به نام خدا

عنوان :

استانداردهای طراحی سازه ای برای تونل های آب بر

رشته مهندسی اکتشاف و استخراج

نام دانشجو:

نام استاد:

تاریخ ارائه:

۱۴۰۰/۰۰/۰۰

فصل اول :

مقدمه

سازه های زیرزمینی از جمله سازه های پیچیده مهندسی هستند که طراحی و روش های اجرای آنها دامنه بسیار وسیعی دارد . شاید تنوع این سازه ها از نظر شرایط محیطی قابل شمارش نیست، همان گونه که ویژگی های ژئومکانیکی و تنش های طبیعی برای دو نوع زمین فقط بر حسب تصادف می تواند یکسان و مشابه باشد. به همین سبب استاندارد کردن بارهای سنگ و کنش و اندرکنش سازندهای زمین شناسی با عناصر مهندسی که در ساختن این سازه ها به کار می روند و شامل حفاظت های موقت (و پوشش های دائم) می باشد مقدور نمی باشد.

به عنوان مثال ، مقایسه این سازه ها با سدها که بزرگت ترین سازه های مهندسی ساخته شده هستند، روشن می نماید که در سدها ناشناخته های طراحی منحصر به پی و تا اندازه ای رژیم های جریان رودخانه ها است در حالی که مصالح مورد استفاده کاملاً قابل کنترل بوده و شناخته شده هستند. با این حال در سدها، پی سد و چگونگی برخورد به مسائل آن، اثر بسیار عمده ای در تصمیم گیری های طراحی داشته و حتی نوع سازه سد را تعیین می کند. در سازه های زیرزمینی شامل تونل ها، مغارها و شفت ها ، ویژگی های ژئومکانیکی خاص مقاطع یا محدوده های زمین شناسی به سختی قابل تشخیص بوده و تعیین دقیق این ویژگی ها به جز هنگام حفاری های اجرایی معین نمی شود. به این ترتیب، بارهای وارد به سامانه و پایدار نگه داشتن مغار با

ضریب اطمینان کافی پس از رسیدن به لایه های زمین شناسی متفاوت و انجام آزمایش های لازم تعیین می شود.

دشواری های اشاره شده، سبب می شود که پروژه های متشکل از سازه های زیرزمینی نیازمند راهنمایی ها و دستورالعمل های تجربی و نظری باشد که طراحان مربوطه با توجه به آنها بتوانند در مقاطع پیش از اجرا، طرح هایی در حد قابل قبول ارائه نمایند.

موضوع این مجموعه عمدتاً کلیات مشترک مربوط به سازه های زیرزمینی و روش های برخورد به طراحی ها و کلیاتی از اجرا می باشد.

در نبود استانداردهای بین المللی، این مجموعه نیز مانند دستورالعمل ها و ضوابط موجود، گروه های طراح را در سازماندهی طراحی و اتخاذ روش های طراحی، راهنمائی خواهد کرد.

در خاتمه امیدوار است با نهایت کوششی که در خلاصه نویسی و حذف موارد تشریحی به عمل آمده ، مجموعه حاضر بتواند نقاط نظر عملی مورد نیاز را تا حد ممکن پوشش دهد .

فصل اول – کلیات

۱–۱ هدف

هدف از تهیه این مجموعه، ارائه ضـوابط، دسـتورالعمل ها و اسـتانداردهای طراحی سـازه ای برای تونل های آب بر و پوشش آنها است. پرداختن به چنین هدفی ، بدون اشاره به تعاریف و مفاهیم کلی ، راه گشـــا نیســـت. در بارگذاری تونل ها، زمین اطراف تونل با تمام ویژگی های فیزیکی و مکانیکی آن نقش عمده ای دارد. به همین سـبب ، کلیاتی در مورد زمین شـناسـی و طبقه بندی زمین شـناختی در پوسـته های این مجموعه آمده تا مراجعه به مأخذهای گوناگون به حداقل کاهش یابد.

با توجه به تأثیر روش های اجرا، در حفاظت های موقت و دائم در مجموعه حاضـر ضـمن معرفی روش های اجرا گزینه های لازم برای حفاظت ها نیز توصـــیه شـــده اند. بدین ترتیب این مجموعه منحصراً جنبه استاندارد ندارد، بلکه ترکیبی از توصیه ها ، دستورالعمل ها و استانداردها است .

۲–۱ دامنه کاربرد

این مجموعه شـامل نقطه نظرهای فنی، رهنمودهای مربوط به طراحی و اجرای تونل ها و شـفت ها با کاربردهای هیدرولیکی می باشـد. در مواردی از جمله محاسبات پایداری جدار تونل های سـنگ بری شـــده، می توان در زمینه تونل های ترافیکی نیز از این مجموعه اســـتفاده کرد. دامنه کاربرد مجموعه در زمینه مطالعات و نتیجه گیری ژئوتکنیک در حد نیاز مهندس طراح ســـازه مطرح شـــده اســـت. با توجه به تنوع روش های اجرای تونل ها و متدولوژی های مختلف ، از جمله اسـتفاده از

ماشـــین آلات خاص حفاری یا روش های ویژه مانند لوله رانی ، برای کاهش حجم متن، تنها به این روش ها اشاره گردیده است . همچنین این مجموعه از نظر اجرایی، خاص تونل ها و شفت ها در زمین های سنگی است که با اجرای آنها در زمین های نرم تفاوت عمده ای دارند.

برای طراحی موفق فنی که توأم با نقطه نظرهای اقتصـادی باشـد، اسـتفاده از گروه مهندسـین با تجربیات بالا در زمینه های تخصـصـی مختلف ضـرورت دارد. از آنجا که عملیات اجرایی و قرارداد مربوط به اجرا در عملیات اجرایی مورد بحث نقش اساسی دارد، بنابراین در مواردی این مجموعه به مفاد قراردادهای اجرایی اشـاره داشـته که البته از اشـاره فراتر نرفته و به این ترتیب نقطه نظرهای مربوط به تهیه اسناد قرارداد را به طور کامل نمی پوشاند.

طراحی تونل ها و شفت ها به علت این که محیط اجرای آنها بر خلاف سایر موضوعات مهندسی منحصراً تشکیلات زمین شناسی هستند، با سازه های دیگر اختلاف بنیادی دارد؛ در سازه های مهندسـی معمولاً طراحی عناصـر مهندسـی مورد نظر اسـت ولی در مورد تونل ها، در صـورتی که مغار حفاری شـده با اسـتفاده از روش های مختلف از جمله به کار بردن میل مهارها، بتن پاشـی و تمهیدات دیگر تقویت شوند،باز در مورد پایداری وضریب ایمن سازه نمی توان به اعداد دقیقی رسید .

در این راستا، بررسی ها و اکتشافات باید اتفاقات محتمل را پیش از وقوع روشن نمایند تا پیمانکار آمادگی و شرایط ایمنی کافی را برای اجرای طرح فراهم آورد .

۳–۱ روش ها و استانداردهای طراحی

در طراحی تونل ها، شفت ها و سازه های زیرزمینی از آنجا که عامل اصلی محیط میزبان و اثر آن بر جدار مغار می باشد وبه این سبب که میزان شناخت ازمحیط میزبان و ویژگی های آن در مقایسه با دیگر سازه های مهندسی محدودتر است، محاسبات و طراحی ها ضمن اختلاف با دیگر سازه های مهندسی، اساساً محاسبات ویژه ای بوده و به همین دلیل کدها و استانداردهای مربوط به تونل ها و شفت ها محدود و کمیاب هستند.

در این مجموعه، روش های طراحی با برنامه عملیات اجرایی مورد بحث قرار گرفته است . به این معنی که ابتدا خلاصه ای از ویژگی های سازندهای زمین شناسی به عنوان محیط میزبان معرفی گردیده و سپس طراحی حفاظ ها و عناصر پایدار کننده موقت بااستفاده از روش های مختلف تشریح گردیده و سرانجام روش های مختلف محاسبات پوشش های تونل های هیدرولیکی بیان شده است. روش های برخورد به رفتار سنگ در مغارها شامل روش های نظری و تجربی می باشد که در مجموعه حاضر متداول ترین آنها معرفی شده اند. تأکید این مجموعه بر این است که پارامترهای شناسایی نشده در رفتار سنگ و سایر عوامل محیطی در طراحی ، طوری در نظر گرفته شود که طراحی حاصل، هم از نظر ایمنی و هم به لحاظ اقتصادی بهینه باشد .

۴–۱ گروه تخصصی طراحی

گروه طراحی به علت ویژگی های سازه های زیرزمینی باید شامل تخصص های زیر باشد :

۱-۴-۱ مهندس زمین شناس، برای تهیه برنامه بررسی ها و اکتشافات ژئوتکنیک و ژئوفیزیک و تفسیر نتایج حاصل از شرایط غیرمعمول و انتخاب مسیر اصلی تونل و همکاری با متخصص آب زیرزمینی .

۱-۴-۲ مهندس هیدرولیک، برای طرح پلان و پروفیل، و فشار آب در تونل و ویژگی های هیدرولیکی مقطع ساخته شده تونل و اعلام نظر در مورد گزینه ها.

۱-۴-۳ مهندس سازه ، برای محاسبات پوشش ها در تونل های تحت فشار و پنستاک ها و محاسبات بتن مسلح، همکاری در انتخاب نوع پوشش تونل و حفاظت های موقت .

۱-۴-۴ مهندس ژئوتکنیک ، برای محاسبه و ارزیابی حفاظت های موقت، انتخاب روش ها و تدابیر مربوط به ناهنجاری ها و شرایط غیرمتعارف، انتخاب نوع پوشش تونل و مسیر کلی تونل .

۱-۴-۵ مهندس عمران (سیویل) ، برای انتخاب موقعیت کارگاه وتجهیزات ، دستیابی به کارگاه، محل انبار مواد اضافی و تغییر محل تجهیزات مربوط به اجرا .

۱-۴-۶ مهندس عمران (سیویل)، یا نقشه بردار، برای تهیه نقشه های پایه، انتخاب روش های تعیین مختصات و نقاط اصلی نقشه برداری و کنترل اجرای عملیات صحرایی .

۱-۴-۷ گروه زیست محیطی

۱-۴-۸ مهندس عمران با تجربه اجرا در سازه های زیرزمینی، برای مشاوره در مورد روش های اجرای پیش بینی شده و راه حل های مقطعی و مشارکت در تهیه اسناد قرارداد و برنامه های کنترل کیفیت .

۹-۴-۱ سایر تخصص ها، شامل متخصص آنالیز قیمت های واحد (معمولاً با تخصص عمران – اجرایی) ، نقشه کش های آشنا با نرم افزارهای ترسیمی و کارشناسان مورد نیاز برای تهیه و تنظیم اسناد قرارداد .

۵-۱ مراحل طراحی و اجرا

در تمامی مراحل طراحی، زمینه های تخصصی مهندسی تونل، زمین شناسی ومهندسی ژئوتکنیک باید مورد توجه باشند. مراحل طراحی و اجرا به اختصار بدین ترتیب می باشد :

۱-۵-۱ مطالعات شناسایی

این مرحله شامل معرفی و تعیین سیمای طرح شامل بیان علل و نیازهای اجرای طرح یا چشم اندازهایی است که اجرای طرح ایجاد می نماید. عمده ترین پروژه هایی که زمینه اصلی آنها سازه های زیرزمینی و تونل ها را تشکیل می دهد عبارتند از : نیروگاه ها ، کنترل سیلاب، انحراف آب و سرانجام تأمین و انتقال آب برای اهداف آبیاری و کشاورزی و اهداف دیگر .

۲-۵-۱ مطالعات توجیهی

۱-۲-۵-۱ بخش عمده فعالیت ها در این دوره، روی اقتصاد طرح متمرکز می گردد . در این مرحله باید امتیاز و برتری اجرای طرح بر هزینه های اجرا و آسیب های زیست محیطی ناشی از اجرا روشن شود. در این راستا، باید دقت طرح در حد مناسبی بیشتر از مرحله قبل بوده و مسائل زمین شناسی و زیست محیطی با دقت کافی تشریح شوند .

۲-۲-۵-۱ در مورد هر طرح، گزینه هایی با در نظر گرفتن مشـــکلات وموانع و اثرات زیســـت محیطی بررســی می شــوند که پس از غربال کردن گزینه ها، طرح نهایی شــامل طرح اولیه، هندســه طرح، راستاها و ترازها و پارامترهای جانبی (از جمله راه های دستیابی) به عنوان طرح حاصل از مطالعات توجیهی ارائه می شود .

در این مرحله محاسـبات هیدرولیکی طرح در تعیین هندسـه وراسـتا و ترازها نقش عمده ای دارد . طرح مرحله اول باید شامل سازه های جانبی از قبیل مخزن ضربه گیر، محفظه هوا و غیره باشد . در گزینه ها باید علاوه بر تونل و تجهیزات جانبی، گزینه های جایگزین نیز بررسی شـوند. مشـکلات و پیچیدگی های زمین شـناسی و عوارض ناشی از حفاری(مانند برخورد به چشـمه های آب گرم وگازهای مسموم) در این مرحله ملاحظه خواهند شد. به این ترتیب، در مرحله اول باید مطالعات بررسی ها و اکتشـافات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی در حد مناسـب انجام شـده واز نتایج آنها در ارائه گزینه ها و انتخاب مسیر مناسب و همچنین هندسه مناسب و محاسبات پایداری استفاده گردد .

۳-۵-۱ تهیه طرح اجرایی

پس از انتخاب مسیر و هندسـه مناسـب تونل و موقعیت شـفت ، بر اسـاس نقشـه های توپوگرافی دقیق تر(حداقل مقیاس ۱:۲۰۰۰ برای مسـیر و حداقل ۱:۱۰۰۰ برای ورودی و خروجی) و با توجه به اطلاعـات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی ، طراحی هـا انجام می گیرد. نکـات مهمی که در این مرحله باید مورد استفاده و توجه باشند، عبارتند از :

- جزییات ژئوتکنیک

- حفظ تأسیسات موجود
- تدابیر لازم برای جلوگیری از آب شکستگی ها و یا انباشته شدن رسوبات هنگام وقوع جریان های سطحی
- جانمایی ورودی، خروجی و شفت
- حفاظت های موقت
- شرایط و حدودی که پیمانکار باید حفاظت های موقت را طراحی کند
- مراحل و ترتیب اجرا
- پوشش نهایی تونل (شامل بتن ، میل گرد و فولاد)
- سازه های جانبی وجزییات آنها
- حفاظت های کاتدی
- ابزار دقیق و سامانه های رفتارنگاری و
- مشخصات فنی و خصوصی و برنامه گزارش های کارگاهی

۴-۵-۱ مرحله اجرا

در مرحله اجرا، تیم اجرایی شامل مدیر پروژه ، مهندس مقیم، نظار و سایر نفرات لازم می باشد . در این مرحله، طراح باید کلیه پیشنهادهای فنی پیمانکار را ملاحظه نماید . نتایج قرائت ابزار، برای ملاحظات فنی باید در اختیار طراح قرار داده شود. حضور نماینده ای از طرف گروه طراحی در کارگاه نیز لازم است .

۵–۵–۱ مرحله راه اندازی و بهره برداری

پیش از اعلام تحویل ، باید آزمایش های لازم از جمله هیدرواستاتیک انجام و دستورالعمل بهره برداری و نگهداری و نقشه های چون ساخت تهیه شود .

درمرحله بهره برداری، از قرائت های سامانه های رفتارنگاری بهره گیری گردد .

فصل دوم – محیط میزبان

۱–۲ ملاحظات زمین شناسی

...

...

فصل چهارم – روش های اجرا

۱–۴ کلیات

روش های اجرایی، با توجه به ابعاد پروژه و شـــرایط ســـنگ و امکانات اجرایی تنوع قابل توجهی دارند . این روش ها از روش های سنتی شامل حفاری و سنگ بری با استفاده از مواد منفجره تا استفاده از ماشین های حفاری ویژه متفاوت می باشند توجه به این نکته لازم است که سنگ بری در مقطع تونل به علت ایجاد شکستگی های ثانویه و یا بازشدن درزه های موجود بر مراحل بعدی اجرا اثر می گذارد و روش هـای حفـاظـت موقت را تحـت تـأثیر قرار می دهـد . در این بخش از مجموعه، سـعی شـده اسـت که مطالب مهم تا حد امکان فهرسـت گونه آورده شـوند و تنها به آن

قسمت ها که بر طراحی و پایداری مغارها اثر می گذارند تأکید نسبتاً بیشتری معطوف شده است . از آنجا که ملاحظه شـــده در غالب کارگاه ها، انفجار در تونل ها (و پی کنی در زیرزمین های سنگی) به علت عدم رعایت مقادیر بهینه مواد ناریه موجب خساراتی به توده سنگ وتأسیسات مجاور می گردد، به استفاده مناسب از مواد ناریه و ملاحظات ایمنی اشاره شده است.

در مورد تی . بی . ام ها با توجه به ویژگی دســتگاه ها به اشــاره مختصــری در مورد روش کار و عوامل مؤثر در انتخاب دســتگاه بســنده شــده و با توجه به حجم ســرمایه گذاری، در صــورت استفاده از این دستگاه ها طبعاً بررسی های ویژه لازم است که انتظار نمی رود این مجموعه شامل چنین اطلاعاتی باشد .

تیم طراحی باید مرکب از مهندسـین طراح، مهندسـین اجرا و زمین شـناس با تجربه در سـازه های زیرزمینی باشـــد روش ها و مراحل حفاری روی بارها و جابه جایی هایی که باید ســـامانه های حفاظت موقت و دائم در برابر آنها مقاومت و پایداری کنند مؤثر هستند . شکل تونل باید طوری باشد که قابلیت اجرایی و عملی داشته باشد . جزییات بیشتر به دوره اجرا موکول می شود .

۱-۱-۴ ملاحظات اصلی

مراحل عملیات اجرایی در سازه های زیرزمین را می توان به صورت زیر بیان کرد:

- حفاری شامل حفاری با وسایل دستی، انفجار و یا استفاده از دستگاه ها و ماشین های مخصوص
- حفاظت های اولیه

- حفاظت های دائمی زمین

۲-۱-۴ سایر ملاحظات

سایر ملاحظات مهم اجرا را به ترتیب زیر می توان بیان نمود :

- آماده سازی و تجهیز کارگاه و ورودی ها
- نقشه برداری
- تهویه فضاهای زیرزمینی
- زهکشی و کنترل آب
- مقابله با خطرات
- ملاحظه اثرات اجرای تونل بر سازه های مجاور
- کنترل اثرات زیست محیطی

۲-۴ حفر تونل با انفجار

اگرچه استفاده از تی بی ام در بسیاری از پروژه های حفر تونل متداول نشده است ، اما هنوز بخش عمده ای از حفاری های زیرزمینی در سنگ با انفجار انجام می شود. در پیوست شماره ۳ روش های اجرا ، با تفضیل بیشتری آمده است .

۱-۲-۴ مراحل اجرایی حفاری با انفجار

این روش شامل مراحل اجرایی به ترتیب زیر است :

۱- حفر چال ها و خرج گذاری

۲- آتش باری و تهویه برای خروج دودهای انفجار

حمل قطعات سنگ ریخته شده

...

این قسمت از فایل حذف شده است...
آنچه ملاحظه می کنید، تنها بخشی از فایل اصلی می باشد
جهت دسترسی به متن کامل با پسوند ورد، فایل را خریداری نمایید.

...

۳-

۴-۱-۲-۵ شکست پوشش دائمی بر اثر بارهای خارجی

پوشش بتنی تونل ها ممکن است ترک بخورد ولی تا زمانی که عملکرد مورد انتظار را دارد، خراب شده تلقی نمی گردد. تنش ها و کرنش ها آنقدر که ناشی از اندرکنش سنگ و پوشش تونل می باشند، متأثر از بارها نیستند .

۳-۵مسلح کردن اولیه زمین

عناصر این نوع تقویت، شامل میلگردهای بدون کشیدگی، (در موارد معدودی مهارهای کشیده شده) است . در این روش ها، از نظر عملکرد به توده سنگ کمک می شود تا قبل از اینکه تمامی وزن سنگ رها شود، وزن آن با مهار گرفته شده و مقاومت لازم در سنگ ایجاد گردد. در گزینه هایی از قبیل پوشش بتن یا قاب ها و مجموعه های فولادی، از حرکت توده سنگ جلوگیری

شده و در واقع تکیه گاه خارجی برای سنگ ایجاد می شود . محاسبات و روش های متداول برای محاسبه عناصر تقویت کننده در ادامه مطلب خواهد آمد . ابتدا انواع مهارها معرفی می شود؛ سه گروه عمده از مهارها به قرار زیروجود دارند :

- مهاربندهای مکانیکی (پیچ سنگ ها)
- میل مهارهای تزریق شده
- میل مهارهای اصطکاکی

انواع میل مهارها و مهاربندها در پیوست شماره ۳ نشان داده شده اند. برای مهارهای معمولی و کوچک ، از حفاری های معمولی استفاده می شود. درتونل هایی که در حفر آنها از دستگاه جامبو استفاده می شود، با تغییرات لازم در مته یا متقاب ، چال های مورد نیاز حفر می شوند.

در مورد مهارهای با ماده تزریقی از نوع رزین، میله با پیچاندن وارد لوله محافظ رزین شده و دو مؤلفه رزین با هم مخلوط و ترکیب می شوند. طبعاً با توجه به انواع رزین ها، در این زمینه باید توصیه سازندگان رزین ها را مراعات کرد .

در میل مهارهایی که از دوغاب سیمان استفاده می شود، چگونگی نصب مانند حالت پیشین است با این تفاوت که ماده سیمان، با پمپ داخل چال تزریق می شود. در ضمن دوغاب را به وسیله یک غلاف، داخل چال وارد می نمایند .

مهارها ابتدا به صورت آزاد نصب شده و پس از سفت شدن دوغاب کشیده می شوند . مهار با آچار یا با جک هیدرولیکی تثبیت می گردد. برتری رزین ها این است که گیرایی سریع تری دارند .

درتونل ها غالباً را بدون کشیدن نصب می کنند وزمانی که توده موجب بار یا تنش ، می خواهد به مهار اثر کند، آن را سفت می کنند. مهارهای چاکدار یا سولکس ، از آنجا که پیش تنیدگی ندارند، به این صورت نصب می شوند، در مواردی، پیش کشیدن مهار لازم است، که از آن جمله مواردی است که نیروی عمودی وارد بر سطح شکستگی باید افزایشیافته و بلوک سنگ یا گوه استحکام پیدا کند .

در انتهای مهارها معمولاً یک صفحه سخت (ورق رویه) و سپس واشر و مهره نصب می شود. پس از نصب مهار، آزمایش آنها لازم است. آزمایش کشیدن است . کشش توسط جک تا حدی که جابجایی یا تنش در آن به حد مورد نظر رسد، انجام می گردد .

۴-۵ طراحی حفاظ های موقت

حفاظ های موقت اندکی پس از حفاری تونل ها نصب می شوند تا حفاری ایمنی لازم را قبل از اجرای پوشش یا حفاظ های دائمی کسب کند. حفاظت های موقت، گاهی به عنوان قسمتی از حفاظت دائم عمل می کند. بنابراین حفاظت های موقت از دو نظر عملکرد " مقطعی " یا " دائم " انتخاب می شوند. با توجه به تغییرات مصالح زمین شناسی ، محاسبات حفاظ های موقت دارای دقت زیادی نیست بلکه انتخاب آنها بر اساس چند اصل صورت می گیرد. در انتخاب حفاظ های موقت، سه متدولوژی وجود دارد که دست کم یک روش از این میان مورد استفاده قرار می گیرد:

- دستورالعمل های تجربی، مبتنی بر تجارب گذشته
- روش های تحلیلی نظری یا نیمه نظری بر اساس یک یا چند مود رفتاری
- روش بنیادی شامل تعریف مودهای شکست و طرح عناصر مقاوم در برابر مودهای گفته شده ؛ که روش اخیر در فصل ۶ و روش های متداول تجربی در زیر آمده اند .

۱-۴-۵ روش های تجربی حفاظت های موقت

حفاظت موقت، پیش از این به صورت تجربی اجرا می شد و اگر شکست اتفاق می افتاد، حفاظت های قوی تر به کار برده می شد . نخستین بار، کارل ترزاقی (۱۹۴۶) محاسبات را فرموله کرد. با تعیین RQD بین بارگذاری ترزاقی و RQD رابطه همبستگی ایجاد گردید . از طرف دیگر RQD یکی از مبانی طبقه بندی ژئومکانیکی سنگ است. طبقه بندی ها شامل RMR یا طبقه بندی سازه ای سنگ به تعریف بینیاوسکی و Q به تعریف انستیتوی ژئوتکنیک نروژ (بارتون، لین و لوند) بوده است. روش دیگر طبقه بندی زمین در این رابطه RSR (طبقه بندی سازه ای ویکام، تیدمن و اسکینر) می باشد .

۱-۱-۴-۵ روش ترزاقی

در روش ترزاقی ، بار سنگ روی مغار (تونل) محاسبه میشود. این روش در مورد تونل هایی است که حفاری آنها با انفجار صورت گرفته و حفاظت های موقت از نوع قاب (فولادی یا چوب بست) می باشد. مشروح این روش و مفروضات مربوطه در پیوست شماره ۴ بیان شده است. در جدول پ -۴-۱ طبقه بندی ترزاقی بر مبنای ارتفاع سربار و عدد RQD ارائه گردیده است .

۲-۱-۴-۵ طبقه بندی ساختمانی سنگ ها به روش RSR

این روش در سال ۱۹۷۲ توسط ویکام، تیدمن، اسکینر تدوین شد. ابتدا عنوان آن رده بندی عددی توده سنگ بود. عوامل زمین شناسی مؤثر در این رده بندی تیپ سنگ ، چگونگی گسترش و آرایش درزه ها(فاصله میانگین درزه ها) ، راستای درزه ها (شیب و راستا) ، نوع شکستگی ها، گسله های عمده ، بریدگی ها و چین خوردگی ها، ویژگی های ماده سنگ، هوازدگی و دگرگونی (آلتراسیون) می باشند . برخی از این ویژگی ها به صورت های مختلف در هم ادغام شدند . عوامل اجرایی عبارتند از قطر تونل ، امتداد حفاری (در مقایسه با شکستگی) و روش حفاری . به طوری که در جدول پ -۴-۳ نشان داده شده ، تمامی این پارامترها در هم ادغام و عدد RSR جمع پارامترهای A,B,C است. نظر به این که هنگام حفاری با دستگاه تی . بی . ام سنگ کمتر صدمه می بیند، مقادیر RSR طبق ضرایب نشان داده و در شکل پ-۴-۳ اصلاح می شود. در پیوست های این فصل بارهای مؤثر سنگ روی طاق تونل بر حسب مقادیر RSR نشان داده شده است .

۳-۱-۴-۵ طبقه بندی ژئومکانیکی (سامانه RMR)

این روش که در سال ۱۹۷۹ توسط بیناوسکی تدوین شد، از پارامترهای زیر استفاده می کند:

- مقاومت فشاری تک محوری
- RQD
- فاصله درزه ها یا ناپیوستگی ها

- شرایط درزه ها
- شرایط آب زیرزمینی
- راستای درزه ها یا ناپیوستگی

در جدول پ-۴-۴ آخرین اجزای این طبقه بندی نشان داده شده است. در بخش A پنج پارامتر اصلی و محدوده آنها و در بخش B شرایط ناپیوستگی ها و موقعیت آنها نسبت به تونل تعریف شده است .

در بخش A پنج پارامتر بنیادی و دامنه تغییرات آنها که به شرایط توده سنگ بستگی دارند آورده شده، از جمع کردن امتیازات این پنج پارامتر، عدد یا امتیاز پایه ایRMR به دست می آید . در مرحله B تغییراتی که به علت راستای درزه ها نسبت به امتداد تونل باید منظور شود انجام گردد. در مرحله C طبقه بندی عمومی توده سنگ به دست می آید. حدود تغییرات کیفی سنگ از خیلی خوب تا خیلی ضعیف متغیر است. در مرحله D مدت زمان پایداری مقاطع حفاری شده تونل و همچنین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی تخمین زده می شود .

رابطه دیر در سال ۱۹۸۳ توسط یونال برای تخمین ارتفاع سربار سنگی ارائه شده است .

$$H_b = (1 - \frac{RMR}{100})B$$

در این رابطه ، B عرض تونل است .

از جمله روابط دیگری که بین RMR و مدول تغییر شکل سنگ برجا تهیه شده ، رابطه تجربی بینیاوسکی، سرافین و پریرا است که در شکل پ-۴-۵ نشان داده شده است . برای مقادیر RMR<50 پریرا با استفاده از برازش ها رابطه زیر را معرفی کرد :

$$E_M = 10(\frac{RMR}{40} - 0/25)$$

۴-۱-۴-۵ طبقه بندی توده سنگ ها به روش Q

با توجه به مفصل بودن این روش، کلیه مطالب مربوط به آن در پیوست شماره ۴ ارائه می شود .

فصل ششم – تحلیل های ژئومکانیکی

۱-۶ کلیات

پایداری مغارها و حفاری های زیرزمینی و حفاظت آنها ، به رفتار ژئومکانیکی توده سنگ بستگی دارد. در فصل قبل برای حفاظت مغارها روش های تجربی و نیمه تجربی تشریح شد ولی محاسبات

...

این قسمت از فایل حذف شده است...
آنچه ملاحظه می کنید، تنها بخشی از فایل اصلی می باشد
جهت دسترسی به متن کامل با پسوند ورد، فایل را خریداری نمایید.

...

$$\phi' = ArcSin\left[\frac{6\times a\times m_b(s+m_b\times\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6\times a\times m_b\times(s+m_b\times\sigma'_{3n})^{a-1}}\right] \qquad (۱۲)$$

(۱۳)

$$C' = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s+(1+a)m_b\times\sigma'_{3n}\right](s+m_b\times\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+(6a\times m_b\times\sigma'_{3n})^{a-1}/(1+2a)(2+a)}}$$

در رابطه بالا $\sigma'_{3n}=\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}}$ می باشد .

برای مقادیر زیاد $\sigma'_{3\max}$ (تنش محدود کننده) که باید انطباق دو معیار موهر– کولومب و هوک – براون انجام شود، برای هر مورد $\sigma'_{3\max}$ باید محاسبه شود . مقاومت برشی در معیار موهر– کولومب برای یک مقدار معین از σ (تنش عمودی) با معلوم شدن ϕ', c' از رابطه زیر به دست می آید :

$$\tau = c' + \sigma tg\phi' \qquad (۱۴)$$

ترسیم نمودار بر اساس تنش های اصلی نشان دهنده σ'_1 خواهد بود که :

$$\sigma'_1 = \frac{2C'Cos\phi'}{1-Sin\phi'} + \frac{1+Sin\phi'}{1-Sin\phi'}\sigma'_3 \qquad (۱۵)$$

۶-۸-۲-۶ مقاومت توده سنگ

مقاومت تک محوری توده سنگ از رابطه ۶ به دست می آید. ترک یا شکست، در مرز خاکبرداری (سنگ بری ها) زمانی آغاز می شود که تنش ایجاد شده از σ_c بیشتر شود و شکستگی از این محدوده ها تا مناطق تحت تأثیر دو تنش اصلی توسعه یابد و زمانی پایداری یا مقاومت در توده سنگ غلبه می نماید که مقاومت σ_c از تنش های σ_1' و σ_2' ایجاد شده بیشتر باشد. توضیح این که بسیاری از مدل های ریاضی، روند توسعه ترک را دنبال می نمایند .

این جزییات در پایداری مغار یا جدار تونل حفاری شده هنگام طراحی سامانه های حفاظت قابل اهمیت می باشند. هر چند در مواردی رفتار عمومی توده سنگ بیشتر از جزییات مربوط به توسعه شکستگی یا ترک مورد توجه است که از جمله این موارد بررسی مقاومت یک ستون سنگی می باشد که در آن پایداری عمومی ستون بیشتر از میزان توسعه ترک اهمیت دارد . به این ترتیب، تعریف " مقاومت توده سنگ " موضوعیت پیدا می کند که هوک و براون بر اساس رابطه موهر- کولومب، معادله زیر را برای آن پیشنهاد کرده اند :

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \times Cos\phi'}{1 - Sin\phi'} \qquad (۱۶)$$

در رابطه (۱۶) ϕ', c' برای محدوده های تنش $\sigma_1 < \sigma'_3 < \frac{\sigma_{ci}}{4}$ بوده و :

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \times \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)(\frac{m_b}{4} + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \qquad (۱۷)$$

۶-۸-۲-۷ محاسبه $\sigma'_{3\max}$

برای محاسبه مقادیر مناسب $\sigma'_{3\max}$ دو مورد قابل تبیین وجود دارند که عبارتند از تونل ها و شیب ها (شیروانی ها).

در مورد تونل ها، $\sigma'_{3\max}$ برای تونل های عمیق و کم عمق به دست می آید. در مورد شیروانی ها باید از محاسبه ضرایب پایداری و شکل و موقعیت سطح شکست استفاده نمود .

در مورد تونل های عمیق در راه حل بسته (که در محاسبات پوشش ها به آن پرداخته شده) هم برای شرایط تعمیم یافته هوک و براون و هم معیار موهر- کولومب محاسبات بسیار زیادی صورت گرفته تا مقدار $\sigma'_{3\max}$ نظیر منحنی ذاتی معادل به دست آید .

در تونل های کم عمق (که عمق تونل کمتر از ۳ برابر قطر تونل می باشد)، بررسی های عددی بسیار زیادی مربوط به نشست های سطحی و رابطه دقیقی که قابل مقایسه با روابط مربوط به تونل های عمیق باشند صورت گرفته است .

در شکل ۶-۳ نسبت $\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}}$ در برابر $\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_0}$ برای تونل های عمیق نشان داده شده ، در روابط مورد بحث σ'_{cm} مقاومت توده سنگ (از رابطه ۱۷)، γ وزن مخصوص توده سنگ، H عمق تونل از سطح زمین و اگر تنش افقی بیشتر از تنش عمودی باشد تنش افقی به جای γH قرار داده می شود، رابطه جانشین به صورت زیر می باشد :

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0/47\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0/94} \qquad (۱۸)$$

رابطه (۱۸) مربوط به حالتی است که در اطراف مغار یک منطقه شکست ایجاد می شود ولی این منطقه به سطح زمین نمی رسد.

در مورد شیروانی ها، برای حالت های بسیار زیادی از پارامترهای سنگی و دوایر لغزش، رابطه زیر توسط بیشاپ به دست آمده است :

$$\frac{\sigma'_{3MAX}}{\sigma_{cm}} = 0/72\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0/91} \qquad (۱۹)$$

در رابطه بالا H ارتفاع شیروانی است .

۸-۸-۲-۶ برآورد ضریب تخریب "D "

محاسبات متعدد نشان داده که در محاسبه شیب شیروانی ها، در معادن با سطوح بسیار گسترده، استفاده از ویژگی شرایط دست نخورده $(D=0)$ نتایج خیلی خوش بینانه ای به دست می آید. آثار انفجارهای سنگین توده های سنگ خورده شده همچنین نشان داده که استفاده از ویژگی مربوط به تخریب $(D=1)$ در روابط ۳ و ۴ برای این نوع توده سنگ مناسب تر است.

مقایسه عددی فراوانی توسط اشخاص مختلف، نارسایی ها را در روابط هوک و براون نشان داده و اعمال ضرایب مناسب برای تخریب سنگ را نشان داده است. با این حال به عنوان یک نتیجه گیری از کلیه بررسی ها، آقای هوک وهمکاران، در صدد برآمدند که اصولی برای برآورد ضریب تخریب "D" به دست آورند که نتیجه در جدول ۶-۳ ارائه شده است.

اثر این ضریب، قابل توجه است . به عنوان مثال برای $GSI=45,Mi=10,\sigma ci=50MPa$ در مورد تونلی در عمق ۱۰۰ متر که میزان تخریب سنگ در آن کم بوده $(D=0)$ زاویه اصطکاک اصلی معادل $\Phi'=۴۷/۱۶^\circ$ و چسبندگی $\acute{C}=0/5MPa$ محاسبه گردیده، در حالی که برای شرایط مشابه یعنی تونلی در عمق ۱۰۰ متر و ضریب تخریب زیاد $(D=1)$ ، $\Phi'=۲۷/۶۱^\circ$ و $\acute{C}= 0/35MPa$ محاسبه شده است.

بنابراین، محاسب در انتخاب اعداد باید دقت کند و اگر نتایج به دست آمده متعارف نباشد ، باید ضریب تخریب تغییر داده شود. انتخاب GSI با استفاده از شکل ۶-۴ عملی می باشد . تغییرات و تکامل رابطه هوک – براون در جدول ۶-۴ آمده اند.

۶-۳ شرایط تنشی طبیعی

قبل از مبادرت به حفر تونل یا مغار، در توده سنگ ، تنش های طبیعی وجود داشته و به عنوان تنش های موجود در محیط در تحلیل ها تلقی می شوند. مقدار و راستای این تنش ها با توجه به وزن لایه فوقانی و تاریخچه زمین شناسی توده سنگ معین می شود. جهت تنش های اصلی، غالباً عمودی و افقی و در هر صورت مقادیر نسبی و امتداد آنها از آخرین جابه جایی یا تغییر شکل توده متأثر می باشد .

آگاهی از تنش های طبیعی مهم است زیرا این تنش ها به طوری که گفته شد در تحلیل ها به عنوان شرایط موجود در نظر گرفته می شوند. هر چند مقادیر تقریبی این تنش ها بر اساس

دستورالعمل های ساده امکان پذیر است اما برای سازه های مهم تنها روش دقیق اندازه گیری های برجا است .

۶-۳-۱ تنش عمودی برجا

در توده سنگ دست نخورده، عامل تعیین کننده تنش عمودی ، وزن است. در توده همگن با وزن مخصوص ثابت γ تنش عمودی عبارت از فشار وارده توسط توده موجود در ستون سنگ واقع در بالای تراز مورد نظر است. این تنش از رابطه زیر به دست می آید :

$$\sigma_Z = \gamma \times h$$

γ وزن مخصوص یا وزن واحد حجم سنگ وغالباً بین ۲۰ تا ۳۰ کیلو نیوتن برمتر مکعب است.

۶-۳-۲ تنش افقی برجا

این تنش نیز به عمق وابسته است . رابطه عمومی بین تنش افقی و عمودی به صورت زیر می باشد :

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

که $K0$ نسبت تنش جانبی توده سنگ است. از سه مؤلفه تنشی، دو مؤلفه افقی است. در سنگ بکر برجا، دو تنش افقی می توانند مساوی باشند، هر چند به علت ناهمگنی و رفتارهای غیرهمسان زمین شناسی دو تنش افقی غالباً برابر نیستند.

تعیین ضریب K0 بدون اندازه گیری های محلی دشوار است، هر چند در برخی شرایط با تقریب هایی می توان مقدار K0 را به دست آورد. به هر حال دستورالعمل های محاسبه را می توان به صورت زیر بیان کرد:

طبق قانون هیم در سنگ های ضعیف که تاب مقاومت در مقابل برآیند تنش را نداشته باشند، در دوره های زمین شناسی، تنش های عمودی و افقی به تساوی می رسند؛ عبارت ریاضی این قانون به صورت زیر است:

$$\sigma_X = \sigma_Y \cong \sigma_Z$$

در شرایطی که مؤلفه های تنش درجهات مختلف برابر و مساوی وزن لایه فوقانی باشد، شرایط لیتواستاتیک حاکم است. در رسوبات ضعیف زمین شناسی که دارای رفتار پلاستیک یا ویسکوپلاستیک باشند، شرایط لیتواستاتیک وجود دارد. رسوبات ذغال، شیل، گل سنگ و رسوبات تبخیری از این جمله اند. بااستفاده از چنین ویژگی تنش های افقی در اعماق بیشتر از ۱ کیلومتر با تقریب خوبی به دست می آید .

مقادیر کم K0 مربوط به رفتار الاستیک سنگ است که در آن، از تغییر مکان افقی جلوگیری شده است. در سنگ های رسوبی دست نخورده که لایه رفتار الاستیک خطی داشته باشد، σ_X و σ_Y برابر و به صورت زیر بیان می شوند :

$$\sigma_X = \sigma_Y = \gamma h \frac{\nu}{1-\nu}$$

از آنجا که مقدار ضریب پواسون برای غالب سنگ ها بین ۰/۱۵ تا ۰/۳۵ است، مقدار K0 بین ۰/۲ تا ۰/۵۵ خواهد بود. برای یک سنگ تیپ با ضریب پواسون ۰/۲۵ ، تنش افقی ۰/۳۳ برابر تنش عمودی است. این تنش حد زیرین تنش های افقی را شامل می شود که در شرایط مناسب زمین شناسی به آن می رسیم .

...

این قسمت از فایل حذف شده است...
آنچه ملاحظه می کنید، تنها بخشی از فایل اصلی می باشد
جهت دسترسی به متن کامل با پسوند ورد، فایل را خریداری نمایید.

...

۳-۷ انتخاب پوشش دائم – کلیاتی در مورد پوشش نهایی تونل ها

اولین گام در انتخاب نوع پوشش مناسب به موارد زیر بستگی دارد:

- شرایط عملکرد
- زمین شناسی و آب زیرزمینی
- امکان اجرا
- اقتصاد

در یک تونل، ممکن است به اقتضای شرایط، درقسمت های مختلف از پوشش های متفاوتی استفاده شود. به عنوان مثال در یک تونل در سنگ ضعیف و یا سربار سنگ کم، در بخش تحت

فشـار، از پوشـش فولادی اسـتفاده می شـود حال آنکه در قسـمت های دیگر آن، پوشـش بتن مسـلح یا بتن معمولی خواهد بود. در مقاطع در تماس با آب گذری بالا و یا در صـورتی که تونل از مصـالح تبخیری و یا گچ عبور کند لازم اسـت پوشـش آب بند باشـد در حالی که در سـایر قسمت ها این الزام وجود ندارد.

در نبود پوشـش، سـنگ در تماس مسـتقیم با آب قرار می گیرد. فشـار در آب داخل تونل، سـبب ورود آب به داخل درزه ها می گردد که این امر در بلند مدت، سـبب شـسـته شـدن مواد ریزدانه و ناپایداری می گردد. در تونل هایی که پر و خالی می شـوند مانند تونل های کنترل سـیلاب ، بروز این پدیده بیشـتر محتمل اسـت . در تونل های بدون پوشـش، به علت زبری زیاد، عدد مانینگ بالا است و باید سطح مقطع بیشتری حفر شود. در تونل های پوشش نشده ، باید سنگ در مقابل آب مقاوم بوده و بدون درزه ها و گسـله هایی باشـد که فشـار آب در آنها افزایش یافته و خرابی ایجاد نماید. به موجب تجربیات انجام شـده در اسـتاندارد نروژ، تراوش از مقطع بدون پوشـش، باید بین ۰/۵ تا ۵ لیتر بر ثانیه در هر کیلومتر طول باشـد. در تونل های بدون پوشـش، طولی از تونل که از سنگ ضعیف عبور می کند، به صورت مقطعی آب بند می شوند، حصول اطمینان از عدم سقوط سنگ و همچنین جلوگیری از ورود آشغال به شیرخانه ها و بخش های حساس نیروگاه ها با تعبیه آشغال گیرها عملی می شود .

در تونل بدون پوشش، معمولاً کف تونل را با بتن مسلح یا بتن معمولی پوشش می کنند تا ترافیک و جریان آب ایجاد تخریب نکند .

بتن پاشـــی رویه ســـنگ، ضـــمن حفاظت و آب بندی، ویژگی های هیدرولیکی تونل را بهبود می بخشد و همچنین از تخریب سنگ که ناشی از آثار فرسایش و تخریب آب است جلوگیری می کند. در مورد سنگ های حساس به آب، بتن پاشیدنی را می توان به صورت یکپارچه ومسلح به شبکه فولاد اجرا کرد. اینگونه تونل ها، مانند تونل های بدون پوشش، غالباً دارای کف بتنی می باشند . پوشـش بتنی غیرمسـلح، بخشـی برای جلوگیری از قرار گرفتن سـنگ در معرض آب و بخشـی برای ایجاد مقطع هیدرولیکی صاف، اجرا می شود. غالباً شفت هایی که از داخل تحت تأثیر فشار آب نباشـند، پوشـش بتنی می شـوند. پوشـش بتن در شـرایطی که توده سـنگ، قبل از بتن ریزی از نظر تنش ها در تعادل بوده و بعد از آن نیز تنش های وارده به آن یکنواخت و شـــعاعی باشـــد، قابل قبول می باشـــد. دراین نوع پوشـــش ، مقدار نفوذ از پوشـــش و از ترک های ریز حرارتی باید کم شود. در صورت وجود آب زیرزمینی با کیفیت خورنده پوشش باید ناتراواتر باشد تا آب نافذ نتواند سبب خرابی سنگ شود. در زمین های خاکی و سنگ هایی که در هم فشرده می شوند و تنش های غیریکنواخت ایجاد می کنند، نباید از پوشش های بتنی غیرمسلح استفاده گردد.

در پوشـش بتن مسـلح ، با یک لایه میلگرد، معمولاً آرماتور در نزدیک رویه داخلی تعبیه می شـود که به این ترتیب با تنش های کششـی و فشـاری مقابله می کند. این لایه آرماتور، در تغییر شـکل هایی تا حد ۰/۵ درصـد، بدون آسـیب می ماند. زمانی که فشـار داخل تونل زیاد بوده و یا تونل سـنگ فشـار اعمال کند، و یا پوشـش باید در برابر جابه جایی غیریکنواخت احتمالی زمین مقاوم

باشد و همچنین در مواردی که به هر علتی در توده سنگ، بارهای غیریکنواخت ایجاد شود، بیش از یک لایه آرماتور به کار می رود .

به عنوان مثال، در شفت ها نیروهای وارده ازسطح زمین در هنگام اجرا، بارهای غیریکنواخت ایجاد می کنند و به همین دلیل، در بخش های فوقانی شفت ها، بتن با دو لایه میلگرد مسلح می شود. در تونل هایی که با تی . بی . ام اجرا می شوند غالباً از عناصر بتنی پیش ساخته استفاده خواهد شد .

استفاده از لوله ها، غالباً در تونل های با قطر کم متداول است. پس از حفر تونل و نصب حفاظ های موقت، لوله های بتنی یا فولادی که قطر کوچک تری دارند، به جای پوشش تعبیه می شوند . پشت لوله با بتن کم سیمان پر می شود . در مواردی، لوله های پلاستیک ، پلاستیک مسلح با الیاف و حتی سفال نیز به کار می رود .

در صورتی که فشار داخل تونل ازفشار زمین اطراف و آب زیرزمینی بیشتر باشد، برای جلوگیری از پدیده هیدروجک ، پوشش فولادی به کار می رود . تأثیر مورد انتظار از پوشش های فولادی در تونل های زیر فشار، محدود کردن سطح حفاری است ؛ در صورتی که این عمل به خوبی انجام نشود،در درزه ها یا لایه بندی های مجاور حفاری، آب نشت کرده با افزایش فشار آب در داخل تونل ، فشاری زیادتر از تنش های وارده در حالت طبیعی پیدا می کنند و بنابراین گشودگی درزه

ها به میزان قابل توجهی بیشـــتر شـــده و آبگذاری پیدا می کند وبه این ترتیب، فرار آب از تونل بیشتر می شود . به عنوان یک اصل کلی، وزن توده از سقف حفاری تا سطح زمین باید بیشتر از

...

این قسمت از فایل حذف شده است...
آنچه ملاحظه می کنید، تنها بخشی از فایل اصلی می باشد
جهت دسترسی به متن کامل با پسوند ورد، فایل را خریداری نمایید.

...

ترک های کششی در تمامی ضخامت پوشش بتن ادامه ندارد زیرا بارهای وارد بر پوشش شعاعی بوده و برآیند آنها به صـــورت نیروی محوری فشـــاری ظاهر می شـــود. در صـــورت ایجاد ترک های کششی در رویه داخلی پوشش، ضخامت مؤثر پوشش کمتر شده و این امر سبب افزایش تنش فشار در بخش بیرونی و محدود کردن ترک ها می گردد . تنش های کششی سبب ایجاد بلوک های لق نمی شود . در مواردی ترک هایی که به موجب محاسبات باید در رویه خارجی بتن ایجاد شوند، مجازی هستند زیرا در عمل، سنگ اطراف پوشش اساساً و به صورت تیپ در فشار است و چسبندگی بتن وسنگ، مانع از باز شدن ترک در بتن می گردد. به این ترتیب ، این ترک های کششی تأثیر و پیامدی بر پایداری پوشش ندارد زیرا ترک ها تا زمانی که پوشش حتی در بخش فشاری هم بشکند، موجد شکست نخواهد شد. شرایط بالا مربوط به تونل های با مقطع دایره

است. حفره های غیردایره ، وضع بحرانی تری دارند و ترک های کششی در ایجاد شکست در پوشش، باید مورد توجه باشند خصوصاً اگر بارگذاری شرایط ماندگار داشته باشند .

۷-۵-۱-۲ بارهای مداوم (ماندگار)

به بارهایی گفته می شود که متأثر از جابه جایی در سنگ اطراف نیستند. تیپ متداول از این نوع، بار هیدرواستاتیک موجود در سازند است. این بار، یکنواخت بوده و تحمل آن برای شکل دایره، ساده است. از جمله موارد دیگر ، بارهای ناشی از باد کردن ، نشست سنگ و جابه جایی ناشی از این عوامل است . بارهای اخیر ، یکنواخت نبوده و می تواند سبب مچالگی و شکست ناشی از خمش در پوشش تونل شوند .

۷-۶ حالت های حدی طراحی و ضرایب بار برای طراحی

در طراحی تونل ها، استانداردهای مختلف ، بسته به مفروضات محیطی، ضرایب مختلفی برای بار قائل می شوند . در این مجموعه استفاده از ضوابط عمومی سازه های آبی بتنی یا EM1110-2-2104 و سایر ضوابط معتبر توصیه می شود . استفاده از استانداردهای معتبر دیگر، با رعایت مفروضات محیطی، مجاز می باشد . ضرایب بار در جدول ۷-۱ آمده است . این ضرایب برای محاسبه پوشش بوده و در صورتی که شرایط ویژه بر طراحی حاکم باشند، باید از ضرایب ایمنی متفاوتی استفاده نمود .

۷-۶-۱ تحلیل و طراحی

۷-۶-۱-۱ پوشش بتنی دائم

پوشش بتنی تونل ها، شفت ها و سایر سازه های زیرزمینی با توجه به عملکردهای مورد انتظار، برای آب بندی، صاف بودن ، دوام ، مقاومت، شکل ظاهری و بارهای داخلی، طراحی می شوند. پوشش بتنی باید دارای شرایط مناسب برای عملکرد توأم با سنگ اطراف و رژیم هیدرولوژیکی در سنگ و اقتصاد اجرا باشد .

۲-۱-۶-۷ ضخامت پوشش بتنی و پوشش مورد نیاز روی میلگرد

...

این قسمت از فایل حذف شده است...
آنچه ملاحظه می کنید، تنها بخشی از فایل اصلی می باشد
جهت دسترسی به متن کامل با پسوند ورد، فایل را خریداری نمایید.

...

۱-۷-۷ پوشش بتنی برای مقابله با فشار هیدرواستاتیکی وارده از خارج

در نبود زهکش در پشت پوشش بتنی، عملاً تمام فشار آب موجود در سازند سخت از بیرون، روی پوشش بتنی اعمال خواهد شد. اگر فشار آب داخل تونل بیشتر از فشار آب خارجی باشد، فشار آب خارجی برابر فشار آب داخل تونلی در نظر گرفته می شود زیرا نفوذ آب از پوشش به پشت پوشش امکان افزایش فشار آب را ایجاد خواهد کرد . اگر ضخامت بتن کمتر از یک دهم شعاع تونل باشد، حداکثر تنش محیطی وارد بر بتن از رابطه زیر به دست می آید :

$$F_C = P \times \frac{R}{t}$$

در این رابطه :

Fc = تنش در بتن

P = فشار آب وارد از خارج

R= شعاع تونل

t =ضخامت پوشش بتن

در پوشش های بتنی نازک، انحراف از محیط دایره در جهت شعاع U0 فرض می شود. مقدار U0 در حد روادارای های اجرایی پوشش می باشد. اگر Pcr فشار کمانش باشد :

$$F_C = P \times \frac{R}{t} \pm 6PRU0 \Big/ \left(t^2 - \left(1 - \frac{P}{P_{cr}} \right) \right)$$

$$P_{cr} = 3\frac{EI}{R^3}$$

اگر ضخامت بتن بیش از یک دهم شعاع تونل باشد، رابطه مناسب برای محاسبه حداکثر تنش فشاری محیطی در سطح داخلی :

$$F_C = 2P^{R_2^2} \Big/ (R_2^2 - R_1^2)$$

در این رابطه :

R2 = شعاع سطح خارجی

R1= شعاع سطح داخلی

روش های بالا، روش های نظری بوده و در تحلیل های امروزی که با استفاده از روش های مبتنی بر اجزای محدود انجام می شوند، تعاریف مناسب برای مصالح نتایج مناسب به دست می دهد .

۲-۷-۷ فشار آب داخل در مقاطع دایره ای

در آنالیز و طراحی تونل های دایره ای، اندرکنش سنگ و سازه و همچنین کنترل نفوذ آب باید مورد توجه باشد. اندرکنش سنگ با بتن، در پوشش های نازک و بار شعاعی با استفاده از روابط ساده شده و غشاء های نازک عملی است . اگر شعاع متوسط پوشش بتنی "a" ، فشار خارجی " Pr " ، ضخامت "t" و فشار داخلی " Pi" باشد، با فرض "Ec" برای مدول یانگ و " Vc " برای ضریب پواسون، تنش محیطی در پوشش از رابطه زیر به دست می آید :

$$\sigma_t = (P_i - P_r)\frac{a}{t}$$

جابه جایی نسبی در جهت شعاعی، در شرایط کرنش ساده از رابطه زیر به دست می آید :

$$\frac{\Delta a}{a} = (P_i - P_r)\left(\frac{a}{t}\right)((1-v_c^2) \,/\, E_C) = (P_i - P_r) \times K_C$$

برای فشار داخلی P_r و ویژگی های سنگ Er و Vr جابه جایی نسبی از رابطه زیر به دست می آید :

$$\frac{\Delta a}{a} = \frac{P_r(1+v_r)}{E_r} = P_r K_r$$

با مساوی قراردادن دو معادله بالا ، P_r به دست می آید :

$$P_r = P_i \frac{K_C}{(K_C + K_r)}$$

به این ترتیب ، بار خالص وارد بر پوشش $P_i - P_r$ ، تنش محیطی (مماسی) در بتن، Gr و جابه جایی نسبی پوشش یا کرنش به دست می آید:

$$\varepsilon = \frac{\Delta a}{a} = \left(\frac{P_i}{E_c}\right)\left(\frac{a}{t}\right) \times \left(\frac{K_r}{K_r + K_C}\right)$$

در مورد پوشش های بتنی ضخیم، بااستفاده از تئوری استوانه های با جدار ضخیم، معادلات دقیق تری می توان نوشت، بنابراین با توجه به عدم دقت برآورد مدول سنگ ، نباید انتظار داشت که روش های محاسباتی، دقت هایی فراتر از مفروضات اولیه را به دست دهند .

$$S=5(d-7/1)+33/8+0/08dp(mm)$$

در رابطه بالا d = قطر آرماتور، p = نسبت سطح فولاد به بتن می باشد. برای پوشش های تیپ تونل ، مقدار s حدود d/p ۰/۱ است. پهنای متوسط ترک $w=s \times \varepsilon$ و تعداد ترک ها از رابطه زیر به دست می آید:

$$n = 2 \times \pi \times \frac{\alpha}{s}$$

برای طول واحد تونل و ضخامت پوشش t مقدار تراوش آب از تعداد n ترک، با توجه به غلظت دینامیکی آب از رابطه زیر به دست می آید:

$$q = \left(\frac{n}{2\eta}\right) \times \left(\frac{\Delta p}{t}\right) W^3$$

که η ویسکوزیته دینامیک آب و ΔP اختلاف فشار در طرفین پوشش است. اگر پوشش بدون ترک باشد، مقدار آب تراوش شده از پوشش ، از رابطه زیر به دست می آید :

$$q = 2\pi a k_c \times \frac{\Delta p}{\gamma_W \times t}$$

نفوذ آب از پوشش بتن، حداقل با توجه به عوامل زیر مجاز و قابل قبول خواهد بود :

- میزان تراوش و فرار آب از تونل باید از نظر حجم و بده مورد انتقال قابل پذیرش باشد .
- با توجه به موضوع طرح، بایدنفوذ آب ایجاد مسئله نکند. به عنوان مثال، در نیروگاه های زیرزمینی، در پای دیوارهای دره ها و به خصوص به عنوان عامل کاهش سطح آب منطقه ، نباید ایجاد مسئله نماید .
- در سنگ هایی که استعداد خوردگی، انحلال، تورم و سایر عوارض تخریبی وجود دارد، باید نفوذ آب و ترک خوردگی کنترل شود.
- تنش های ایجاد شده در سنگ می تواند سبب گشوده شدن ترک های هیدرولیکی شود که برای احتراز از آن ، باید آرماتور کششی یا پوشش فولادی داخلی پیش بینی شود .

۳-۷-۷ مکانیسم پیوستگی ، روش بسته

بر اساس مفروضات، لنگر ایجاد شده در پوشش بتنی، به نسبت سختی پوشش و سنگ بستگی دارد. نسبت اشاره شده متأثر از اندرکنش الاستیک بین پوشش و سنگ است. روابط نظری که در عین حال مفروضات اصلی در روش می باشند، در شکل ۷-۳ نشان داده شده است. مشابه این مفروضات را درطبیعت به سختی می توان پیدا کرد مگر اینکه بلافاصله بعد از حفر تونل یا شفت پوشش انجام شود و مجال اینکه تنش های الاستیک به کرنش در حد تعادل برسد حاصل نگردد. تنها اهمیت این روش را می توان به عنوان آزمون حساسیت برای پارامترهای اصلی طراحی

تلقی کرد. به طوری که ملاحظه می شود، لنگر حداکثر، با نسبت سختی ها محدود و کنترل می شود:

$$\alpha = \frac{E_r R^3}{E_C I}$$

در رابطه بالا Er =مدول الاستیسته سنگ، R=شعاع ، Ec = مدول الاستیسیته بتن و I = گشتاور مقطع می باشد .

برای مقادیر زیاد لنگر خمشی خیلی کم است در حالی که در جهت عکس فرض فوق، برای پوشش نسبتاً صلب، لنگر بیشتر است. اگر مدول توده سنگ صفر فرض شود، طبعاً سنگ در برابر حرکت پوشش ایستادگی نمی کند و لنگر حداکثر :

$$M = 0/25\sigma_V (1-K_0)R^2$$

خواهد شد. در صورتی که بار عمودی برابر بار افقی باشد (K0=1) لنگر صفر خواهد شد. به ازای K0=0 حداکثر لنگر اعمال می شود. به عنوان یک مثال ساده اگر قطر گشودگی حدود ۲ متر و ضخامت پوشش بتن حدود ۲۲ سانتی متر باشد، درصورتی که مدول توده سنگ را از ۱/۷ تا ۱/۷۰ مدول بتن کاهش دهیم ، لنگر خمشی تا ۷۳ درصد کاهش یافته به ۲۷ درصد حالت سنگ قوی تر خواهد رسید . به این ترتیب در اغلب موارد، لنگر خمشی وارده به پوشش تونل های سنگی نباید مقادیر زیادی داشته باشند .

۴-۷-۷ روش های اجزای محدود FEM برای محاسبه لنگرها و نیروها

برتری این روش ها را می توان به صورت زیر خلاصه نمود :

پوشش و سنگ می تواند ویژگی های سازه های متغیر و متفاوت داشته باشد. شکل ها می توانند نامنظم باشند. بارگذاری های مرحله ای ناشی از اجرا، از قبیل پر کردن پشت بتن پوشش یا تزریق قابل تحلیل می باشد. در روش اجزای محدود، پوشش به اجزای یا ویژگی و عملکرد تیر، تقسیم می شود . اندرکنش سنگ و پوشش، با نصب فنرهای ارتجاعی با راستای مماسی و شعاعی جایگزین می شود. سطح تماس پوشش و سنگ تاب کششی ندارد . بنابراین یا باید از اجزای مماسی و یا فنرهای بدون کشش استفاده شود . سختی فنرها بر حسب واحد نیرو بر تغییرشکل تعریف می شود که به ترتیب از روابط زیر به دست می آید :

$$K_r = E_r b\theta \,/\, (1+V_r)$$

$$K_t = K_r \frac{G}{E_r} = 0/5\frac{K_r}{(1+v_r)}$$

در روابط بالا :

Kt,Kr =سختی فنرهای شعاعی و مماسی

G = مدول برشی

θ= زاویه مرکزی عنصر تیر که جایگزین کمان دایره شده است.

...

این قسمت از فایل حذف شده است...
آنچه ملاحظه می کنید، تنها بخشی از فایل اصلی می باشد
جهت دسترسی به متن کامل با پسوند ورد، فایل را خریداری نمایید.

...

فصل سوم :

پیوست ۲

۱- اطلاعات مورد نیاز از عملیات اکتشافی برای طراحی های پیش از اجرا

در فصـــل های اول و دوم، در مورد نیاز های اکتشـــافی مربوط به مرحله مطالعات به اختصـار صـحبت شـده اسـت . نظر به تداوم مطالعات از مرحله توجیهی به طراحی، حجم کلی کارهایی که طراحی های اجرایی لازم دارند در این پیوسـت آمده اسـت . تفکیک این عملیات، به مطالعات توجیهی ومطالعات مرحله دوم به اقتضـــای پروژه ها و ویژگی های آنها صـــورت می گیرد و از جمله وظایف گروه طراح، انجام مطالعات توجیهی به اتکای

اکتشافات مناسب و در حد مکفی می باشد . در واقع ترسیم خطی برای اینکه چه میزان از عملیات اکتشافی در مرحله اول انجام گیرد ، به نیازهای مطالعاتی بستگی دارد که طراح در ارائه مطالعات توجیهی به آنها نیازمند است و این خود به خصوصیات پروژه بستگی دارد. به عنوان قاعده می توان گفت اطلاعات عمده ژئوتکنیک در مرحله پیش از اجرا جمع آوری می شود ولی حفاری های اضافی و آزمایش های مورد نیاز اجرا در مرحله طراحی بعدی صورت می گیرد.

اطلاعاتی که از بررسی های ژئوتکنیک مورد انتظار است به ترتیب زیر می باشند :

۱-۱ اطلاعات محیطی و زمین شناسی

اطلاعات ویژه محیطی لازم برای هر پروژه زیرزمینی، به محیط زمین شناسی و جغرافیایی و نقش عملی تأسیسات زیرزمینی بستگی زیادی دارد. به عنوان یک فهرستگان، موانع و عوامل قابل توجه در پروژه های زیرزمینی شامل موارد زیر می باشند :

- ساختمان های موجود روی زمین، موانع زیرزمینی و روی زمینی
- ساختمان های روی زمینی در شعاع تأثیر
- مالکیت اراضی
- زمین و آب زیرزمینی آلوده شده
- زمین های حاوی گاز یا آب زیرزمینی حاوی مواد شیمیایی مضر
- تنگناها و دشواریهای دسترسی به محل کار و راه های ارتباطی
- مکان های لازم برای حمل و انباشتن مواد زائد (نخاله ها)
- محدودیت های زیست محیطی و اجتماعی

اطلاعات زمین شناسی لازم شامل پروفیل زمین شناسی، ویژگی های سنگ و توده سنگ، آب زیرزمینی و مواجهه با خطرات زمین شناسی خواهد بود . بعد از گردآمدن اطلاعات اولیه و تهیه نقشه، مسیر تونل را به قطعاتی با تشکیلات یکسان تقسیم می نمایند . عوامل تقسیم، شامل ویژگی های موجود در محل و همچنین پارامترهای مؤثر در چگونگی انجام کار از جمله خصوصیات سنگ دست نخورده، توده سنگ، مسیر تونل و سامانه های

مناسب حفاری هستند. هر قطعه(منطقه) با میانگین ویژگی ها و همچنین محدوده ای که باید در نظر گرفته شوند، معرفی می گردد .

نقشه ها و گزارش اولیه باید خصوصیات اصلی چینه شناسی و سازندهای زمین شناسی را شامل باشد . طبقه بندی سازندها باید به صورت مناسبی انجام شود. در هنگام عملیات اجرایی، سامانه های ساده تری توسط گروه های اجرایی برای احتراز از پیچیدگی و تسریع دراجرا به کار می رود.

اطلاعات مشروحه زیر حایزاهمیت ویژه ای هستند :

- نوع سنگ، عمق هوازدگی
- مناطق آبدار، آبخوان ها، مناطق گسل خورده و غارها
- شرایط کارستیک
- سنگ های خیلی سخت ، سنگ هایی که خورنده هستند و می توانند روی کارکرد TMB مؤثر باشند
- مصالح تحت تنش های زیادی با احتمال فزایندگی تنش
- احتمال وجود گازها
- آب زیرزمینی خورنده
- مناطقی که مظنون به داشتن فضای خالی هستند، زمین هایی که پتانسیل تورم دارند
- توده هایی که احتمالاً تحت اثر آب دچار تورم یا انحلال می شوند
- نواحی حاوی سنگ ضعیف (کم مقاومت یا آلتره و مناطق گسل خورده یا برش خورده .)

۲-۱ برنامه ریزی حفاری

از نظر ویژگی های زمین شناسی، هرگز دو تونل شبیه هم نیستند . به همین دلیل نمی توان دستورالعمل صریح و یکسانی برای تعداد حفاری های اکتشافی و انواع آنها قائل شد. بنابراین تنها به اعتبار قواعد کلی و تجارب حرفه ای می توان در مورد برنامه عملیات اکتشافی عمل کرد. استراتژی و انتظارات معمول از حفاری ها و اکتشافات را به صورت زیر می توان خلاصه نمود :

۱-۲-۱ عملیات اکتشافی باید شامل شرایط اجرایی (بهترین، بدترین ومتوسط) باشد تا تصویری از دشوارترین شرایط اجرایی به دست آید.

زمین شناس واجد شرایط که بتواند دقیق ترین تفسیر را برای تهیه فرم مدل زمین شناسی تعیین کند در تیم حضور داشته و اطلاعات را سازماندهی کرده و آنها را با موقعیت سازه زیرزمینی منطبق کند.

۱-۲-۲ از نظر هزینه، باید مناسبترین روش ها برای گردآوری اطلاعات پیشنهاد شود (سایسمیک انکساری برای تعیین بستر سنگی)

۱-۲-۳ روش های اجرایی و اطلاعات لازم برای انتخاب روش های اجرا و برآورد هزینه های مربوطه(اطلاعات لازم برای برآورد هزینه های TMB و میزان پیشرفت حفاری ها) باید صورت گیرد .

۱-۲-۴ مودهای شکست احتمالی برای سازه تمام شده، و روش های تحلیل لازم و دسترسی به اطلاعات لازم برای تحلیل (تنش های موجود و اطلاعات لازم برای تهیه مدل عددی) باید انجام شوند .

۱-۲-۵ حفر حداقل یک گمانه اکتشافی در محل هر شفت و هر دروازه تونل ضروری است .

۱-۲-۶ عوامل ویژه، طبعاً حفاری های اضافی می طلبد .

۱-۲-۷ پیچیدگی و بزرگی سازه زیرزمینی، محملی برای تعیین تعداد گمانه های اکتشافی می باشد . تونل های طولانی با سطح مقطع کوچک نیازی به عملیات اکتشافی پر هزینه ندارند و اتخاذ یک روش عمومی حفر تونل که با شرایط مختلف سازگار باشد کافی است، در صورتی که در مغارهای بزرگ (مانندنیروگاه های زیرزمینی وشیرخانه ها) روش های اجرا سخت تر و فواصل گمانه های اکتشافی باید هر چه نزدیک تر باشد تا تحلیل ها با اطلاعات دقیق تری انجام شود. در این موارد، گاه لازم می شود که یک تونل نمونه حفاری شود .

۱-۲-۸ اغلب حتی با تعداد زیادی گمانه نمی توان تمام اطلاعات لازم را برای طراحی و اجرا به دست آورد. این مسئله خصوصاً در لایه های آبرفتی با منشأ دلتایی و یا سنگ های

به شـــدت درز و شـــکافدار وجود دارد. در چنین مواردی، تغییرات نقطه به نقطه را نمی توان باحفاری های اکتشـافی به تعداد متعارف معین نمود . در این گونه شـرایط اسـتراتژی طراحی برای حالت متوسـط یا شـرایطی که وقوع آنها محتمل تر و کم هزینه تر اسـت، استوار بوده و روش ها و تمهیداتی که بتواند در بدترین شرایط کارآیی داشته باشد، مورد نظر قرار می گیرند .

۹-۲-۱ در مناطق کوهستانی، دسترسی به راستای تونل در بالای کوه مشکل و پرهزینه است . بسیاری از تونل ها با اطلاعات به دست آمده از حفاری در ورودی و خروجی حفر شده اند. در چنین مواردی ، حداکثر استفاده از سنجش از دور، زمین شناسی عمومی و تعمیم داده های زمین شناسی به اعماق لازم است . طرح تونل برای شرایط نامطلوب ، که شاید در عمل با آن برخورد نشود، صورت می گیرد. امروزه در استراتژی گردآوری اطلاعات از نتایج گمانه های افقی عمیق از دو سر تونل و یا از حفاری های طرفین استفاده می شود و به این ترتیب، پارامترهای طراحی درصورت امکان تعدیل می شوند .

۱۰-۲-۱ حفاری های مربوط به تونل هایی که از زیر رودخانه ها، دریاچه ها و اقیانوس عبور کنند بسیار سخت و پرهزینه است. در این مورد با وجود گران بودن حفاری ها باید میزان حفاری ها به تعدادی کاهش یابد که اطلاعات لازم برای تهیه پروفیل زمین شناسی گردآوری شود .

اگر ابعاد سازه بزرگ و زمین شناسی پیچیده باشد، از تونل های شاهد استفاده می شود .

۳-۱ تعداد گمانه های لازم

غالباً این سئوال مطرح است که بررسی های ژئوتکنیک برای کارهای زیرزمینی تا چه حد و به چه میزانی باید انجام شوند. ساده ترین پاسخ این سئوال ، ملاحظات اثرات مالی است. اگر حفر یک گمانه اضافی نتواند هزینه های اجرایی را به اندازه هزینه خودکاهش دهد، زائد است. بنابراین در عمل ، رسیدن به این نقطه چندان ساده نیست زیرا اولاً نتایج حاصل از حفاری اضافی ناشناخته است و ثانیاً اینکه صرفه جویی در هزینه های اجرایی فقط به صورت تخمینی و نظری برآورد می شود .

میزان حفاری های اکتشافی و تراکم آنها را به چند صورت می توان بیان کرد:

۱-۳-۱ هزینه های کل حفاری های ژئوتکنیک (حفاری، آزمایش و ژئوفیزیک) به صورت درصدی از هزینه های اجرایی

۱-۳-۲ تعیین فواصل گمانه ها به صورت تیپ

۱-۳-۳ طول حفاری گمانه به ازای هر ۱۰۰ متر طول تونل

میزان حفاری ها، دست کم تابع عوامل زیر است :

پیچیدگی های زمین شناسی، طول تونل، هدف و عملکرد نهایی تونل، قابلیت دسترسی به محل حفاری گمانه ها و هزینه نسبی هر حفاری.

راهنمایی عملی برای ارزیابی میزان مفید بودن برنامه حفاری ها درجدول پ-۲-۱ آمده است . حالت پایه مفروض یک تونل ۶ متری (۲۰فوت) زهکشی در بافت زمین شناسی اندکی پیچیده در محدوده شهری با عمق متوسط ۳۰متر (۱۰۰ فوت) است .

۲- حفاری های اکتشافی

۲-۱ وسایل و روش های حفاری

وسایل و روش های حفاری های اکتشافی و نمونه گیری با جزییات مربوطه در EM-1110-1-1804 آمده است . متداول ترین قطر برای حفاری و کارهای زیرزمینی NX است که قطر آن ۷۶ میلی متر می باشد.

۲-۲ حفاری های عمیق و نمونه گیری

برای گمانه های عمیق ، استفاده از دستگاه های کابلی معمول است. در این روش مغزه گیر با کابل به ته چاهک فرستاده می شود. پس از پایان مغزه گیری ، مغزه گیر بالا کشیده شده و مغزه را از آن بیرون می آورند. بدین ترتیب از اتلاف وقت ناشی از بالا و پایین بردن میله حفاری جلوگیری می شود .

گاهی مغزه گیری از اعماق معین لازم است و بقیه حفاری بدون مغزه گیری انجام می شود. بنابراین غالباً تمامی طول حفاری، مورد توجه بوده و از آن مغزه گرفته می شود .

اگر در تمامی طول چاهک گمانه، بررسی های ژئوفیزیک انجام شده باشد، به علت امکان همبستگی بین نتایج ژئوفیزیک و لوگ، گمانه ها تنها در محدوده سازه زیرزمینی مغزه گیری لازم خواهد شد.

۳-۲ آزمایش های سنگ دست نخورده و توده سنگ

۱-۳-۲ کلیات

آزمایش های آزمایشـــگاهی ، ارزیابی کمی ویژگی های نمونه های ســـالم ســـنگ اســـت . آزمایش های آزمایشـــگاهی الزاماً معرف ویژگی های توده ســـنگ در محل هایی که تحت تأثیر درزه ها، صـــفحات لایه بندی و لایه بندی هایی می باشـــند ، نخواهد بود. از طرف دیگر، مکانیزم رفتارهای آزمایش شـــده در لابراتوار با مکانیزم رفتاری مورد تجربه در محل فرق دارد. به این ترتیب، آزمایش های آزمایشـگاهی شـاخص و معرف آزمایش هایی است که باید در محل انجام شوند.

۲-۳-۲ آزمایش در گمانه ها و ترانشه های آزمایشی

تعدادی از مشـخصـات لازم برای حفر تونل تنها درمحل و با آزمایش در داخل گمانه یا در ترانشـه های آزمایشـی به دسـت می آیند. روش های اسـتاندارد برای آزمایش های برجا ، توسط ASTM تألیف و توسط ISRM,RTM توصیه شده اند .

۳-۳-۲ آزمایش های برجا

متداول ترین آزمایش های برجا درجدول پ-۲-۲ آمده اند. آزمایش های آبگذری را با اسـتفاده از پکرها برای جداسـازی قطعات درگمانه انجام می دهند. غالباً از دو پکر برای آزمایش در طول های ۳ تا ۶ متر(۱۰تا ۲۰فوت) اسـتفاده می شـود. در ته گمانه از تک پکر اســتفاده می شــود. در هر موردی که مســئله آب زیرزمینی مطرح باشــد، آزمایش نفوذپذیری باید انجام شود .

در موارد زیادی، ژئوفیزیک رو به پایین در چاهک در زمین های سـنگی لازم می شـود. در EM-1110-1-1802 روش متداول برای ژئوفیزیک رو به پایین درگمانه ها ارائه شده است . ترکیب های متداول برای ژئوفیزیک را می توان به ترتیب زیر بیان کرد:

- اندازه گیری قطرگمانه و تعیین نقاط شستگی ، به روش Chapier log .
- مقاومت الکتریکی برای اندازه گیری تغییرات مقاومت الکتریکی توده سنگ
- پتانسیل نقطه ای برای اندازه گیری تغییرات احتمالی بین یک نقطه در زیر زمین و یک نقطه مبدأ

- روش گاما برای اندازه گیری تشعشع گاما از مواد رادیواکتیو در زمین.

سایر روش های گمانه ای برای تجسم شکل از جدار گمانه (با کنترل ژیرواسکوپی) و اطلاعات لازم در زمینه دانسته ، تخلخل و سرعت عبور امواج صوتی درسنگ انجام می شود . روش های سایسمیک در گمانه ها شامل آزمایش های گمانه به گمانه و یا روش های انتخاب منبع در سطح زمین و ژئوفون در چاهک و یا برعکس می باشد .

۲-۳-۴ آزمایش های آزمایشگاهی

برخی آزمایش های معین شده توسط ISRM,RTM با متدولوژی های مربوطه در ASTM به عنوان آزمایش های اندکس (شاخص) توصیه شده اند که برای انطباق با سایر شرایط و مقایسه به کار می روند. حال آنکه برخی دیگر فقط ویژگی های مهم رفتاری را معین می کنند. متداول ترین آزمایش هایی که در آزمایشگاه انجام می شوند در جدول پ-۲-۳ آمده است .

۲-۳-۵ موارد استفاده از نتایج آزمایش های آزمایشگاهی و برجا

در زیر عنوان موارد استفاده از نتایج آزمایش ها به صورت فهرست وار قید شده است :

۲-۳-۵-۱ تغییرات سنگ

الف – آزمایش های شاخص

ب – آزمایش های بارگذاری نقطه ای

۲-۳-۵-۲ همگنی توده سنگ

الف – آزمایش فشاری تک محوری

ب – تنش برجا

۲-۳-۵-۳ پایداری سنگ های ترک خورده

الف – شاخص توده سنگ

ب – مقاومت فشاری تک محوری

پ – مقاومت برشی در سطوح ترک

ت – تنش ها در توده برجا

۲-۳-۵-۴ فشار و دبی آب زیرزمینی

الف –آبگذری در محل

ب – اندازه گیری فشار آب در محل

پ – تخلخل

ت – نتایج آزمایش پمپاژ

۵-۵-۳-۲ حساسیت توده در شرایط قرار گرفتن در برابر هوا و نوسانات آب زیرزمینی

الف – آزمایش پایداری

ب – شاخص تورم

پ – مقدار آب در توده

ث – کانی ها

۶-۵-۳-۲ مدل سازی کامپیوتری

الف – تنش ها در توده برجا

ب – مدول یانگ

پ- نسبت پوآسون

ت – داده های آزمایش تک محوری و سه محوری

۷-۵-۳-۲ اجرای کار با استفاده از TBM

الف – مقاومت فشاری تک محوری

ب – مقاومت کششی

پ – سختی ومقاومت در برابر سایش

ت – کانی ها

آزمایش های شاخص روی توده، آزمایش های شاخص آزمایشگاهی و همچنین آزمایش های لازم برای طراحی ها در محل و لابراتوار و اندازه گیری و ابزارهای لازم در نشریات ISRM بیان شده که مراجعه به آن لازم است .

۴-۲ روش های طبقه بندی توده سنگ

غالباً طبقه بندی توده سنگ برای منظورهای مهندسی، از تجربیات اجرایی وعملی به دست آمده است .

طبقه بندی سنگ، توده سنگ و ساختمان سنگ که در زمین شناسی و ژئوتکنیک مهندسی به کار می رود، نه تنها تابع تغییرات کیفی ســـنگ، بلکه انتخاب ویژگی ها از روی طبقه بندی انتخاب شده نیز می باشد. طبقه بندی های معروف که امروزه در طراحی سازه های زیرزمینی به کار می روند، در این پیوست معرفی و استفاده از آنها در محاسبات حفاظ ها در پیوست شماره ۴ آمده است .

۱-۴-۲ روش بار سنگ

...

این قسمت از فایل حذف شده است...
آنچه ملاحظه می کنید، تنها بخشی از فایل اصلی می باشد
جهت دسترسی به متن کامل با پسوند ورد، فایل را خریداری نمایید.

...

پیوست ۴

۱- کلیات

در این پیوســـت، جزییات مربوط به روش های تجربی و نیمه تجربی- نیمه نظری طبقه بندی سنگ ها و روش های پایداری تونل ها با استفاده از روش های مختلف تشریح شده است .

روش ترزاقی، قدیمی ترین روش نیمه نظری اســت که کاربرد آن برای تونل های حفاری شده با روش های انفجار دستی و حفاظت توسط قاب ها ارائه شده و بعد از آن طبقه بندی های دیگر به ترتیب آمده است.

۲- بارگذاری ترزاقی و RQD

در بارگذاری ترزاقی ، بار وارد بر قاب های فولادی به ویژگی های سنگ بستگی دارد. بارهای عمودی و جانبی ، عواملی هستند که به ارتفاع سنگ سست تحمل شده توسط قاب بستگی دارند. ارتفاع، مضرب عرض تونل یا جمع ارتفاع و عرض است .

نظریه ترزاقی اساساً برای مصالح دانه ای و بدون چسبندگی کاربرد دارد. در شکل های پ-۴-۱ و پ-۴-۲ مقطع یک مغار و نیروهای وارد برآن نشان داده شده است .

در زیر سطح مغار و در طرفین آن، دو سطح لغزش با زاویه $45\pm\phi/2$ درجه ایجاد می شود که زمین دراطراف آن، فشار مؤثر وارد می کند. به این ترتیب، سطح بارگذاری افقی برابر B است . اگر نسبت فشارهای افقی به عمودی K باشد، پس از نوشتن رابطه تنش ها برای نوار افقی به ضخامت dz خواهیم داشت :

$$\frac{d\sigma_v}{d_z} = \gamma - \frac{2c}{B} - 2K\sigma_v \frac{tg\phi}{B}$$

در شرایط مرزی و در رویه Z=0 و σ v= q رابطه زیر به دست می آید:

$$\sigma_v = \frac{\left(\gamma - \frac{2c}{B}\right)}{2ktg\phi} \times \left[1 - e^{-ktg\phi \frac{2z}{B}}\right] + qe^{-ktg\phi \frac{2z}{B}}$$

اگر C=0 (خاک بدون چسبندگی) و q=0 باشد :

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma)}{2ktg\phi} \times \left(1 - e^{-ktg\phi \frac{2z}{B}}\right)$$

اگر ضخامت بارگذاری H باشد :

$$P_v = \frac{B(\gamma)}{2ktg\phi} \times \left(1 - e^{-ktg\phi \frac{2H}{B}}\right)$$

در اعماق زیاد، پدیده تشکیل قوس تا کف نمی رسد. طبق نظر تجربی ترزاقی مقدار K در ارتفاعی حدود B بین ۱ تا ۱/۵ افزایش پیدا می کند و در ارتفاعات بیش از 2/5Bتغییر

شـــکل لایه های زیرین، روی شـــرایط تنش لایه های فوقانی اثر نمی گذارد و اثر قوســـی ایجاد نمی شود. فشار سنگ از دو بخش ترکیب شده است. بخشی که در آن قوسی شدن خاک اتفاق می افتد و ارتفاع H1 در بالای آن که بار خارجی آن q=H1 است.

در رابطه زیر :

$$P_V = \frac{\gamma B}{2ktg\phi} \times \left(1 - e^{-ktg\phi \frac{2H_2}{B}}\right) + \gamma H_1 e^{-ktg\phi \frac{2H_2}{B}}$$

با کاهش بلندی مغار H2 افزایش می یابد. اگر ارتفاع مغار به حدی کم شـــود که H2 یک پنجم تمامی ارتفاع سنگ در بالای مغار شود، از جمله دوم صرف نظر شده و جمله داخل پرانتز به سمت ۱ میل خواهد کرد و در نتیجه در اعماق خیلی زیاد :

$$P_{\max} = \frac{\gamma B}{2ktg\phi}$$

به طوری که ملاحظه می شود، جمله مستقل از عمق است . ترزاقی به تجربه پیشنهاد کرد که مقدار K حدود ۱ اســت . به این ترتیب، مقدار فشــار با عمق رابطه خطی پیدا می کند. این حالت، با رابطه پروتودیوکانوف مشابهت زیادی پیدا کرده و توزیع فشار درمقطع تونل به جای پارابولیک خطی می شود .

در این رابطه :

σ_z = تنش در امتداد محوری عمودی

Z = ارتفاع

γ= وزن مخصوص توده سنگ

C = چسبندگی

B = عرض گشودگی

φ= زاویه اصطکاک داخلی سنگ

K = ضریبی است که در متن، مقادیر آن معرفی شده است .

بر پایه رابطه اساسی ترزاقی در خاک های چسبنده :

$$P_V = \frac{B\left(\gamma - \frac{2C}{B}\right)}{2ktg\phi}\left(1 - e^{-ktg\phi\frac{2H}{B}}\right)$$

در صورتی که $\gamma = \frac{2C}{B}$ باشد و همچنین برای حالت $\gamma \le \frac{2C}{B}$ فشاری از جانب سنگ اعمال نمی شود. تعبیر عملی این است که در صورتی که $\gamma > \frac{2C}{B}$ باشد، به علت وجود تنش کششی در بالای سقف، سقف باید به صورت قوسی حفاری شده و حفاظ های موقت نصب گردند. به موجب همین نظریه درخاک های دانه ای و $H \le 3B$ رابطه ترزاقی مناسب است .

بار سنگ تعریف شده توسط ترزاقی را " دیر و همکاران " با مقادیر تقریبی RQDو فواصل تقریبی درزه ها مقایسه نمودند.

نتیجه مقایسه در جدول پ-۴-۱ آمده است .

در یک مقایسه دیگر، انواع حفاظت های موقت برای تونل هایی که به روش سنتی و یا با ماشین های تی بی ام حفر شده اند ، توصیه شده است(جدول پ -۴-۲) . بار محاسبه شده توسط ترزاقی برای حفاری های انفجاری است که تونل به وسیله قاب حفاظت می شود. به این ترتیب لق شدن سنگ که بر اثر انفجار ایجاد شده، قبل از نصب حفاظ حرکت خود را انجام داده و سنگ کمترین جابه جایی را خواهد داشت.

۳- طبقه بندی ساختمانی سنگ به روش RSR

در متن فصل پنجم بر اساس طبقه بندی سنگ ها به روش RSR تشریح گردیده . در جدول پ-۴-۳ رده بندی RSR و تیپ سنگ ها که توسط ویکهام و همکاران انجام شده ، نشان داده شده است. در صورت حفر تونل با تی بی ام عدد RSR مطابق شکل پ-۴-۳ و همچنین در نمودار و شکل پ-۴-۴ بار سنگ برای قطرهای ۳ و ۶ و ۹ متر به ازای مقادیر RSR ارائه گردیده است .

۴- طبقه بندی ژئومکانیکی در سامانه RMR

شـرح این طبقه بندی درمتن فصـل پنجم آمده اسـت . در جدول پ-۴-۴ نحوه طبقه بندی با در نظر گرفتن شرایط مختلف سنگ تشریح گردیده و تخمین مدول تغییر شکل سنگ نسبت به RMR در شکل پ-۴-۵ ارائه شده است .

از آنجا که طبقه بندی RMR بر اســـاس داده های حفاری تونل به روش انفجار اســـت، بنابراین در حفاری های با تی بی ام که آسـیب وارده به سـنگ کمتر و پاشـیدن فوری بتن غیرعملی است، کاربرد ندارد.

۵-سامانه Q برای رده بندی توده سنگ ها

این روش که NGI آن را از میان روش ها، روشـــی با جزییات بیشـــتر برای حفاظ ها درمغارهای زیرزمینی می شناسد، در آغاز توسط بارتون، لین و لوند تنظیم شده است .

شاخص Q از رابطه زیر به دست می آید:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times \left(\frac{J_W}{SRF} \right)$$

در این رابطه :

Jn = تعداد گروه درزه ها

Jr = عدد زبری درزه ها

Ja = عدد آلتراسیون درزه ها

Jw = ضریب کاهش آب درزه ها

SRF = ضریب کاهش تنش

در جدول پ-۴-۵ مقادیر عددی این پارامترها آمده اســـت . برای اینکه مقادیر Q به حفاظ های موردنیاز مرتبط شـــوند، یک بعد معادله به عنوان عرض مغار یا حفره زیرزمینی بخش بر نسبت حفاظت حفاری ESR تعریف می شود. مقدار ESR به کاربرد نهایی حفره

و زمان باز بودن مغار بستگی دارد. برای انواع کاربری ها، مقادیر ESR به ترتیب زیر توصیه می شود :

- برای تونل های موقت معادن ۵-۳ =ESR
- برای شفت های عمودی ۲/۵-۲=ESR
- برای معبر های دائمی معادن، تونل های آبی نیروگاه ها و کار های موقت که باید بعداً پوشش شوند ۱/۶=ESR
- برای تونل های ترافیکی فرعی، اطاق های ضربه گیر، تونل های دستیابی ۱/۳=ESR
- برای غالب کارهای مهندسی عمومی شامل نیروگاه ها، تونل های ترافیکی اصلی، تونل های هیدرولیکی تحت فشار، محل های تلاقی تونل ها و دروازه ها ۱/۰۰=ESR
- برای ایستگاه های راه آهن زیرزمینی، محوطه های ورزشی و کاربری های عمومی مشابه ۰/۸=ESR

در آن گروه از حفاظت های موقت که بعداً مقطع پوشش دائمی خواهند شد، ESR به ضریب ۱/۵ ضرب می شود. روابط همبستگی زیر با تقریب کافی قابل استفاده هستند :

- چشمه حفاظت نشده، حداکثر برابر است با $2ESR + Q^{0/4}$ (متر).
- فشار وارد بر حفاظ دائم با دو تا سه مجموعه درزه $P = 2/0 \times Q^{-1/3} \,/\, J_r$.
- فشار وارد بر حفاظ دائم کمتر از سه مجموعه درزه $P = 2/0 J_n^{1/2} \times Q^{-1/3} \,/\, 3J_r$.

روش مبنی بر سامانه Q با توجه به ملاحظات متعددی که در آن وارد شده، روش کاربردی متخصصین است. توجه دقیق به تمام ملاحظات ، مشخص می نماید که این روش، تنها به پارامترهای پایه ای متکی نیست و به همین جهت، انعطاف این روش در کاربرد وسیع تر است. پایه های سامانه Q از آمار تونل های حفر شده به روش سنتی استخراج گردیده و درمورد تونل هایی که با تی بی ام احداث می شوند ، توصیه بر این است که مقدار Q به ۵ ضرب شود .

روش های تجربی بر پایه های حفاری ها، مشـــاهدات و آزمایشـــات به دســـت آمده اند. بنابراین روش کامل ودقیق نیستند وگاه ممکن است حفاظ های محاسبه شده بر اساس این روش ها کافی نباشـد. به این ترتیب درعمل لازم اسـت برای سـنگ ها اطلاعات موجود جمع آوری شـود واگر شـکسـت هایی ملاحظه می شـود، از روش های عملی – تجربی، استفاده نشود. از نقایص روش های عملی این است که استفاده کننده ، بلافاصله با استفاده از ویژگی های زمین شناسی توده سنگ ، بدون توجه به فرم های شکست، به طرح حفاظ ها می رسد؛ در حالی که در برخی از این روش ها چگونگی شکست ملحوظ نشده است .

عوامل مهم شکست شامل موارد زیر می باشد :

- شکست های ناشی از هوازدگی یا تخریب توده سنگ
- شکست های ایجاد شده از جریان آب (آب شستگی ، انحلال ، نشت بیش از حد و غیره)
- شکست های ناشی از پوسیدگی اجزای حفاظ
- شکست های ناشی از فشردگی یا ازدیاد حجم
- شکست های ناشی از تنش های بالا در توده سنگ

سـامانه های عملی ، فرایند تجربیات تونل های حفر شـده با انفجار بوده و بنابراین باید به روش های متداول حفاری مجدداً تغییر بایند . به عنوان مثال اگرچه اسـتفاده از تی بی ام کمترین به هم خوردگی در سـاختمان سـنگ را سـبب می شـود، ولی اجرای بتن پاشـی به فاصله کم، غیرعملی است. بنابراین عناصری از قبیل قاب ها یا عناصر پیش ساخته باید به کار روند .

به همین ترتیب ، روش های جدید حفاظت مانند بتن پاشـیدنی با الیاف فولادی و مهار و شبکه فولادی، مهارهای اصطکاکی، قاب های مجوف و قطعات بتن می باشند .

در شکل پ-۴-۶ آقایان بارتون ، لین و لند ۳۸ گروه حفاظت را با استفاده از طبقه بندی Q و با جزییات مربوط به توصیه های حفاظت ارائه نموده اند .

- **یادداشت های تکمیلی هوک و براون ۱۹۸۰**

الف – گاهی استفاده از توری سیمی برای کنترل سنگ هایی که در طول زمان لق خواهند شد لازم می شود. توری در فواصل ۱ تا ۱/۵ متر به سنگ متصل می شود، بین پیچ سنگ ها، سنجاقک های کوتاه با تزریق به کار می رود. توری سیمی گالوانیزه درمواردی که کاربری دائمی است مورد استفاده قرار می گیرد.

ب- شبکه آرماتور که به صورت مربع در رئوس جوشکاری شده، در بتن پاشی مورد استفاده است؛ در مورد بتن پاشی نباید از تورسیمی استفاده شود . هنگام استفاده از شبکه آرماتور جوشکاری شده، باید سعی شود شبکه سبک باشد و به صورتی تعبیه و نگه داری شود که دو نفر از بالا به آن دسترسی داشته باشند. شبکه تیپ آرماتورهای ۴/۲ میلی متر با فواصل ۱۰۰ میلی متر است .

...

این قسمت از فایل حذف شده است...
آنچه ملاحظه می کنید، تنها بخشی از فایل اصلی می باشد
جهت دسترسی به متن کامل با پسوند ورد، فایل را خریداری نمایید.

...

منطقه پلاستیک

تنش ها :

$$\sigma_r = P_i.(\frac{r}{a})^{k_p-1}$$

$$\sigma_\theta = P_i.k_p(\frac{r}{a})^{k_p-1}$$

$$\sigma_y = (\sigma_r + \sigma_\theta)/2 = p_i\left[(1+k_p)/2\right](\frac{r}{a})^{k_p-1}$$

تغییر شکل ها :

$$ur = \frac{r}{2G}.X$$

$$X = (2v-1)p_z + (1-v).(k^2{}_p - 1)/2k_p.p_i(\frac{R}{a})^{(k_p-1)}.(\frac{R}{r})^{(k_p-1)}$$

$$+\left[(1-v).(k_p^2+1)/(2k_p - v\right].p_i(\frac{r}{a})^{(k_p-1)}$$

برای

$\psi = 0$

$$X = (2v-1)p_z + (1-v).(k_p - 1)p_i.(\frac{R}{a})^{(k_p-1)}.(\frac{R}{r})^2$$

$$+(1-2v).p_i.(\frac{r}{a})^{(k_p-1)}$$

راه حل های اختصاصی الاستوپلاستیک

حالت چهارم :

$\phi = \phi_0$

$C = c$

شرایط شکست : $p_z \geq p_i + c$

شعاع شکست : $R = a.\exp\left[(p_z - p_i)/(2c) - \frac{1}{2} \right]$

منطقه پلاستیک

$$\sigma_r = P_i + 2c(1 + 1n(\frac{r}{a})$$

$$\sigma_\theta = p_i + 2c(1 + \ln(\frac{r}{a}))$$

$$\sigma_y = (\sigma_r + \sigma_\theta)/2 = P_i + C(1 + 2\ln(\frac{r}{a}))$$

منطقه الاستیک

تنش ها :

$$\sigma_r = p_z - c(\frac{a}{r})^2.\exp\left[\frac{(p_z - p_i)}{c} - 1 \right]$$

$$\sigma_G = p_z - c(\frac{a}{r})^2.\exp\left[\frac{(p_z - p_i)}{c} - 1 \right]$$

$$\sigma_Y = 2v.P_Z$$

تغییر شکل ها :

$$U_a = c(1+v)\left[1 - c(1+v)/2E\right].\exp\left[\frac{(p_z - p_i)}{c} - 1\right]$$

$$\cong \left[c(1+v)/E\right].\exp\left[\frac{(p_z - p_i)}{c} - 1\right]$$

این قسمت از فایل حذف شده است...
آنچه ملاحظه می کنید، تنها بخشی از فایل اصلی می باشد
جهت دسترسی به متن کامل با پسوند ورد، فایل را خریداری نمایید.

...

پیوست ۶

۱- بررسی موردی یک زمین لرزه

زمین لرزه تانگ – شان با بزرگی ۷/۶ و شدت x تاXI مرکالی در سطح زمین بوده است . در منطقه زمین لرزه، چند معدن زغال وجود داشت. براثر زلزله، گسلش هایی به طول بیش از ۱۱ کیلومتر اتفاق افتاده و جابه جایی هایی حدود ۱/۵ متر د رامتدادهای متلاقی با راستای معادن ایجاد شد. سازه های روی زمین در حد ۹۰ درصد دچار تخریب کلی شده و چند صد هزار نفر جان خود را از دست دادند، در حالی که در معادن صدمات جزیی بوده و تمامی هزار نفر کارگر معدن جان سالم به دربردند.

راه ارتباطی به معدن، یک معبر شیبدار بود که محل گشودگی آن، در منطقه بیشترین تخریب واقع بود. تونل شیبدار بالا، قبل از رسیدن به لایه های شیل و زغال سنگ، از یک لایه رس به ضخامت ۴ متر و از یک لایه ۶۴ متری سنگ آهک عبور می نمود. مقطع تونل به شکل نعل اسبی با قطعات سنگ و آجر پوشش شده بود . کف بتنی بوده است .

ارتفاع تونل بین ۱/۸ تا ۲/۵ متر و عرض آن ۱/۲ تا ۲/۵ متر بود. در بخش هایی، برای نصب تأسیسات برقی پمپاژها ارتفاع تونل بین ۲ تا ۳ متر و عرض آن بین ۳ تا ۵ متر گسترش یافته بود . بعد از وقوع زمین لرزه، این سازه ها سالم و قابل تردد بودند .

در ۱۵ متر اول تونل، ترک های محیطی به فاصله بین ۱ تا ۳ متر و گشودگی ۱۰ تا ۵۰میلی متر و ترک افقی به گشودگی ۲۰ میلی متر ایجاد شد، تا عمق ۳۰ متر فاصله ترک ها به ۱۰ متر و گشودگی آنها به ۱۰ میلی متر کاهش پیدا کرد. در اعماق بیشتر ترک ها نادر بودند. کف ایستگاه پمپاژ در عمق ۳۰ متری حدود ۳۰۰ میلی متر تورم پیدا کرده و ترکی به طول ۱۰ متر در آن ایجاد شد. چند آجر و قطعاتی از روکاری اندود نیزه کنده شد . ایستگاه پمپاژ در عمق ۲۳۰ متر دچار تورم در کف گردید و در عمق ۴۵۰ متر تورم کف به میزان ۵۰ میلی متر در طول ۱ متر اتفاق افتاد و منحصراً قطعات کوچکی از اندود کاری کنده شد. این صدمات د رنقاط ضعیف یعنی در محل هایی مانند تغییر مقطع ، تغییر مصالح ، روکش تونل یا در پایه های طاق ها وارد آمدند . میزان صدمات به صورت واضح با افزایش عمق کاهش داشت ولی در کل تونل سالم و قابل تردد بود .

علی رغم سالم بودن خود تونل، ترانسفورها و پمپ ها دچار صدمه شدند، اغلب ترانسفورمرها سرنگون شدند. واگن از خط خارج گردیدند . افرادی که د رداخل تونل بودند، حدود ۰/۳ متر به هوا پرتاب شده و یا چندین متر در امتداد افقی رانده شدند که این شاخص نشان دهنده شتابی بیش از شتاب ثقل بوده است .