲۷	۱,۴۸۶	۰,۰۹۲	۲,۱۷	۱۴۷,۵	۱,۶۲
۶۰	۱۶	۲۰	۰,۱۶۷	۰,۲۰۹	۰,۷۲۱	۱,۳۴۶	۱,۸۰۷	۰,۱۰۱	۱,۹۷	۱۵۳,۱	۱,۵۶
۶۰	۱۸	۲۵	۰,۲۳۵	۰,۱۸۲	۰,۸۰۷	۱,۳۳۶	۱,۴۳۸	۰,۰۹۲	۲,۱۷	۱۴۴,۷	۱,۶۵
۶۰	۱۸	۱۵	۰,۲۸۲	۰,۱۸۲	۰,۷۲۱	۱,۳۵۵	۱,۴۵۷	۰,۰۹۰	۲,۱۷	۱۳۸,۶	۱,۷۳
۶۰	۱۸	۱۰	۰,۴۲۳	۰,۱۷۳	۰,۶۷۳	۱,۲۴۳	۱,۳۷۹	۰,۰۸۶	۲,۳۰	۱۰۷,۶	۲,۲۲
۶۰	۲۰	۱۰	۰,۵۲۳	۰,۱۷۳	۰,۶۵۳	۱,۱۶۸	۱,۲۶۳	۰,۰۸۱	۲,۴۶	۹۷,۳	۲,۴۶
۶۰	۲۰	۱۵	۰,۳۴۲	۰,۱۸۲	۰,۷۰۲	۱,۲۹۹	۱,۴۰۹	۰,۰۸۹	۲,۲۳	۱۲۰,۱	۱,۹۹
۶۰	۲۰	۲۰	۰,۲۶۱	۰,۲۰۹	۰,۷۲۱	۱,۳۴۶	۱,۸۰۷	۰,۱۰۱	۱,۹۷	۱۴۲,۹	۱,۶۷
۶۰	۲۲	۱۰	۰,۶۳۳	۰,۱۴۵	۰,۵۳۸	۰,۹۷۲	۱,۰۵۹	۰,۰۶۷	۲,۹۴	۹۳	۲,۵۷
۶۰	۲۲	۱۵	۰,۴۲۲	۰,۱۷۳	۰,۶۷۳	۱,۲۴۳	۱,۳۷۹	۰,۰۸۶	۲,۳	۱۰۹,۴	۲,۱۹
۶۰	۲۲	۲۰	۰,۳۱۶	۰,۲۰۹	۰,۷۰۲	۱,۳۰۸	۱,۴۵۷	۰,۰۹۱	۲,۱۹	۱۲۹	۱,۸۶
۶۰	۲۴	۱۰	۰,۷۵۳	۰,۱۲۷	۰,۵۰۰	۰,۷۱۰	۰,۸۷۴	۰,۰۵۴	۳,۶۵	۸۳,۹	۲,۸۵
۶۰	۲۴	۱۵	۰,۵۶۴	۰,۱۵۵	۰,۵۹۶	۱,۰۵۶	۱,۱۲۷	۰,۰۷۲	۲,۷۴	۹۹,۷	۲,۴۰

۶-۹ نتیجه گیری

با مقایسه جدول‌های ارایه شده، نتایج زیر حاصل شد:

- در شرایط یکسان از لحاظ قطر میلگرد، عرض ترک و تنش ایجاد شده در سیستم تسلیح داخل تونل افزایش خواهد یافت.
- در شرایط یکسان از لحاظ فواصل میگرد، با افزایش قطر میلگرد، فشار ایجاد ترکها (به غیر از سری

اول ترکها)، عرض ترک و تنش ایجاد ترک کاهش می‌یابد.

مناسب ترین پوشش دائمی برای تونل آب بر، بر اساس معیار محدودیت عرض ترک، درصد تسلیح و تنش وارده به سیستم تسلیح، بتن مسلح با ضخامت ۶۰ سانتیمتر در سنگ SV5 با ۰,۳۴۲ درصد حجمی فولاد بر بتن با آرماتور ۲۰ میلیمتر و فاصله ۱۵ سانتی متر که معادل ۷۱۷,۵ کیلوگرم فولاد بر متر تونل یا ۲۲,۷۲ کیلوگرم فولاد بر تن بتن محاسبه شده است. در سنگ‌های SV3 D و SV7 آرایشی با ۰,۶۳۳ درصد حجمی فولاد بر بتن و آرماتور ۲۲ میلیمتر با فاصله ۱۰ سانتی متر است که معادل ۱۳۲۵,۸ کیلوگرم فولاد بر متر تونل یا ۴۱,۹۹ کیلوگرم فولاد بر تن بتن محاسبه شده است. و در سنگ‌های SV2, SV3, SV4 و SV6 با ۰,۴۲۳ درصد حجمی فولاد بر بتن است که دارای آرایشی با میلگرد ۱۸ میلیمتر و فاصله ۱۰ سانتی متر است که معادل ۸۹۵,۸ کیلوگرم فولاد بر متر تونل یا ۲۸,۳۲ کیلوگرم فولاد بر تن بتن محاسبه شده است.

فصل، مضمون

نتیجہ گیری و پیشہ اداوات

۱-۷ نتیجه گیری

برای بررسی و بهینه سازی درصد تسلیح بتن در تونل انحراف آب س بختیاری با استفاده از نرم افزار $FLAC^{2D}$ تونل های انحراف آب شبیه سازی و میزان جابجایی های رخ داده در دیواره تونل محاسبه شده است. بر این اساس جابجایی های رخ داده در دیواره تونل کمتر از میزان جابجای بحرانی ساکورائی محاسبه شده است. به منظور جلوگیری از لغزش گوه ای و هوازدگی دیواره تونل شبکه ای از پیچ سنگ با قطر ۲۵ میلیمتر و شاتکریت به عنوان سیستم نگهداری اولیه برای تونل های اولیه طراحی شده است که اطلاعات آن در جدول ۱-۷ آمده است.

جدول ۱-۷ : سیستم نگهداری اولیه تونل های انحراف آب سد بختیاری

نوع سنگ	موقعیت	الگوی پیچ سنگ دوغابی	شاتکریت
SV2 & SV3	تونل پایین	طول ۴ متر و شبکه $۲/۵ \times ۲/۵$	۱۰ سانتیمتر با توری فلزی
	تونل بالا	در دیواره طول ۴ متر و در طاق ۵ متر و شبکه $۲/۵ \times ۲/۵$	۱۰ سانتیمتر با توری فلزی
SV4 & SV5	تونل پایین	طول ۴ متر به صورت موضعی	۱۰ سانتیمتر بدون توری فلزی
	تونل بالا	طول ۴ متر با شبکه ۳×۳ در دیواره و در طاق به صورت موضعی	۱۰ سانتیمتر بدون توری فلزی
SV6 & SV7	تونل پایین	طول ۴ متر به صورت موضعی در طاق و شبکه ۳×۳ در دیواره	۱۰ سانتیمتر بدون توری فلزی
	تونل بالا	طول ۴ متر به صورت موضعی در طاق و شبکه ۳×۳ در دیواره	۱۰ سانتیمتر بدون توری فلزی
SV3 Disturbed	تونل پایین	طول ۴ متر با شبکه $۲/۵ \times ۲/۵$	۱۰ سانتیمتر با توری فلزی
	تونل بالا	طول ۴ متر در طاق و طول ۵ متر در دیواره با شبکه $۲/۵ \times ۲/۵$	۱۰ سانتیمتر با توری فلزی

در تونل تحت فشار تراوش آب از پوشش بتنی موجب تغییر عرض ترکها در پوشش و در نهایت افزایش نفوذپذیری پوشش می گردد. در نتیجه در اثر افزایش فشار آب داخل تونل، آرایش و توزیع ترکها و به تبع آن توزیع تنشها در سیستم تسلیح پوشش بتنی تغییر می کند. در تئوری اشلائیس تاثیر متقابل هیدرومکانیکی این پدیده بررسی شده است. طراحی پوشش بتن مسلح تونل پایینی سد بختیاری بر مبنای

معیار محدودیت عرض ترک‌های ایجاد شده در پوشش و تنش وارده بر سیستم تسلیح به ازای ۱۵۰ متر هد آب انجام شده است. در نهایت با محاسبات انجام شده با روش اشلایس، درصد تسلیح بتن در سنگ‌های ضعیف، متوسط و قوی به ترتیب ۰/۶۳، ۰/۴۲ و ۰/۳۲ برآورد شده است که اطلاعات کامل آن در جدول ۲-۷ نمایش داده شده است.

جدول ۲-۷: میزان فولاد محاسبه شده برای سنگ‌های تونل

وزن فولاد واحد طول (Kg/m)	درصد وزنی فولاد بر بتن (Kg/Ton)	درصد حجمی (بتن/فولاد)	نوع سنگ
۱۳۲۵/۸	۴۱/۹۹	۰/۶۳	SV3D& SV7
۸۹۵/۸	۲۸/۳۲	۰/۴۲	SV2,SV3, SV4,SV6
۷۱۷/۵	۲۲/۷۲	۰/۳۲	SV5

۲-۷ پیشنهادها

- برای دست یابی به نتایج تکمیل تر پیشنهاد می‌شود برای بررسی‌های بیشتر در مورد پوشش اولیه از نرم افزارهای مانند UDEC که بر مبنای روش اجزا مجزا توسعه داده شده‌اند و در آن محیط به صورت ناپیوسته فرض می‌شود استفاده شود.
- همچنین برای بررسی پوشش دائمی تونل می‌توان از روش اجزای محدود کننده به کمک نرم‌افزار ANSYS استفاده نمود.
- علاوه بر موارد فوق می‌توان جنبه‌های اجرایی و ملاحظات فنی و اقتصادی اجرای پوشش دائمی طراحی شده مورد بررسی قرار گرفته و با لحاظ کردن پارامترهای مختلف و آنالیز حساسیت، کارایی سیستم طراحی شده در مورد هر یک از سنگ‌ها صورت گیرد.

- [1] Ohtsu, H., Ohnishi, Y., Kamemura, k., . (1999). A study on problems associated with finite element excavation on analysis by the coupled method. *Int. J. Numer . anal . Meth. Geomech*, 1473-1492.
- [2] Yoo, C. (2005). Interaction between Tunneling and groundwater-Numerical Investigation using Three Dimensional Stress-Pore Pressure Coupled Analysis. *J. Geotech. Geoenviron. Eng*, 240-250.
- [3] Graziani, A. Boldini, D. (2012). Influence of Hydro-Mechanical Coupling on Tunnel Response in Clay. *Getech. Geoenviron. Eng*, 415-418.
- [4] Shin, J. H., Addenbrooke T.I., Potts D.M.,. (391-403). Anumerical study of the effect of groundwater movement on long-term tunnel behavior. *Geotechnique*, 2002.
- [5] Olumide, B a , Marence, M A. (2012). design of pressure hydropower plant Ermenk. *Int. J. Eng. Teh*.
- [6] Marence, M. (2008). Numerical Modelling and Design of pressure tunnels. In. *Hydro 2008, Slovenia*.
- [7] Kang, B. , Ming, X . , Juntao, C,. (2009). study on coupled seepage and stress field in the concrete lining of the under ground pipe with high water pressure . *Tunnel underg. Space Technol*.
- [8] Simanjuntak D. Y . F., Marence M., schleiaa a., MYNELT, A. E. (2012). Design of pressure tunnel using a finite element model. *The Internatsional Journal on Hydropower & Dam*, 98-105.
- [9] Timoshenko S. P., Goodier JN. (1982). *Theory of Elasticity*. NewYork: McGraw-Hill.
- [10] Hoek, E., Carranza.Torres,C.T, Corkum, b.,. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of the 5th north American Rock Mechanics Symposium*.
- [11] Brown, E.T., Bray, J.WLadany.B, . Hoek, E. (1983). Ground response curve for rock tunnels. *Journal of geotechnical engineering*, 15-39.

- [12] Wang, Y. (1996). Ground response of circular tunnel in poorly consolidated rock. *J. Geotech, Eng*, 703-708.
- [13] Carranza-torres, C., Fairhurst, C., . (1999). the elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the hoek-brown failure criterion. *Internasional journal of rock mechanics&mining science*, 77-80.
- [14]Sharan, s. (2003). Elastic-brittle-plastic analysis of circular openings in hoek-brown media. *Internasional journal of rock mechanics & Mining science*, 817-824.
- [15] Sharan, S. (2005). Exact and approximate solutions for displacements aroundcircular opening in elastic-brittle-plastic Hoek-brown rockmInternasional journal of rock mechanics&mining sciencen. *Internasional journal of rock mechanics & Mining science*, 542-549.
- [17] Park,K.h., Tontavanich, B., Lee, J.G., (2008). A simple procedure for ground response curve of circular tunnel in elastic-strain softening rock masses. *Tunneling and Underground Space Technology*, 23: 151-159.
- [18] Carranza-Torres, C. (2004). Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-brownfailure criteria. *INT. J. Rock Mech. Min. Sci*, 480-481.
- [19] Duncan arma, M E., Trueman,R., Crag, M. (1995). Two and three dimensionalelasto-plastic analysis forcoal pillar design and its application tohighwall mining. *Int. JRock Mech Min. Sci and Geomech*, 215-225
- [20] Alonso, E., Alejano, l.r., Varas, F., Fdez.Manin, G., Carranza-Torres, C. (2003). ground responce curvesfor masses exhibiting strain softening behaivior. *Int ,J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 1153-1185.
- [21] Guan, Z., Jiang, Y ., Tanabasi, Y. (2007). Ground reaction analyses in conventional tunneling ecxavation. *Tunnel. Undergr. Space Technol*, 230-237.
- [22] Fahimifar, A., Hedayat, A. R. (2010). elasto-plastic analysis in conventional tunneling excavation. *Proceedings of the institution of civil engineers*, 37-45.
- [23] Wang S., Yin, X., Tang, H., Ge, X.(2010). A new approach for analyzing circular tunnel in strain-softening rock masses.*Internasional Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 4, 170-178.

- [24] Lee, Y.K., Pietruszczak, S. (2008). A new numerical procedure for elasto-plastic analysis of a circular opening excavated in a strain-softening rock mass. *Tunnel tunneling and underground space technology*, 588-599.
- [25] Park, K-H., Kim, Y-J. (2006). Analytical solution for a circular opening in an elasto-brittle-plastic rock. *int. J. Rock Mech. Min. Sci*, 616-622.
- [26] Brown, E.T., Bray, J.W. (1982). Rock-support interaction calculations for pressure shafts and tunnels. *ISRM Symposium*, 555-565.
- [27] Bobet, A., Nam, S. W. (2006). Stress around pressure tunnel with semi-porous lining. *Rock Mech. Rock Eng*, 287-315.
- [28] Lee, I.M., Nam, S.W. (2001). The study of seepage forces acting on the tunnel lining and tunnel face in shallow tunnels. *Tunneling and Underground Space Technology*, 31-40.
- [29] Shin, J.H, Lee, I.M., and Shin Y.J. (2011). Elasto-Plastic seepage-induced stresses due to tunneling. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 1432-1450.
- [30] Shin, Y.J., Kim, B.M., Shin, J.H. and, Lee, I.M. (2010). The ground reaction curve of underwater tunnels considering seepage forces. *Tunneling and Underground Space Technology*, 315-324.
- [31] Bobet, A. (2003). Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. *Tunneling and underground space technology*, 377-393.
- [32] Bobet, A. (2010). Characteristic curves for deep circular tunnels in poroplastic rock. *Rock mechanics and rock Engineering*, 185-200.
- [33] Carranza-Torres, C., Zhao, J. (2009). Analytical and numerical study of the effect of water pressure on the mechanical response of cylindrical lined tunnels in elastic and elasto-plastic porous media. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 531-547.
- [34] Schleiss, A. (1986). *Design of Pervious Pressure Tunnel*. Water Power and Dam Construction.
- [35] Fernandez, G., Alvarez, T.A. (1994). seepage-induced effective stresses and water

pressures around pressure tunnels. *Journal of Geotechnical Engineering*, 108-128.

[36] Bobet, A., Nam, S. W. (2006). Stress around pressure tunnel with semi-porous lining. *Rock Mech. Rock Eng*, 287-315.

[37] Harr, M. (1962). *Groundwater and seepage*. New York: McGraw-Hill.

[38] Geological Report of Bakhtiyari Dam. Iran Water and Power Resourced Development Co, (2006).

[39] Final Report of Rock Mechanics of Bakhtiyari Dam. Iran Water and Power Resourced Development Co, (2007).

[41] Tatiya.R. "Surface and Underground Excavation , Methods .Techniques and Equipment" , Elsevier(2005).

[42] In-situ and Laboratory Rock Mechanics test of Bakhtiyari Dam. Iran Water and Power resourced Developmet Co, (2008)

[43] Sing .B , Goel R.K, "Rock Mass Classification ". University of Roorke India , published by Elsevier . (1999)

[44] Rajnish .K, Bhawani .S.G." Tunneling in Weak Rock. In *Geoengineering book Series*," Elsevier. (2006)

[45] Brady.BH.G, Brown.E.T, " *In Rock Mechanics for Underground Mining*" , Third edition. Springer, (2005)

[46] Kolymbas.D. , "Tunneling and Tunnel Mechanics A Rational Approach to Tunneling" . springer-Verlag Berlin Heidelberg,(2005).

[47] ROCKLAB Software, Internet Web Site: "www.Rockscience.com".(2003)

[48] Sakurai.s ."Lesson ;earned from Field Measurements" .Tunneling and Underground Space Technology,(1995).

[49] Poshi.I, Klebreger.J. "Geotechnical Risk in Rock Mass Characterization-A Concept". *Geotechnical Risk in Rock Tunnelin Portal*.(2004).

[51] Jing, L. (2003). *A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical*

modelling for rock mechanics and rock engineering. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 40(3), 283-353.

[53] Stille, H., & Palmström, A. (2008). *Ground behaviour and rock mass composition in underground excavations*. Tunnelling and Underground Space Technology, 23(1), 46-64.

[54] Zhou, P. (2014). *The Use of the Continuity Factor as a Tool to Represent Representative Elementary Volume in Rock Engineering Design*. Licentiate Thesis, Royal Institute of Technology (KTH) in Sweden.

[57] Itasca, FLAC Manual .Itasca Consulting.(2012)

[51] Jia, Y., " Numerical Modelling of Shaft Lining Stability." University of Nottingham , (2010).

[61] Hoek, E., "Tunnel support in weak rock" .Symposium of Sedimentary Rock Engineering (۱۹۹۸)

[62] Zulfu.G, Pranshoo, s , Musharraf , M. "empirical and numerical analyses of support requirements for a diversion tunnel at boztepe dam site" .engineering geology .(2008)

[63] Singh. B, Kumar. R. "Pressure on Lining Due to Initiel Stress Field by Finite Interface Element Method". Rock Mechanics and Rock Engineering . (1988)

[64] Singh. B, Kumar. R, Nayak. G.C, "Design Ceriteria for Plain Concrete Lining in Water and Power Tunnel" . Tunneling and Underground Space Technology . (1988)

[65] Jeager.c, "Rock Mechanics and Rock Engineering." Cambridge University Press, (1972)

[66] Singh. B, Kumar. R. "Design of Reinforced Concrete Lining in Pressure Tunnel,considering Thermal Effects and Jointed Rock". Tunneling and Underground Space Technology . (1990)

[67] Schleiss.A. "Design of Reinforced Concrete Linings of Pressure Tunnels and Shafts . Hydropower and Dam. (1997)

[68] Birkenmier.M "Evidence on the Use State" Swiss Engineer and Architect, NO 6 , (1983)

[69] Martin.H , Noakowski . P." Composite Behavior of Concrete Beams, Investigation on

the Basis of Pull". German Committee for Reinforced Concrete . (1981)

[72] Brekke T.L., Ripley B.D. "Design Guidelines For Pressure Tunnels And Shaft", University of California at Berkeley, Department of Civil Engineering Berkeley. California, (1987)

منابع فارسی

[40] سروش ، عباس . اسپندار ،رادین. (۱۳۷۷). مبانی ژئوتکنیکی تونلهای تحت فشار. چهارمین کنفرانس تونل ایران.

[50] حسینی س.، (۱۳۹۳)، بررسی تأثیر حفر تونل خط هفت متروی تهران بر پایداری تونل ابودر در محل تقاطع غیر هم سطح دو تونل با استفاده از روش های عددی، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[52] عبدالهی م.، (۱۳۹۳)، تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل حلزونی دسترسی به تاج سد بختیاری، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[55] کرمی، م. ابره، ب.، (۱۳۹۱)، آموزش کاربردی نرم افزار *FLAC 3D version4* (جهت استفاده مهندسين مکانیک سنگ، معدن، عمران و زمین شناسی مهندسی). اصفهان: جهاد دانشگاهی .

[56] میکاییل ر.، (۱۳۸۶)، تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل راه آهن کوهین محور قزوین – رشت، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[59] صدیقانی ، محمد حسین .نجم کاظمی، سعیدی ، علی. (۱۳۷۷). اندرکنش هیدرو مکانیکی توده سنگ دیواره و پوشش بتنی در تونلهای تحت فشار. چهارمین کنفرانس تونل ایران.

[60] گزارش زمین شناسی مهندسی -سیستم انحراف آب سد بختیاری (۲۰۰۷). شرکت توسعه منابع آب

و نیروی ایران.

[70] معارف وند. پرویز ، زارع . شکرالله. (۱۳۸۰). تحلیل پایداری و طراحی نگهداری تونلها با نرم افزار UDEC. مجموع مقالات پنجمین کنفرانس تونل ایران.

[71] منافی, احمد (۱۳۷۷). طراحی و تحلیل سه بعدی تونلهای تحت فشار با نگرش بر سیستم آبرسان سد گلدارلندر. دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس.

[73] همتیان.جمال. (۱۳۷۶). طراحی سیستم نگهداری در معادن

Abstract

Bakhtiari Dam is under construction on the Bakhtiari River that it's located in the Aligoudarz City in Lorestan province. The dam's diversion system is consisted of two tunnels. During tunnel construction, these tunnels is used as part of dam's water diversion system, and the other hand it's used as Bottom tripper or outlet after dam operation.

Three kind of rocks' strength category are existed in tunnel neighborhood (Weak, Medium, good strength). Reinforced concrete protection (lining) is final tunnel support system. According to constant lining thickness, the portion of steel (in lining) will be only variable in case of specifying level of lining strength.

According to providing tunnel stability, concrete protection (lining) and steel's portion reduction, level of reinforced concrete is specified in this thesis.

In the first step, rock (Tunnel Neighborhood) was classified by rock engineering classification methods. In next step, tunnels' stability analysis was done by empirical (RMR & Q) & Numerical (By using FLAC2D software) methods. Rock bolt (by 25 mm diameter) with shotcrete was purposed for primary tunnels' protection system.

Water leakage on concrete protection (lining) in under pressure tunnel was caused to change fractures' width on protection surface then increasing lining permeability. So Fractures' embellishment & distribution then stress distribution in reinforced concrete protection is changed by increasing water pressure. This phenomena's Hydro mechanical interplay effect was studied in Shlied theory. Bakhtiari Dam's underneath tunnel's reinforced concrete protection was designed based on existing fractures' width limitation criterion (in lining) and loaded stress on the protection system based on 150 meters water pressure. Finally, the level of reinforced concrete in 3 kind of rock types (Weak, Medium and Good) were predicted by Shlied method as below: Weak 0.63, Medium 0.42 and Good 0.32.

Key words: Diversion Tunnel,Reinfircment concrete lining, schliess teory, FLAC^{2D}



Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering

M.S.c Thesis In Extraction Mining Engineering

**Analysis And Optimization Of Diversion Tunnel's Reinforced Concrete
Lining In Bakhtiyari Dam.**

By : Javad Torkashvand Safaee

Supervisor:

Dr. Seyed mohhamad Smaeil Jalaly

Advisor:

Dr. Vahidreza Kalatjari

September 2016