

راهنمای طراحی سازه‌های تونل‌های آب‌بر

نشریه شماره ۳۰۹

وزارت نیرو

سازمان مدیریت منابع آب ایران

دفتر استانداردها و معیارهای فنی

<http://www.wrm.or.ir/standard>

سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور

معاونت امور فنی

دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی

<http://www.mporg.ir>

جمهوری اسلامی ایران
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

راهنمای طراحی سازه‌ای تونل‌های آب بر

نشریه شماره ۳۰۹

وزارت نیرو
شرکت مدیریت منابع آب ایران
دفتر استانداردها و معیارهای فنی

معاونت امور فنی
دفتر امور فنی، تدوین معیارها و
کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

فهرست برگه

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله
راهنمای طراحی سازه‌ای تونل‌های آب بر/ معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها
و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله؛ وزارت نیرو، شرکت مدیریت منابع آب ایران، دفتر استانداردها و
معیارهای فنی. - تهران: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی،
مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات، ۱۳۸۴.

X، ۲۰۴ ص: مصور. - (سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و
کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله؛ نشریه شماره ۳۰۹) (انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور؛
۸۴/۰۰/۶۱)

ISBN 964-425-644-1

مربوط به بخشنامه شماره ۱۰۱/۵۳۵۳۰ مورخ ۱۳۸۴/۳/۲۹
کتابنامه: ص. ۲۰۴

۱. تونل‌سازی - طرح و محاسبه. ۲. سازه‌های بتنی - استانداردها. ۳. زمین‌شناسی ساختمانی.
الف. شرکت مدیریت منابع آب ایران. دفتر استانداردها و معیارهای فنی. ب. سازمان مدیریت و
برنامه‌ریزی کشور. مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات. ج. عنوان. د. فروست.

۱۳۸۴ ش. ۳۰۹ ۲۴ س / ۳۶۸ TA

ISBN 964-425-644-1

شابک ۹۶۴-۴۲۵ - ۶۴۴-۱

راهنمای طراحی سازه‌ای تونل‌های آب بر

ناشر: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی، مرکز مدارک
علمی، موزه و انتشارات

چاپ اول، ۱۰۰۰ نسخه

قیمت: ۲۲۰۰۰ ریال

تاریخ انتشار: سال ۱۳۸۴

لیتوگرافی: قاسملو

چاپ و صحافی: نیکا چاپ

همه حقوق برای ناشر محفوظ است.



بسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
رئیس سازمان

شماره : ۱۰۱/۵۳۵۳۰	بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی ، مهندسان مشاور و پیمانکاران
تاریخ : ۸۴/۳/۲۹	

موضوع :

راهنمای طراحی سازه‌های تونل‌های آب‌بر

به استناد آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی ، موضوع ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و در چهارچوب نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (مصوبه شماره ۲۴۵۲۵/ت/۱۴۸۹۸هـ ، مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیأت محترم وزیران) به پیوست نشریه شماره ۳۰۹ دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله این سازمان ، با عنوان «راهنمای طراحی سازه‌ای تونل‌های آب‌بر» از نوع گروه سوم ، ابلاغ می‌گردد .

دستگاه‌های اجرایی ، مهندسان مشاور ، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده نمایند و در صورتی که روش‌ها ، دستورالعمل‌ها و راهنماهای بهتری در اختیار داشته باشند ، رعایت مفاد این نشریه الزامی نیست .

عوامل یاد شده باید نسخه‌ای از دستورالعمل‌ها ، روش‌ها و یا راهنمایی‌های جایگزین را برای دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله این سازمان ، ارسال دارند .

حمید شرکاء
معاون رئیس جمهور و رئیس سازمان

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته، مبادرت به تهیه این دستورالعمل نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، **از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:**

- ۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.
 - ۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.
 - ۳- در صورت امکان، متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.
 - ۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.
- کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، خیابان شیخ بهائی، بالاتر از ملاصدرا، کوچه لادن، شماره ۲۴

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

<http://tec.mporg.ir>

سند و ق پستی ۱۹۹۱۷-۴۵۴۸۱

استفاده از ضوابط، معیارها و استانداردها در مراحل تهیه (مطالعات امکان‌سنجی)، مطالعه و طراحی، اجرا، بهره‌برداری و نگهداری طرح‌های عمرانی به لحاظ توجیه فنی و اقتصادی طرح‌ها، کیفیت طراحی و اجرا (عمر مفید) و هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری از اهمیت ویژه برخوردار می‌باشد.

نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (مصوبه مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیأت محترم وزیران) بکارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح و نیز توجه لازم به هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری در قیمت تمام شده طرح‌ها را مورد تأکید جدی قرار داده است.

باتوجه به مراتب یاد شده و شرایط اقلیمی و محدودیت منابع آب در ایران، امور آب وزارت نیرو (طرح تهیه و تدوین ضوابط و معیارهای صنعت آب کشور) با همکاری معاونت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور (دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله) براساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه اقدام به تهیه استانداردهای مهندسی آب نموده است. استانداردهای مهندسی آب با در نظر داشتن موارد زیر تهیه و تدوین شده است :

- استفاده از تخصص‌ها و تجربه‌های کارشناسان و صاحب‌نظران شاغل در بخش عمومی و خصوصی
- استفاده از منابع و مأخذ معتبر و استانداردهای بین‌المللی
- بهره‌گیری از تجارب دستگاه‌های اجرایی، سازمان‌ها، نهادها، واحدهای صنعتی، واحدهای مطالعه، طراحی و ساخت
- پرهیز از دوباره‌کاری‌ها و اتلاف منابع مالی و غیرمالی کشور
- توجه به اصول و موازین مورد عمل مؤسسه استانداردها و تحقیقات صنعتی ایران و سایر مؤسسات تهیه‌کننده استاندارد
- ضمن تشکر از کارشناسان محترم برای بررسی و اظهار نظر در مورد این استاندارد، امید است مجریان و دست‌اندرکاران بخش آب، با بکارگیری استانداردهای یاد شده، برای پیشرفت و خودکفایی این بخش از فعالیت‌های کشور تلاش نموده و صاحب‌نظران و متخصصان نیز با اظهار نظرهای سازنده در تکامل این استانداردها مشارکت کنند.

اعضای کمیته تدوین راهنمای طراحی سازه‌ای تونل‌های آب‌بر

این راهنما با مسئولیت و سرپرستی آقای مهندس محمود آذرنگی و همکاری گروه نظارت بر تهیه راهنما تهیه شده است.

اعضای گروه نظارت به ترتیب حروف الفباء عبارتند از :

آقای ابوالقاسم صانعی نژاد	شرکت مهندسین مشاور پارس اسلوب	دکترای سازه
آقای محمدرضا عسکری	شرکت مهندسین مشاور بندآب	دکترای سازه
آقای ایرج غلامی علم	شرکت مدیریت منابع آب ایران	فوق لیسانس مهندسی عمران
آقای فرهاد گلشن	شرکت مهندسین مشاور تهران بوستن	فوق لیسانس سازه
خانم نیکو ملک احمدی	شرکت مدیریت منابع آب ایران	لیسانس مهندسی عمران - آب
آقای حسن نصری قجری	مهندسین مشاور قدس نیرو	دکترای سازه

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۱	مقدمه
۲	فصل اول - کلیات
۲	۱-۱ هدف
۲	۲-۱ دامنه کاربرد
۳	۳-۱ روش‌ها و استانداردهای طراحی
۳	۴-۱ گروه تخصصی طراحی
۴	۵-۱ مراحل طراحی و اجرا
۴	۱-۵-۱ مطالعات شناسایی
۴	۲-۵-۱ مطالعات توجیهی
۵	۳-۵-۱ تهیه طرح اجرایی
۵	۴-۵-۱ مرحله اجرا
۵	۵-۵-۱ مرحله راه‌اندازی و بهره‌برداری
۶	فصل دوم - محیط میزبان
۶	۱-۲ ملاحظات زمین‌شناسی
۶	۲-۲ ویژگی‌های سنگ دست‌نخورده
۶	۱-۲-۲ مشخصات کانی
۷	۲-۲-۲ طبقه‌بندی عمده سنگ‌ها
۸	فصل سوم - گردآوری اطلاعات ژئوفیزیک و ژئوتکنیک برای تونل‌ها و شفت‌ها
۸	۱-۳ کلیات
۸	۲-۳ حفاری‌های اکتشافی لازم برای مراحل مختلف
۸	۱-۲-۳ مرحله شناسایی
۱۱	۲-۲-۳ بررسی‌های مربوط به مطالعات توجیهی
۱۲	فصل چهارم - روش‌های اجرا
۱۲	۱-۴ کلیات
۱۲	۱-۱-۴ ملاحظات اصلی
۱۲	۲-۱-۴ سایر ملاحظات

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱۳	۲-۴ حفر تونل با انفجار
۱۳	۱-۲-۴ مراحل اجرایی حفاری با انفجار
۱۳	۲-۲-۴ پیشروی در تمام مقطع و یا بخشی از مقطع
۱۴	۳-۴ طراحی مراحل انفجار
۱۴	۴-۴ حفاری تونل‌ها با وسایل مکانیکی
۱۴	۱-۴-۴ استفاده از ماشین‌آلات مختلف حفاری تونل
۱۵	۲-۴-۴ دستگاه تی.بی.ام (TBM)
۱۶	۵-۴ حفاری شفت‌ها یا میله‌ها
۱۶	۱-۵-۴ حفاری شفت در سنگ
۱۷	۶-۴ تیپ مقاطع تونل
۱۸	فصل پنجم - ملاحظات طراحی
۱۸	۱-۵ مبانی و ملاحظات برای طراحی حفاظت‌ها
۱۸	۱-۱-۵ تعاریف و مراحل طراحی
۱۹	۲-۱-۵ انواع تونل‌ها و شفت‌ها
۲۰	۲-۵ مودهای شکست در تونل‌ها و شفت‌ها
۲۱	۱-۲-۵ مودهای شکست در تونل‌ها و شفت‌ها در دوره اجرا
۲۵	۳-۵ مسلح کردن اولیه زمین
۲۵	۴-۵ طراحی حفاظ‌های موقت
۲۶	۱-۴-۵ روش‌های تجربی حفاظت‌های موقت
۲۸	فصل ششم - تحلیل‌های ژئومکانیکی
۲۸	۱-۶ کلیات
۲۸	۲-۶ روابط تنش - کرنش
۲۸	۱-۲-۶ شرایط الاستیک
۲۹	۲-۲-۶ پارامترهای غیرخطی
۲۹	۳-۲-۶ مقاومت سنگ
۳۰	۴-۲-۶ مقاومت تک محوری
۳۰	۵-۲-۶ مقاومت کششی

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۳۰	۶-۲-۶ تعریف معیار شکست موهر - کولومب
۳۱	۷-۲-۶ معیار شکست هوک - براون
۳۳	۸-۲-۶ معیار شکست هوک - براون تجدید نظر سال ۲۰۰۲ میلادی
۴۱	۳-۶ شرایط تنش طبیعی
۴۱	۱-۳-۶ تنش عمودی برجا
۴۶	۲-۳-۶ تنش افقی برجا
۴۷	۴-۶ اندازه گیری تنش های موجود
۴۷	۵-۶ روش همگرایی - همجواری
۵۱	۶-۶ تحلیل تنش
۵۱	۱-۶-۶ شکل حفاری و شرایط تنش، فشار آب منفذی
۵۳	۷-۶ روش پیوسته محاسبه با استفاده از اختلافات محدود، اجزای محدود یا روش های اجزای مرزی
۵۳	۱-۷-۶ مدل کردن توده سنگ
۵۴	۲-۷-۶ تحلیل ناپیوستگی ها
۵۵	۸-۶ مدل کردن حفاظ ها و مراحل اجراء
۵۶	۱-۸-۶ حفاظت تونل ها
۵۸	فصل هفتم - محاسبات پوشش های نهایی
۵۸	۱-۷ کلیات
۵۸	۲-۷ انتخاب مقطع و جنس پوشش تونل ها از نظر هیدرولیکی
۵۹	۳-۷ انتخاب پوشش دائم - کلیاتی در مورد پوشش نهایی تونل ها
۶۳	۴-۷ تراوش آب از پوشش، زهکشی دائم و موقت
۶۴	۵-۷ اصول کلی در باره عملکرد متقابل سنگ و پوشش
۶۴	۱-۵-۷ مودهای شکست پوشش بتنی
۶۵	۶-۷ حالت های حدی طراحی و ضرایب بار برای طراحی
۶۵	۱-۶-۷ تحلیل و طراحی
۶۷	۷-۷ روش های محاسبات پوشش بتنی تونل ها
۶۸	۱-۷-۷ پوشش بتنی برای مقابله با فشار هیدرواستاتیکی وارده از خارج
۷۰	۲-۷-۷ فشار آب داخل در مقاطع دایره ای

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۷۲	۳-۷-۷ مکانیسم پیوستگی، روش بسته
۷۲	۴-۷-۷ روش‌های اجزای محدود (FEM) برای محاسبه لنگرها و نیروها
۷۳	۵-۷-۷ روش تحلیل بر مبنای پیوستگی، راه حل عددی
۷۴	۶-۷-۷ محاسبه مقطع بتن مسلح در برابر لنگر خمش و نیروهای عمودی
۷۵	۸-۷ اثر زمین‌لرزه
۷۵	۱-۸-۷ تأثیر لرزه در تونل‌ها و شفت‌ها
۸۰	فصل هشتم - ابزارگذاری و رفتار سنجی
۸۰	۱-۸ کلیات
۸۰	۲-۸ طرح و برنامه‌ریزی رفتارسنجی
۸۰	۱-۲-۸ تعیین شرایط پروژه
۸۰	۲-۲-۸ ابزار مورد نیاز
۸۱	۳-۲-۸ تعیین اهداف رفتارسنجی و پاسخ به سؤالات لازم
۸۱	۴-۲-۸ انتخاب پارامترهایی که باید ثبت شوند
۸۲	۵-۲-۸ پیش‌بینی‌های کمی و دامنه کار ابزار و پیش‌بینی‌های لازم برای هر رفتار
۸۲	۶-۲-۸ پیش‌بینی‌های لازم برای مرمت ابزار و راهکارهای عملی
۸۲	۷-۲-۸ تعیین وظایف و مسئولیت‌ها برای تمامی مراحل
۸۳	۸-۲-۸ انتخاب ابزار و محل‌های نصب آنها
۸۳	۹-۲-۸ برنامه ثبت داده‌های مؤثر در تصمیم‌گیری
۸۳	۱۰-۲-۸ بررسی صحت و دقت داده‌ها
۸۴	۱۱-۲-۸ گزارش‌های رفتارنگاری
۸۴	۱۲-۲-۸ برنامه‌ریزی واسنجی کردن در زمان‌های معین و نگهداری ابزار
۸۴	۱۳-۲-۸ برنامه‌ریزی جمع‌آوری داده‌ها و مدیریت و راهبری آنها
۸۴	۳-۸ رفتارسنجی اجرایی تونل‌ها و مغارهای زیرزمینی
۸۵	پیوست‌ها
۸۷	پیوست ۱- ملاحظات زمین‌شناسی
۸۷	۱-۱ طبقه‌بندی کانی‌ها و سنگ‌ها

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۸۷	۲-۱ گسل‌ها، درزه‌ها و صفحات لایه‌بندی
۸۷	۱-۲-۱ جهت
۸۷	۲-۲-۱ فاصله
۸۸	۳-۲-۱ طول
۸۸	۴-۲-۱ زبری
۸۸	۵-۲-۱ مقاومت جدار سنگ در درزه
۸۸	۶-۲-۱ گشودگی درزه
۸۸	۷-۲-۱ پرشدگی
۸۸	۸-۲-۱ نفوذ
۸۸	۹-۲-۱ تعداد گروه درزه‌ها
۸۸	۱۰-۲-۱ ابعاد بلوک
۸۹	۳-۱ هوازدگی
۸۹	۴-۱ آب زیرزمینی
۹۰	۵-۱ ویژگی‌های هیدروژئولوژیک در سازندهای زمین‌شناسی
۹۰	۱-۵-۱ پیش‌بینی‌های لازم برای مقابله با آب زیرزمینی هنگام حفر تونل‌ها، شفت‌ها و مغارها
۹۱	۶-۱ گازهای طبیعی
۱۰۰	پیوست ۲
۱۰۰	۱- اطلاعات مورد نیاز از عملیات اکتشافی برای طراحی‌های پیش از اجرا
۱۰۰	۱-۱ اطلاعات محیطی و زمین‌شناسی
۱۰۱	۲-۱ برنامه‌ریزی حفاری
۱۰۲	۳-۱ تعداد گمانه‌های لازم
۱۰۴	۲- حفاری‌های اکتشافی
۱۰۴	۱-۲ وسایل و روش‌های حفاری
۱۰۴	۲-۲ حفاری‌های عمیق و نمونه‌گیری
۱۰۴	۳-۲ آزمایش‌های سنگ دست‌نخورده و توده سنگ
۱۰۴	۱-۳-۲ کلیات
۱۰۴	۲-۳-۲ آزمایش در گمانه‌ها و ترانشه‌های آزمایشی

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱۰۵	۳-۳-۲ آزمایش‌های برجا
۱۰۶	۴-۳-۲ آزمایش‌های آزمایشگاهی
۱۰۶	۵-۳-۲ موارد استفاده از نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی و برجا
۱۰۸	۴-۲ روش‌های طبقه‌بندی توده سنگ
۱۰۸	۱-۴-۲ روش بار سنگ
۱۰۸	۲-۴-۲ شاخص کیفی سنگ (RQD)
۱۱۰	۳-۴-۲ طبقه‌بندی ساختمانی سنگ (RSR)
۱۱۰	۴-۴-۲ سامانه طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ
۱۱۰	۵-۲ اکتشافات بزرگ مقیاس
۱۱۱	۶-۲ کیفیت توده سنگ (Q)
۱۱۱	۷-۲ ارائه اطلاعات ژئوتکنیک
۱۱۲	۸-۲ اکتشافات زمین‌شناسی دوره ساخت
۱۱۳	پیوست ۳
۱۱۳	مقدمه
۱۱۳	۱- حفر تونل با استفاده از مواد ناریه
۱۱۳	۱-۱ برش گوه‌ای یا بادبزی
۱۱۳	۲-۱ حفاری‌های آتشباری
۱۱۳	۳-۱ محیط کار
۱۱۴	۴-۱ مواد ناریه
۱۱۴	۵-۱ فاکتور پودر - فاکتور چال
۱۱۶	۶-۱ انفجار کنترل شده
۱۱۷	۷-۱ ارتعاش‌های انفجار
۱۲۱	۸-۱ روش‌های شناخته شده برای حفاری‌های انفجاری
۱۲۱	۱-۸-۱ اجرای تونل‌ها به روش مقطع کامل
۱۲۸	۲-۸-۱ اجرای تونل‌ها با استفاده از روش‌های کلاسیک حفر مرحله‌ای
۱۴۲	۲- حفاری توسط دستگاه‌های مکانیکی

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۱۴۵	۳- مهاربندی و قاب‌ها و بتن‌پاشی به عنوان حفاظ موقت
۱۴۶	۱-۳ قاب‌ها و تیرهای مشبک
۱۵۴	۲-۳ تیپ‌های عملی مهاربندی
۱۶۰	پیوست ۴
۱۶۰	۱- کلیات
۱۶۰	۲- بارگذاری ترزاقی و RQD
۱۶۷	۳- طبقه‌بندی ساختمانی سنگ به روش RSR
۱۷۰	۴- طبقه‌بندی ژئومکانیکی در سامانه RMR
۱۷۲	۵- سامانه Q برای رده‌بندی توده سنگ‌ها
۱۸۴	۶- محدودیت‌های کاربرد برای روش‌های تجربی سامانه‌های حفاظت
۱۸۵	پیوست ۵
۱۸۵	۱- روش‌های قدیمی
۱۹۲	۲- روش‌های اندازه‌گیری تنش‌های موجود در توده سنگ
۱۹۵	۳- روابط مربوط به محاسبات تنش‌ها
۲۰۱	۴- نقطه‌نظرهای عملی برای محاسبات در شرایط ساده شده
۲۰۱	۱-۴ حفاظ تونل
۲۰۱	۲-۴ اجرای بتن‌پاشیدنی
۲۰۱	۳-۴ شبیه‌سازی انتقال بار به پوشش تونل، در مدل دو بعدی
۲۰۱	۴-۴ میل مهار تزریق شده در تمام طول با ورق نگه‌دارنده
۲۰۱	۵-۴ مدل کردن میل‌مه‌ارها، قاب‌ها و قاب‌های مشبک در تحلیل دو بعدی
۲۰۱	۶-۴ تفسیر نتایج تحلیل‌ها
۲۰۳	پیوست ۶
۲۰۳	۱- بررسی موردی یک زمین‌لرزه
۲۰۴	منابع و مراجع

مقدمه

سازه‌های زیرزمینی از جمله سازه‌های پیچیده مهندسی هستند که طراحی و روش‌های اجرای آنها دامنه بسیار وسیعی دارد. شاید تنوع این نوع سازه‌ها از نظر شرایط محیطی قابل شمارش نیست، همان‌گونه که ویژگی‌های ژئومکانیکی و تنش‌های طبیعی برای دو نوع زمین فقط بر حسب تصادف می‌تواند یکسان و مشابه باشد. به همین سبب استاندارد کردن بارهای سنگ و کنش و اندرکنش سازندهای زمین‌شناسی با عناصر مهندسی که در ساختن این سازه‌ها به کار می‌روند و شامل حفاظت‌های موقت (و پوشش‌های دائم) می‌باشد مقدور نمی‌باشد.

به عنوان مثال، مقایسه این سازه‌ها با سدها که بزرگ‌ترین سازه‌های مهندسی ساخته شده هستند، روشن می‌نماید که در سدها ناشناخته‌های طراحی منحصر به پی و تا اندازه‌ای رژیم‌های جریان رودخانه‌ها 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 عمده‌ای در تصمیم‌گیری‌های طراحی داشته و حتی نوع سازه سد را تعیین می‌کند. در سازه‌های زیرزمینی شامل تونل‌ها، مغارها و شفت‌ها، ویژگی‌های ژئومکانیکی خاص مقاطع یا محدوده‌های زمین‌شناسی به سختی قابل تشخیص بوده و تعیین دقیق این ویژگی‌ها به جز هنگام حفاری‌های اجرایی معین نمی‌شود. به این ترتیب، بارهای وارد به سامانه و پایدار نگه‌داشتن مغار با ضریب اطمینان کافی پس از رسیدن به لایه‌های زمین‌شناسی متفاوت و انجام آزمایش‌های لازم تعیین می‌شود.

دشواری‌های اشاره شده، سبب می‌شود که پروژه‌های متشکل از سازه‌های زیرزمینی نیازمند راهنمایی‌ها و دستورالعمل‌های تجربی و نظری باشد که طراحان مربوطه با توجه به آنها بتوانند در مقاطع پیش از اجرا، طرح‌هایی در حد قابل قبول ارائه نمایند. موضوع این مجموعه عمدتاً کلیات مشترک مربوط به سازه‌های زیرزمینی و روش‌های برخورد به طراحی‌ها و کلیاتی از اجرا می‌باشد.

در نبود استانداردهای بین‌المللی، این مجموعه نیز مانند دستورالعمل‌ها و ضوابط موجود، گروه‌های طراح را در سازماندهی طراحی و اتخاذ روش‌های طراحی، راهنمایی خواهد کرد.

در خاتمه امیدوار است با نهایت کوششی که در خلاصه‌نویسی 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 ضوابط، دستورالعمل‌ها و استانداردهای طراحی سازه‌ای برای تونل‌های آبربر و پوشش آنها است. پرداختن به چنین هدفی، بدون اشاره به تعاریف و مفاهیم کلی، راه‌گشا نیست. در بارگذاری تونل‌ها، زمین اطراف تونل، با تمام ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی آن نقش عمده‌ای دارد. به همین سبب، کلیاتی در مورد زمین‌شناسی و طبقه‌بندی زمین‌شناختی در پیوست‌های این مجموعه آمده تا مراجعه به مأخذهای گوناگون به حداقل کاهش یابد.

با توجه به تأثیر روش‌های اجرا، در حفاظت‌های موقت و دائم در مجموعه حاضر ضمن معرفی روش‌های اجرا، گزینه‌های لازم برای حفاظت‌ها نیز توصیه شده‌اند. بدین ترتیب این مجموعه منحصرأ جنبه استاندارد ندارد، بلکه ترکیبی از توصیه‌ها، دستورالعمل‌ها و استانداردها است.

۲-۱ دامنه کاربرد

این مجموعه شامل نقطه‌نظرهای فنی، رهنمودهای مربوط به طراحی و اجرای تونل‌ها و شفت‌ها با کاربردهای هیدرولیکی می‌باشد. در مواردی از جمله محاسبات پایداری جدار تونل‌های سنگ‌بری شده، می‌توان در زمینه تونل‌های ترافیکی نیز از این مجموعه استفاده کرد. دامنه کاربرد مجموعه در زمینه مطالعات و نتیجه‌گیری‌های ژئوتکنیک در حد نیاز مهندس طراح سازه مطرح شده است. با توجه به تنوع روش‌های اجرای تونل‌ها و متدولوژی‌های مختلف، از جمله استفاده از ماشین‌آلات خاص حفاری یا روش‌های ویژه مانند لوله‌رانی^۱، برای کاهش حجم متن، تنها به این روش‌ها اشاره گردیده است. همچنین این مجموعه از نظر اجرایی، خاص تونل‌ها و شفت‌ها در زمین‌های سنگی است که با اجرای آنها در زمین‌های نرم تفاوت عمده‌ای دارند. به این ترتیب، کتاب حاضر به عنوان یک راهنمای طراحی و اجرا در تونل‌ها و شفت‌های سنگی به کار می‌رود.

برای طراحی موفق فنی که توأم با نقطه‌نظرهای اقتصادی باشد، استفاده از گروه مهندسين با تجربیات بالا در زمینه‌های تخصصی مختلف ضرورت 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 اشاره داشته که البته از اشاره فراتر نرفته و به این ترتیب نقطه‌نظرهای مربوط به تهیه اسناد قرارداد را به طور کامل نمی‌پوشاند.

طراحی تونل‌ها و شفت‌ها به علت این که محیط اجرای آنها بر خلاف سایر موضوعات مهندسی منحصرأ تشکیلات زمین‌شناسی هستند، با سازه‌های دیگر اختلاف بنیادی دارد؛ در سازه‌های مهندسی معمولاً طراحی عناصر مهندسی مورد نظر است ولی در مورد تونل‌ها، در صورتی که مغار حفاری شده با استفاده از روش‌های مختلف از جمله به کار بردن میل مهارها، بتن‌پاشی و تمهیدات دیگر تقویت شوند، باز در مورد پایداری و ضریب ایمنی سازه نمی‌توان به اعداد دقیقی رسید.

در این راستا، بررسی‌ها 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 روش‌ها و استانداردهای طراحی

در طراحی تونل‌ها، شفت‌ها و سازه‌های زیرزمینی، از آنجا که عامل اصلی محیط میزبان و اثر آن بر جدار مغار می‌باشد و به این سبب که میزان شناخت از محیط میزبان و ویژگی‌های آن در مقایسه با دیگر سازه‌های مهندسی محدودتر است، محاسبات و طراحی‌ها ضمن اختلاف با دیگر سازه‌های مهندسی، اساساً محاسبات ویژه‌ای بوده و به همین دلیل کدها و استانداردهای مربوط به تونل‌ها و شفت‌ها محدود و کمیاب هستند.

در این مجموعه، روش‌های طراحی با برنامه عملیات اجرایی مورد بحث قرار گرفته است. به این معنی که ابتدا خلاصه‌ای از ویژگی‌های سازندهای زمین‌شناسی به عنوان محیط میزبان معرفی گردیده و سپس طراحی حفاظها و عناصر پایدار کننده موقت با استفاده از روش‌های مختلف تشریح گردیده و سرانجام روش‌های مختلف محاسبات پوشش‌های تونل‌های هیدرولیکی بیان شده است. روش‌های برخورد به رفتار سنگ در مغارها شامل روش‌های نظری و تجربی می‌باشد که در مجموعه حاضر متداول‌ترین آنها معرفی شده‌اند. 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 ویژگی‌های سازه‌های زیرزمینی باید شامل تخصص‌های زیر باشد:

- ۱-۴-۱ مهندس زمین‌شناس، برای تهیه برنامه بررسی‌ها و اکتشافات ژئوتکنیک و ژئوفیزیک و تفسیر نتایج حاصل از بررسی‌ها، مشارکت در ارائه طرح پایداری اولیه مغارها و حفاری‌ها، اظهار نظر در مورد اقدامات لازم در برخورد به شرایط غیرمعمول و انتخاب مسیر اصلی تونل و همکاری با متخصص آب زیرزمینی.
- ۲-۴-۱ مهندس هیدرولیک، برای طرح پلان و پروفیل، و فشار آب در تونل و ویژگی‌های هیدرولیکی مقطع ساخته شده تونل و اعلام نظر در مورد گزینه‌ها.
- ۳-۴-۱ مهندس سازه، برای محاسبات پوشش‌ها در تونل‌های تحت فشار و پستاک‌ها و محاسبات بتن مسلح، همکاری در انتخاب نوع پوشش تونل و حفاظت‌های موقت.
- ۴-۴-۱ مهندس ژئوتکنیک، برای محاسبه و ارزیابی حفاظت‌های موقت، انتخاب روش‌ها و تدابیر مربوط به ناهنجاری‌ها و شرایط غیرمتعارف، انتخاب نوع پوشش تونل و مسیر کلی تونل.
- ۵-۴-۱ مهندس عمران (سیویل)، برای انتخاب موقعیت کارگاه و تجهیزات، دستیابی به کارگاه، محل انبار مواد اضافی و تغییر محل تجهیزات مربوط به اجرا.
- ۶-۴-۱ مهندس عمران (سیویل) یا نقشه‌بردار، برای تهیه نقشه‌های پایه، انتخاب روش‌های تعیین مختصات و نقاط اصلی نقشه‌برداری و کنترل اجرای عملیات صحرایی.
- ۷-۴-۱ گروه زیست‌محیطی.
- ۸-۴-۱ مهندس عمران با تجربه اجرا در سازه‌های زیرزمینی، برای مشاوره در مورد روش‌های اجرای پیش‌بینی شده و راه حل‌های مقطعی و مشارکت در تهیه اسناد قرارداد و برنامه‌های کنترل کیفیت.

۹-۴-۱ سایر تخصص‌ها، شامل متخصص آنالیز قیمت‌های واحد (معمولاً با تخصص عمران - اجرایی)، نقشه‌کش‌های آشنا با نرم‌افزارهای ترسیمی و کارشناسان مورد نیاز برای تهیه و تنظیم اسناد قرارداد.

۵-۱ مراحل طراحی و اجرا^۱

در تمامی مراحل طراحی، زمینه‌های تخصصی مهندسی تونل، زمین‌شناسی و مهندسی ژئوتکنیک باید مورد توجه باشند. مراحل طراحی و اجرا به اختصار بدین ترتیب می‌باشد:

۱-۵-۱ مطالعات شناسایی^۲

این مرحله شامل معرفی و تعیین سیمای طرح شامل بیان علل و نیازهای اجرای طرح یا چشم‌اندازهایی است که اجرای طرح ایجاد می‌نماید. عمده‌ترین پروژه‌هایی که زمینه اصلی آنها سازه‌های زیرزمینی و تونل‌ها را تشکیل می‌دهد عبارتند از: نیروگاه‌ها، 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 فعالیت‌ها در این دوره، روی اقتصاد طرح متمرکز می‌گردد. در این مرحله باید امتیاز و برتری اجرای

طرح بر هزینه‌های اجرا و آسیب‌های زیست‌محیطی ناشی از اجرا روشن شود. در این راستا، باید دقت طرح در حد مناسبی بیشتر از مرحله قبل بوده و مسائل زمین‌شناسی و زیست‌محیطی با دقت کافی تشریح شوند.

۲-۲-۵-۱ در مورد هر طرح، گزینه‌هایی با در نظر گرفتن مشکلات و موانع و اثرات زیست‌محیطی بررسی می‌شوند که پس

از غربال کردن گزینه‌ها، طرح نهایی شامل طرح اولیه، هندسه طرح، راستاها و ترازها و پارامترهای جانبی (از جمله راه‌های دستیابی) به عنوان طرح حاصل از مطالعات توجیهی ارائه می‌شود.

در این مرحله محاسبات هیدرولیکی طرح در تعیین هندسه و راستا و ترازها نقش عمده‌ای دارد. طرح مرحله اول باید شامل سازه‌های جانبی از قبیل مخزن ضربه‌گیر، محفظه هوا و غیره باشد. در گزینه‌ها باید علاوه بر تونل و تجهیزات جانبی، گزینه‌های جایگزین نیز بررسی شوند. مشکلات و پیچیدگی‌های زمین‌شناسی و عوارض ناشی از حفاری (مانند برخورد به چشمه‌های آب گرم و گازهای مسموم) در این مرحله ملاحظه خواهند شد. به این ترتیب، در مرحله اول باید مطالعات بررسی‌ها و اکتشافات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی در حد مناسب انجام شده و از نتایج آنها در ارائه گزینه‌ها و انتخاب مسیر مناسب و همچنین هندسه مناسب و محاسبات پایداری استفاده گردد.

۱- در حال حاضر خدمات مهندسی مربوط به تونل‌ها و مغارها در مراحل مختلف به صورت همسان موجود نیست و لازم است در مجموعه‌های آینده استاندارد صنعت آب تدوین شرح خدمات مهندسی برای این عملیات مورد توجه قرار گیرد.

2 - Reconnaissance and Conception

۱-۵-۳ تهیه طرح اجرایی

پس از انتخاب مسیر و هندسه مناسب تونل و موقعیت شفت، بر اساس نقشه‌های توپوگرافی دقیق‌تر (حداقل مقیاس ۱:۲۰۰۰ برای مسیر و حداقل ۱:۱۰۰۰ برای ورودی و خروجی) و با توجه به اطلاعات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی، طراحی‌ها انجام می‌گیرد. نکات مهمی که در این مرحله باید مورد استفاده و توجه باشند، عبارتند از:

- جزییات ژئوتکنیک،
- حفظ تأسیسات موجود،
- تدابیر لازم برای جلوگیری از آب‌شستگی‌ها و یا انباشته شدن رسوبات هنگام وقوع جریان‌های سطحی،
- جانمایی ورودی، خروجی و شفت،
- حفاظت‌های موقت،
- شرایط و حدودی که پیمانکار باید حفاظت‌های موقت را طراحی کند،
- مراحل و ترتیب اجرا،
- پوشش نهایی تونل (شامل بتن، میل‌گرد و فولاد)،
- سازه‌های جانبی و جزییات آنها،
- حفاظت‌های کاتدی،
- ابزار دقیق و سامانه‌های رفتارنگاری، و
- مشخصات فنی و خصوصی و برنامه گزارش‌های کارگاهی.

۱-۵-۴ مرحله اجرا

در مرحله اجرا، تیم اجرایی شامل مدیر پروژه، مهندس مقیم، نظار و سایر نفرات لازم می‌باشد. 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 نماینده‌ای از طرف گروه طراحی در کارگاه نیز لازم است.

۱-۵-۵ مرحله راه‌اندازی و بهره‌برداری

پیش از اعلام تحویل، باید آزمایش‌های لازم از جمله هیدرواستاتیک انجام و دستورالعمل بهره‌برداری و نگهداری و نقشه‌های چون ساخت تهیه شود.

در مرحله بهره‌برداری، از قرائت‌های سامانه‌های رفتارنگاری بهره‌گیری می‌گردد.

فصل دوم - محیط میزبان

۱-۲ ملاحظات زمین‌شناسی^۱

ملاحظات عمده زمین‌شناسی تونل‌ها به شرح زیر می‌باشند:

۱-۱-۲ زمین‌شناسی محدوده کار در مورد تونل‌ها، مغارها و سازه‌های زیرزمینی باید گویای ویژگی‌های مکانیکی از جمله تغییر شکل و شکست آنها هنگام حفاری باشد. در صورت احتمال برخورد به آب زیرزمینی، مقدار و فشار آن باید بررسی شود.

۲-۱-۲ هنگام طراحی و اجرای تونل‌ها "چینه‌شناسی" و ساختمان "زمین‌شناسی توده سنگ" چهارچوب اصلی طبقه‌بندی را تعیین می‌کند. توده سنگ‌ها از نظر زمین‌شناسی با توجه به ویژگی‌های مختلف طبقه‌بندی می‌شوند. در این بررسی‌ها ضمن طبقه‌بندی زمین‌شناسی و مسائل آن، عواملی از جمله برخورد به آب زیرزمینی پیش‌بینی می‌گردد. از نمونه‌های دست‌نخورده^۲ (بکر) سنگ ویژگی‌های مکانیکی به دست می‌آید. حال آن که توده سنگ، به علت داشتن ابعاد بزرگ‌تر ویژگی‌های دیگر از جمله اثر درزه‌ها و شکستگی‌ها را نیز در بردارد.

به این ترتیب، در آغاز به کلیات زمین‌شناسی که باید در طراحی سازه‌ای مغارها و حفره‌های زیرزمینی مورد توجه قرار گیرند اشاره می‌شود. در رفتار عمومی توده ویژگی‌های رفتاری ژئوتکنیکی سنگ سالم و توده سنگ، تنش‌های موجود در توده سنگ در حالت طبیعی، اثر هوازدگی و ناپیوستگی (از جمله درزه‌ها و گسله‌ها) و وجود آب زیرزمینی و گازها که پایه‌های پیش‌بینی رفتاری سازه‌های زیرزمینی را تشکیل می‌دهند ملحوظ می‌شود.

۲-۲ ویژگی‌های سنگ دست‌نخورده

ویژگی‌های سنگ بکر را به صورت کلی به ترتیب زیر می‌توان بیان کرد:

سنگ، ماده‌ای طبیعی است که ترکیب بسیار متنوعی دارد. سنگ‌ها معمولاً متشکل از قطعات کانی‌هایی هستند. کانی‌ها ترکیبات شیمیایی یکدستی دارند. کانی‌های هر سنگ ویژگی‌های خاص خود را دارند. شناختن کانی‌ها معمولاً از روی مقاطع نازک از سنگ صورت می‌گیرد. بیشترین کانی‌ها از ترکیبات سیلیکات‌ها می‌باشند.

۱-۲-۲ مشخصات کانی

ویژگی کانی‌ها غالباً خصوصیات مهندسی سنگ‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهد، خصوصاً اگر مقدار آن در سنگ زیاد باشد. سیلیکات‌های بدون آب (فلداسپارها، کوارتز، هورن بلند، اوژیت و اولیون) در قیاس با کانی‌های دیگر به طور قابل توجهی سخت‌تر می‌باشند که این امر، سبب افزایش مقاومت تک‌محوری و برشی سنگ می‌شود.

۱- برای اطلاعات بیشتر به پیوست شماره ۱ مراجعه شود.

اگر مقدار کانی‌های نسبتاً نرم مانند میکا یا کلسیت در توده قابل ملاحظه باشد، می‌توانند موجب هوازدگی زیاد و شکست سریع سنگ شوند. کانی‌هایی که قابلیت تورق دارند، سبب بروز آنیزوتروپی در سنگ می‌گردد، ولی از آنجا که قطعات متمرکز از یک کانی در سنگ کم است، هر کانی غالباً اثر مستقیم کمی در رفتار مکانیکی سنگ داشته و رفتار سنگ را به میزان محدودی تحت تأثیر قرار می‌دهند. برای تعیین مشخصات و ویژگی‌های سنگ انجام آزمایش‌های مکانیکی روی نمونه‌های آن ضروری است.

۲-۲-۲ طبقه‌بندی عمده سنگ‌ها

منشأ سنگ‌ها، عامل اصلی طبقه‌بندی آنهاست. سنگ‌ها به گروه‌های زیر تقسیم می‌شوند:

۱- سنگ‌های آذرین،

۲- سنگ‌های رسوبی، و

۳- سنگ‌های دگرگون.

در طبقه‌بندی سنگ‌ها که توسط آقایان کلیتون^۱، سایمون^۲ و متیو^۳ در سال ۱۹۸۲ انجام شده، سنگ‌های آذرین بر حسب اندازه بلورها طبقه‌بندی شده‌اند، زیرا اندازه بلورها به نحوه خنک‌شدن آنها بستگی دارد. طبقه‌بندی سنگ‌های رسوبی نیز برحسب نحوه رسوبگذاری و ترکیب شیمیایی انجام گردیده و سرانجام، گروه سنگ‌های دگرگون بر مبنای ساختمان قطعات و کانی‌ها طبقه‌بندی شده‌اند.

1 - Claytone

2 - Simon

3 - Matthew

فصل سوم - گردآوری اطلاعات ژئوفیزیک و ژئوتکنیک برای تونل‌ها و شفت‌ها

۱-۳ کلیات

علاوه بر اطلاعات عمومی، موردی و تجربی در اجرای تونل‌های هیدرولیکی، از اطلاعات ژئوفیزیکی و ژئوتکنیکی نیز باید استفاده شود. اولین قدم در این زمینه، ارائه برنامه بررسی‌ها می‌باشد.

هدف از ارائه برنامه ژئوتکنیک برای تونل‌ها، آن گروه از جزییات است که ایمنی و روش‌های مناسب اجرا و عملکرد صحیح تونل در دوره بهره‌برداری را تأمین نمایند. در این بخش، روش‌ها و استانداردهای لازم مورد بحث قرار می‌گیرند.

دستورالعمل‌های قید شده در USACE 1110-1804، بخش بررسی‌های ژئوتکنیک و EM1110-1-1802 بررسی‌های ژئوفیزیک از جمله استانداردهای لازم هستند که می‌توان به آنها استناد کرد. در دنباله مطلب، عملیات اکتشافی مورد نیاز احداث تونل‌ها در مراحل مختلف مطالعات قید شده است.

اطلاعاتی را که باید گردآوری کرد به صورت زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

۱-۱-۳ پروفیل‌های زمین‌شناسی (چینه‌شناسی، ساختمان و ماهیت اصلی نوع سنگ‌ها و خصوصیات عمده آنها)،

۲-۱-۳ ویژگی‌ها و شرایط ژئومکانیکی توده سنگ،

۳-۱-۳ آب زیرزمینی (مخازن آب زیرزمینی، آبخوان‌ها و فشار آب)، و

۴-۱-۳ خطرات اجرایی (تلاقی با گسله‌های اصلی حامل آب، گازها و غیره).

۲-۳ حفاری‌های اکتشافی لازم برای مراحل مختلف

برای جمع‌آوری اطلاعات فنی لازم برای مطالعات تونل‌ها در مراحل مختلف، بررسی‌های ژئوفیزیک و ژئوتکنیک به شرح زیر مورد نیاز می‌باشند:

۱-۲-۳ مرحله شناسایی

اطلاعات ژئوتکنیک مورد نیاز مرحله شناسایی عمدتاً از داده‌های موجود گرفته می‌شود و عملیات ژئوتکنیک به حداقل محدود می‌گردد. گردآوری اطلاعات بیشتر، به مرحله توجیهی موکول می‌شود. در مرحله شناسایی، اتکا عمدتاً بر زمین‌شناسی منطقه و بر عوامل کلی طراحی و اجرا می‌باشد. کمترین اطلاعات مورد نیاز شامل موارد زیر است:

- گردآوری اطلاعات و نتایج مطالعات موجود،
- دریافت اطلاعات از راه دور (سنجش از دور)،
- تهیه نقشه‌های زمین‌شناسی صحرایی اولیه،
- عملیات مناسب ژئوفیزیک، و
- حفاری در نقاط حساس و کلیدی، حسب انتخاب.

۳-۲-۱-۱ منابع اطلاعات موجود

نقشه‌های توپوگرافی ۱:۵۰۰۰۰ برای تمام سطح کشور ایران موجود است. نقشه‌های زمین‌شناسی تقریباً برای تمام کشور به مقیاس ۱:۲۵۰۰۰۰ از سازمان زمین‌شناسی کشور قابل حصول بوده و گذشته از این، بخش‌هایی از کشور دارای نقشه‌های به مقیاس ۱:۱۰۰۰۰۰ می‌باشند. همچنین از وزارتخانه‌ها و نهادهای دیگر از جمله وزارت صنایع و معادن و وزارت نفت، می‌توان نقشه برخی مناطق دیگر را گردآوری کرد. شرکت‌های خصوصی در مطالعات خود، نقشه‌های زمین‌شناسی با مقیاس‌های متفاوت را تهیه کرده‌اند که در پروژه‌های بزرگ، دسترسی به آنها حسب دستور کارفرمای طرح یا مراجعه به مقامات سازمان‌های مربوطه امکان‌پذیر است. بنابراین در مطالعات شناخت، مهندسین مشاور مطالعه کننده باید منابع نقشه‌ها و اطلاعات را به کارفرما اطلاع دهد تا معرفی و همکاری برای اخذ و گردآوری آنها به عمل آید.

در مناطق شهری، با مراجعه به وزارت مسکن و شهرسازی، سازمان‌های آب، شرکت‌های منطقه‌ای آب و فاضلاب و مهندسین مشاور فعال در پروژه‌های توسعه شهری، می‌توان اطلاعات لازم را گرد آورد.

اطلاعاتی که به شرح بالا جمع‌آوری می‌شوند، غالباً هدف‌های خاص خود را دنبال می‌کنند. بنابراین مطالعه کننده باید در جهت اهداف طرح خود روی داده‌های خام، کار کرده و تغییرهای لازم را به عمل آورد. نتیجه این کارها باید به تهیه مجموعه نقشه‌های زمین‌شناسی، پروفیل‌ها، تشریح انواع سنگ‌ها و فهرست مشکلات و آنومالی‌ها منجر شود. تمامی این اطلاعات باید با مشاهدات محلی، صحرایی و سایر روش‌ها تکمیل شوند.

استفاده از عکس‌های ماهواره‌ای، عکس‌های هوایی، نقشه‌ها و بازدیدهای محلی در تهیه مجموعه کامل نقشه، گسله‌ها و سایر عوارض متداول است و مطالعه کننده باید در حدود مناسب با ابعاد طرح و اهمیت و حساسیت آن در مرحله شناخت، بسته به مورد از این اطلاعات (با توافق کارفرما و پس از گنجاندن حدود آن در شرح خدمات قرارداد) استفاده نماید. گاه نتایج حفاری روی سازندهای مورد نظر که در سایر نقاط انجام شده، در دسترس هستند که از آنها می‌توان استفاده نمود. جمع‌آوری و بررسی داده‌های موجود باید شامل اطلاعات مربوط به ویژگی‌های جغرافیایی، فرهنگی، داده‌های محیطی مانند مالکیت اراضی، تأسیسات موجود، راه‌های دسترسی، حساسیت‌های محیطی و غیره باشد. توسعه منابع محلی مانند معادن، معادن سنگ و چاه‌های نفت باید در نقشه آورده شوند.

۳-۲-۱-۲ روش‌های دریافت اطلاعات از دور (سنجش از دور)

گذشته از عکس‌های هوایی سیاه و سفید که در فتوژئولوژی کاربرد مفید و مؤثری دارند، امروزه استفاده از عکس‌های ماهواره‌ای متداول است.

در ایران، استفاده از عکس‌های هوایی به مقیاس‌های مختلف، همراه با ایماژهای ماهواره‌ای برای تمامی سطح کشور امکان‌پذیر است.

۳-۲-۱-۳ تهیه نقشه مورد نظر زمین‌شناسی

اولین اقدام، انجام مطالعات صحرایی و بررسی دقیق و شناسایی مسیر تونل است؛ در این بررسی‌ها باید به محل محورها و ورودی‌ها و خروجی‌ها توجه خاص داشت. اجزا و بخش‌های تصویر شده در نقشه‌ها و عکس‌های هوایی نیز باید بررسی شوند. رخنمون‌های سنگ‌ها که غالباً در خاکبرداری جاده‌ها وجود دارند، از جمله بهترین عوامل شناسایی توده سنگ‌ها، شکستگی‌های آنها و امتداد لایه‌های رسوبگذاری و موقعیت مرز و محدوده انواع سنگ‌ها می‌باشند.

مشاهدات زمینی، خصوصاً به عوارضی که ضرورت مسئله را مطرح می‌کند می‌پردازد که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- زمین‌لغزه‌های نو و کهنه، خصوصاً در محدوده ورودی‌ها و خروجی‌های تونل‌ها،
- گسل‌های مهم،
- حفره‌های فرونشسته^۱ و مناطق کارستی،
- چشمه‌های آب گرم،
- فعالیت‌های آتشفشانی،
- آیدریت‌ها و گچ و یا شیل‌های متورم شونده،
- غارها،
- ترک‌های رهایی تنش، و
- مناطق دارای هوازدگی عمیق و واریزه‌ها.

پس از تعیین و تثبیت مسیر تونل و ورودی و خروجی، باید نقشه جزییات زمین‌شناسی تهیه شود. درزها، گسل‌ها و صفحات لایه‌بندی، باید روی نقشه آمده و قرارگیری آنها و چینه‌ها مشخص شود، به طوری که محاسبات پایداری را بتوان انجام داد.

۳-۲-۱-۴ آب زیرزمینی (هیدروژئولوژی)

آب زیرزمینی بالقوه می‌تواند بیشترین دشواری را در حفر تونل‌ها ایجاد کند. بنابراین برای تعیین رژیم آب زیرزمینی، منابع آب، کیفیت آب، دما و عمق آب کوشش خاص لازم است. در بررسی و برآورد مقدار آب زیرزمینی باید اطمینان حاصل شود که حفر تونل چه تأثیری بر رژیم آب زیرزمینی محیط زیست، اقتصادی و اجتماعی و پایداری سازه‌های مجاور دارد.

برای استنتاج موارد بالا، استفاده از نقشه‌ها و عکس‌های هوایی لازم و مفید است. پیاده کردن چشمه‌های دائمی و سایر منابع آبی روی نقشه در مقاطع مختلف سال غالباً لازم می‌باشد. تخمین پتانسیل آب زیرزمینی می‌تواند بر اساس کشت و کار منطقه ارزیابی شود.

۳-۲-۱-۵ بررسی‌های ژئوفیزیک سطحی

روش‌های ژئوفیزیکی، به علت ارزان بودن نسبی آنها و ارائه اطلاعات نسبتاً مناسب در مدت کوتاه برای مراحل ابتدایی مطالعات مفید است. جزییات برنامه‌ریزی و اجرای بررسی‌های ژئوفیزیک، در مراجع مختلف از جمله در EM-1110-1-1802 ارائه شده است.

متداول‌ترین روش ژئوفیزیک برای کارهای زیرزمینی، عملیات سائسمیک انعکاسی - انعکاسی و مقاومت الکتریکی است. در روش سائسمیک (امواج صوتی) وجود سنگ‌های متمایز یا مناطق گسلیده مشخص می‌شود. این روش برای تعیین عمق آب زیرزمینی نیز مفید می‌باشد.

سرعت امواج صوتی به عنوان شاخص برای کیفیت سنگ و قابلیت سنگ برای حفاری به کار می‌رود. در صورتی که مغایرتی در سرعت امواج در محدوده ملاحظه نشود، منطقه از نظر امواج صوتی نامکشوف یا ناشناخته است. بسته به قدرت و انرژی اعمال شده در عملیات سائسمیک و تکنیک‌های خاص آن، بررسی‌های سائسمیک را می‌توان برای کارهای با عمق کم، با دقت بالا و حفاری‌های عمیق با دقت کم طراحی کرد. اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی غالباً برای تعیین عمق آب زیرزمینی مفید است.

۳-۲-۲-۲ بررسی‌های مربوط به مطالعات توجیهی

بعد از انجام زمین‌شناسی مهندسی در مرحله شناخت، بررسی‌های تکمیلی شامل حفر گمانه‌ها و ترانسه‌ها برای مطالعات مرحله توجیهی صورت می‌گیرند. دامنه کار در این مرحله از کار، باید به حدی باشد که عوارض مهم و تعیین کننده زمین‌شناسی که روی سیمای طرح توجیهی می‌توانند مؤثر باشند و یا اثرات قابل توجیهی بر انتخاب ورودی و خروجی تونل بگذارند، شناخته شوند.

۳-۲-۲-۱-۱ بررسی‌های مربوط به برنامه‌ریزی و مهندسی پیش از اجرا

در مرحله طراحی‌های مهندسی، باید بررسی‌های لازم نه تنها برای برآورده ساختن نیازهای طراحی سازه زیرزمینی، بلکه برای به دست آوردن اطلاعات اجرایی صورت گیرد. به همین دلیل، برنامه عملیات باید توسط مهندس زمین‌شناس یا مهندس ژئوتکنیک با همراهی نزدیک با مهندس طرح و مهندسین اجرایی تهیه شود.

اغلب داده‌های ژئوتکنیک، برای طراحی در مرحله برنامه‌ریزی پیش از اجرا به دست می‌آیند، با این حال، حفاری‌های تکمیلی، و نیز حفاری و آزمایش‌های لازم برای اجرا را می‌توان در مراحل بعدی طراحی گردآوری کرد. عواملی که شناسایی آنها در طرح و یا عملیات اجرایی مؤثرند، در پیوست شماره ۲ آمده است.

فصل چهارم - روش‌های اجرا

۱-۴ کلیات

روش‌های اجرایی، با توجه به ابعاد پروژه و شرایط سنگ و امکانات اجرایی تنوع قابل توجهی دارند. این روش‌ها از روش‌های سنتی شامل حفاری و سنگ‌بری با استفاده از مواد منفجره تا استفاده از ماشین‌های حفاری ویژه متفاوت می‌باشند. توجه به این نکته لازم است که سنگ‌بری در مقطع تونل به علت ایجاد شستگی‌های ثانویه و یا باز شدن درزه‌های موجود، بر مراحل بعدی اجرا اثر می‌گذارد و روش‌های حفاظت موقت را تحت تأثیر قرار می‌دهد. در این بخش از مجموعه، سعی شده که مطالب مهم تا حد امکان فهرست‌گونه آورده شوند و تنها به آن قسمت‌ها که بر طراحی و پایداری مغارها اثر می‌گذارند تأکید نسبتاً بیشتری معطوف شده است. از آنجا که ملاحظه شده در غالب کارگاه‌ها، انفجار در تونل‌ها (و پی‌کنی در زمین‌های سنگی) به علت عدم رعایت مقادیر بهینه مواد ناریه موجب خساراتی به توده سنگ و تأسیسات مجاور می‌گردد، به استفاده مناسب از مواد ناریه و ملاحظات ایمنی اشاره شده است.

در مورد تی.بی.ام^۱ها با توجه به ویژگی دستگاه‌ها به اشاره مختصری در مورد روش کار و عوامل مؤثر در انتخاب دستگاه بسنده شده و با توجه به حجم سرمایه‌گذاری، در صورت استفاده از این دستگاه‌ها طبعاً بررسی‌های ویژه لازم است که انتظار نمی‌رود این مجموعه شامل چنین اطلاعاتی باشد.

تیم طراحی باید مرکب از مهندسین طراح، مهندسین اجرا و زمین‌شناس با تجربه در سازه‌های زیرزمینی باشد. روش‌ها و مراحل حفاری روی بارها و جابه‌جایی‌هایی که باید سامانه‌های 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 می‌شود.

۱-۱-۴ ملاحظات اصلی

مراحل عملیات اجرایی در سازه‌های زیرزمین را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

- حفاری شامل حفاری با وسایل دستی، انفجار و یا استفاده از دستگاه‌ها و ماشین‌های مخصوص،
- حفاظت‌های اولیه، و
- حفاظت‌های دائمی زمین.

۲-۱-۴ سایر ملاحظات

سایر ملاحظات مهم اجرا را به ترتیب زیر می‌توان بیان نمود:

- آماده‌سازی و تجهیز کارگاه و ورودی‌ها،
- نقشه‌برداری،
- تهویه فضاها و زیرزمینی،
- زهکشی و کنترل آب،

1 - Tunnel Boring Machines (TBM)

- مقابله با خطرات،
- ملاحظه اثرات اجرای تونل بر سازه‌های مجاور، و
- کنترل اثرات زیست‌محیطی.

۲-۴ حفر تونل با انفجار

اگرچه استفاده از تی‌بی‌ام در بسیاری از پروژه‌های حفر تونل متداول نشده است، اما هنوز بخش عمده‌ای از حفاری‌های زیرزمینی در سنگ با انفجار انجام می‌شود. در پیوست شماره ۳ روش‌های اجرا، با تفصیل بیشتر آمده است.

۴-۲-۱ مراحل اجرایی حفاری با انفجار

این روش شامل مراحل اجرایی به ترتیب زیر است:

- ۱- حفر چال‌ها و خرج‌گذاری،
- ۲- آتش‌باری و تهویه برای خروج دودهای انفجار،
- ۳- حمل قطعات سنگ ریخته شده،
- ۴- لق‌گیری سقف و دیوارها،
- ۵- نصب حفاظ‌های اولیه، و
- ۶- پیشروی و ریل‌گذاری (در صورت استفاده از سامانه واگن)، تهیه تجهیزات.

۴-۲-۲ پیشروی در تمام مقطع و یا بخشی از مقطع

غالباً حفاری در تونل‌ها در تمام مقطع^۱ انجام می‌شود. طول چال‌های انفجار اندکی کمتر از ابعاد گشودگی و طول پیشروی در آتش‌باری مطلوب در حد ۹۰ درصد عمق چاله‌ها است. طول‌های تیپ پیشروی در هر دور انفجار بین ۲ تا ۴ متر می‌باشد. در صورت وجود محدودیت‌هایی از نظر ابعاد تونل، ماشین‌آلات حفاری یا کیفیت سازند مورد حفاری، سنگ‌بری به صورت مرحله‌ای مناسب‌تر است. متداول‌ترین نوع حفاری‌های مرحله‌ای، روش‌های حفر پیشانی^۲ و کرسی^۳ است. در روش اول، بخش فوقانی (پیشانی) با عرض کامل و به دنبال آن کرسی‌ها حفاری می‌شوند. در حفر کرسی‌ها از چال‌های عمودی می‌توان استفاده کرد. روش‌های متعدد حفاری مرحله‌ای وجود دارد که از آن جمله، می‌توان اول حفر قسمت میانی و سپس دو بخش در طرفین پیشانی و بخش کرسی باقی‌مانده در یک، دو یا سه مرحله را نام برد.

1 - Full-Face
2 - Heading
3 - Bench

علت انتخاب روش حفر مرحله‌ای (در مقایسه با حفر مقطع کامل) شامل موارد زیر است:

۱-۲-۲-۴ سطح مقطع برای یک دستگاه چال‌زن جامبو^۱ بزرگ است. این حالت در مغارهای نیروگاه‌ها، تونل‌های دو یا سه خطه آزاد راه‌ها و شیرخانه‌ها عمومیت دارد.

۲-۲-۲-۴ شدت انفجار بر پایه کنترل ارتعاش صورت گیرد.

۳-۲-۲-۴ زمین خیلی سست باشد به طوی که حفاری در تمام مقطع، مجال تثبیت با حفاظهای موقت را ندهد.

۳-۴ طراحی مراحل انفجار

مراحل پیش‌بینی شده برای اجرا به صورت زیر است:

۱-۳-۴ روش انجام کار باید توسط پیمانکار ارائه شده و به تصویب دستگاه نظارت برسد^۲. حفاری چال‌ها معمولاً با دستگاه‌های بادی یا هیدرولیکی حفاری صورت می‌گیرد.

در حفر تونل‌های با مقطع کوچک، از دستگاه‌های تک چکش و در مقاطع بزرگ از جامبوهایی با دو بازو یا بیشتر استفاده می‌شود. جامبو ممکن است روی شاسی با چرخ‌های لاستیکی، چرخ زنجیری و یا اصلاً روی سامانه‌ای که روی ریل‌ها حرکت می‌کند سوار شود.

۲-۳-۴ در طراحی انفجار میزان احاطه شدن چال‌ها حایز اهمیت است. اگر چال از اطراف محاط باشد، انفجار می‌تواند موجب تغییر شکل پلاستیک باشد. در چال‌هایی نزدیک سطوح آزاد، موج انفجار، در رویه دیوار ترک‌هایی ایجاد نموده و سبب ریزش سنگ می‌گردد. فاصله چال تا سطح آزاد و رویه، قاعدتاً ۰/۷۵ تا ۱ برابر فواصل چال‌ها انتخاب می‌شود. بحث بیشتر در زمینه حفاری با انفجار در پیوست شماره ۳ آمده است.

۴-۴ حفاری تونل‌ها با وسایل مکانیکی

وسایل حفاری تونل، تنوع زیادی دارند که از دستگاه‌های ساده تا تی. بی. ام را شامل می‌شود. عمده‌ترین ماشین‌ها شامل کله گاوی‌ها^۳ و تی‌بی‌ام‌ها می‌باشند.

۴-۴-۱ استفاده از ماشین‌آلات مختلف حفاری تونل

استفاده از دستگاه‌های کله‌گاوی در حفاری تونل‌ها، به صورت تمام مقطع، نیم مقطع، تونل‌های دسترسی، بازکننده جبهه کار برای TBM و سایر موارد متداول است. بخش‌های عمده در این سامانه عبارتند از:

- بخش حفر (دورانی) مجهز به ناخن،

1 - Jumbo drill

۲- اطلاعات مربوط به جزییات طرح انفجار در هر دور (روند) را در مراجعی از جمله Langeforce, Kihlstorm (1978), or Persson & Holmberg Lee (1993) و اطلاعات مربوط به عوامل انفجار و طرح انفجار در کتاب‌ها و نشریات سازندگان این مواد از قبیل Blaster's Handbook (Dupont) و نشریات گروه مهندسين ارتش آمریکا موجود است.

3 - Roadheaders

- بازوی هیدرولیکی که می‌تواند مته را با راستای عمودی در نقاط مختلف مستقر نماید،
- گردان افقی، برای انتخاب موقعیت مناسب در راستای افقی،
- بخش بارگیری شامل پیش‌بند و بازوهای جمع‌آوری کننده،
- تسمه نقاله برای بار کردن نخاله‌ها به ماشین‌های حمل مواد،
- قاب پایه، و
- سیستم حرکتی دستگاه که غالباً زنجیری است.

دستگاه‌ها دارای توانایی و ظرفیت‌های متفاوتی هستند. دستگاه‌های بزرگ می‌توانند از یک محل استقرار تا حدود ۶۰ متر مربع را حفاری کنند. بازوی حفاری، زوایای مختلفی می‌گیرد که می‌تواند حتی شفت‌ها را حفاری کند. اکثر دستگاه‌ها می‌توانند سنگ‌هایی با مقاومت فشاری تک محوری بین ۶۰ تا ۱۰۰ مگاپاسکال را حفاری کنند. دستگاه‌های قوی‌تر می‌توانند سنگ‌های با مقاومت بین ۱۵۰-۲۰۰ مگاپاسکال را (برای زمان محدودی) برش دهند. ماشین‌های متوسط و کوچک، بین ۲۰ تا ۸۰ تن وزن دارند. توان کله برشی بین ۳۰ تا ۱۰۰ کیلووات و توان کلی بین ۸۰ تا ۶۵۰ کیلووات می‌باشد. دستگاه‌های بزرگ‌تر با وزن حدود ۹۰ تن توان برشی حدود ۲۲۵ کیلووات دارند. در صورتی که دستگاه خوب مستقر شود، نیروی عمودی کله‌گاو بیش از ۵۰ تن خواهد بود. میزان کارایی این دستگاه‌ها از نتایج آزمایش سنگ‌های مورد حفاری از جمله بررسی میکرواسکپی، بررسی میزان سیمانتاسیون، بررسی مقدار کوارتز، سلر اسکوپ و چکش اشمیدت به دست می‌آید. مقادیر چگالی، تخلخل، مقاومت‌های فشار و کششی نیز مهم می‌باشند. اپراتور با توجه به لایه‌بندی و سامانه درزه‌ها، روش و راستاهای با بازدهی مناسب را انتخاب می‌کند.

۴-۲ دستگاه تی.بی.ام (TBM)

این دستگاه‌ها متشکل از بخش حفار، جام‌های تخلیه کننده، تولید انرژی و سرانجام حفاظ‌های نگه‌دارنده حفاری می‌باشد. از جمله امتیازات این دستگاه می‌توان موارد زیر را برشمرد:

- سرعت حفاری،
- عملیات بدون توقف،
- کمترین صدمه وارده به سنگ، و
- امکان کنترل از دور و راهبری اتوماتیک.

از محدودیت‌های این سامانه، می‌توان حفاری در مقاطع ثابت دایره، فقدان انعطاف در برابر شرایط استثنایی زمین‌شناسی، زمان طولانی تجهیز و هزینه سنگین سرمایه‌گذاری را نام برد. از مجموعه اطلاعات گردآوری شده از پروژه‌های متعدد که با تی.بی.ام حفاری شده‌اند دیدگاه مفیدی را می‌توان به دست آورد.

۵-۴ حفاری شفت‌ها^۱ یا میله‌ها

غالباً در حفر تونل‌های بلند و سازه‌های زیرزمینی، دست کم یک شفت دائمی یا موقت باید حفاری شود. شفت‌ها به صورت تیپ از لایه‌های متغیر زمین‌شناسی شامل واریزه‌ها، سنگ هوازده و سالم (از انواع مختلف) و با فشار آب رو به افزایش عبور می‌کنند. چگونگی حفاری در شفت‌ها بسیار متنوع است که پرداختن به این روش‌ها خارج از موضوع مورد نظر است.

ابعاد شفت‌ها، بسته به کاربری آنها (شامل عبور نفر، هوادهی و تهویه، انتقال تأسیسات، مخزن ضربه‌گیر و) متغیر است. شفت‌هایی که در واریزه‌ها حفاری شوند، غالباً کم‌عمق بوده و سطح مقطع آن شکل مستطیلی دارد. در صورتی که فضای کافی وجود داشته باشد، پیش‌بینی یک شیب تند ۱۰ درصد، در عمل مفیدتر از شفت قائم است. شفت‌هایی که برای کمک به تونل‌ها حفر می‌شوند، بهتر است حداقل قطر را داشته باشند. با توجه به کاربری (تخلیه مواد، انتقال وسایل و تجهیزات) قطر تیپ بین ۵ تا ۱۰ متر است. در صورت استفاده از تی.بی.ام قطر شفت باید در حدی باشد که بزرگ‌ترین قطعه یکپارچه دستگاه را بتوان از آن عبور داد. در غالب موارد، این قطر حدود دو سوم قطر تی.بی.ام است.

حفاری شفت‌ها، بسته به نوع سنگ و ابعاد آن می‌تواند توسط بیل مکانیکی، کلنگ بلدوزر یا در زمین‌های بهتر با استفاده از انواع ماشین‌های حفار از جمله اوگرها و حفارهای حلزونی که روی یک سامانه KELLY قرار گرفته‌اند انجام شود. با این سامانه می‌توان شفت‌های با قطر ۸ متر را تا عمق ۷۵ متر حفاری کرد. با تقویت سامانه و تأسیسات سرچاهی و حفار، می‌توان بازده کار را بیشتر نیز کرد.

حفاظ‌های مورد استفاده در حفاری شفت‌ها بسیار متنوع هستند که از این جمله (اگر مسئله آب زیرزمین وجود نداشته باشد) می‌توان شمع‌های کنار هم^۲، عناصر گرد طوقه‌ای و یا غلاف‌های استوانه‌ای، پوشش‌های بتنی پیش‌ساخته و دیواره‌های سپر فولادی را نام برد.

۴-۵-۱ حفاری شفت در سنگ

در صورتی که زمین در شرایط طبیعی پایدار باشد، حفاری^۳ با استفاده از مته‌ها و متعلقاتی مانند جرثقیل یا دکل‌های سرچاهی (در سنگ‌های با مقاومت تا حدود ۱۵ مگاپاسکال) متداول است. با افزایش عمق شفت، ضمن برقراردن و پس از نصب مهارها، بتن‌پاشی به عمل می‌آید. در شفت‌های عمیق، از گل حفاری نیز استفاده می‌گردد. در این مورد، غالباً غلاف فولادی مجهز به عناصر تقویتی در رویه بیرون و تزریق درجا به کار می‌رود. این روش، برای حفر شفت‌های به قطر ۲ متر و عمق تا ۱۰۰۰ متر مناسب است. با افزایش قطر، میزان و سرعت حفاری کاهش می‌یابد.

در صورتی که در زیر شفت مغار یا فضای حفر شده قبلی موجود باشد، روش مناسب حفاری این است که ابتدا یک چاهک از سطح زمین تا سقف مغار و سپس میله یا کابل حفاری از چاهک تا مغار فرستاده شده و سرمته از پایین (از سقف مغار) وصل شود. با پیشرفت حفاری، مصالح ریخته شده جمع‌آوری و از طریق تونل تخلیه می‌شوند. از این روش، در حفر شفت‌های غیرقائم نیز می‌توان استفاده کرد. روش سنتی و متداول استفاده از انفجار برای اجرای هر نوع شفتی در هر قطر و با هر عمق عملی

1 - Shafts

2 - Soldier piles

3 - Drilling

می‌باشد. مقطع مناسب برای شفت‌ها (از نظر پایداری‌ها در هنگام اجرا و ایمنی) دایره است. انفجار در شفت‌ها مشکل‌تر از مقاطع تونل است. معمولاً طول پیشروی (و عمق چال‌ها) کمتر و خرج ویژه بیشتر است. روش انفجار گوه‌ای در مورد شفت‌ها کارآمدتر است. در حفر شفت‌های عمیق، معمولاً از سامانه‌های بالابر مستقر در سر چاه استفاده می‌شود که بسته به عمق شفت، برای سهولت نقل ابزار و تجهیزات دو یا سه پاگرد یا طبقه پیش‌بینی می‌شود. پوشش تیپ شفت‌ها، بتن درجا است. فاصله بخش پوشش شده تا جبهه انفجار ۱۰ تا ۱۵ متر است. در شفت‌های بزرگ و سنگ نرم می‌توان از حفارهای کله‌گاو استفاده کرد.

۴-۶ تیپ مقاطع تونل

مقاطع تیپ در تونل‌های هیدرولیکی دایره یا نعل اسبی می‌باشد. انتخاب تیپ مقطع به عملکرد مورد انتظار و روش‌های اجرایی بستگی دارد. در تونل‌های انتقال آب با قطرهای معمولی، مقطع دایره به علت امکان اجرا با روش‌های مختلف، کاربرد بیشتری دارد.

فصل پنجم - ملاحظات طراحی

۱-۵ مبانی و ملاحظات برای طراحی حفاظت‌ها

طراحی پایداری در سازه‌های زیرزمینی، به منظور پایداری و ایمنی حفاری‌های زیرزمینی در دوره‌های اجرا و بهره‌برداری انجام گرفته و باید تا زمانی که سازه زیرزمینی عملاً مورد استفاده است، همچنان نقش خود را ایفا نماید. سازه‌های زیرزمینی در کشورهایی مانند آمریکا، انگلستان، کانادا و فرانسه بدون استاندارد خاص بوده و هر چند انجمن‌های متعدد ملی و بین‌المللی برای اجرا و طراحی وجود دارد، ولی استانداردهای خاصی در زمینه‌های طراحی حفاظت‌های موقت و دائم در دسترس نمی‌باشد. برخی طراحان، از کدهای سازه‌ای مانند ACI یا DIN استفاده کرده‌اند که چون این استانداردها ذاتاً برای سازه‌های روی زمینی تدوین شده‌اند، تنها بخش‌های محدودی از آنها بسته به مورد در سازه‌های زیرزمینی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

در طراحی و محاسبه پوشش‌ها، علاوه بر شکست‌های ناشی از خمش و نیروی محوری، مودهای شکست متعدد دیگر باید بررسی شوند و از میان آنها تحلیل‌هایی که پایداری را تأمین نموده و اثر شکست را تخفیف دهد انتخاب شوند. سوء عملکرد به نوع سازه نیز بستگی دارد. به عنوان مثال اگر در یک تونل راه جریان نفوذی آب، سوء عملکرد تلقی می‌شود، همین اندازه نشت در تونل انتقال آب قابل قبول است.

۱-۱-۵ تعاریف و مراحل طراحی

۱-۱-۱-۵ ابتدا باید اهداف عملی پروژه تعیین و به خوبی معلوم شود. از این موارد ویژگی‌های هیدرولیکی و هندسی و زیست‌محیطی و همچنین محدودیت‌های تدارکات و بهره‌برداری و نگهداری می‌باشند.

۲-۱-۱-۵ داده‌های زمین‌شناسی و زیست‌محیطی، شامل ویژگی‌های موجب مودهای شکست و نیز اطلاعات اجتماعی و فرهنگی مؤثر بر محیط زیست می‌باشند. از جمله موارد اخیر می‌توان مسئله حریم، آلودگی‌ها و حساسیت در برابر نشست زمین را نام برد.

۳-۱-۱-۵ مودهای شکست: پیش‌بینی مودهای شکست احتمالی از جمله عوامل اجرایی و بی‌توجهی در دوره بهره‌برداری.

۴-۱-۱-۵ محاسبه حفاظ‌های موقت و دائم: حفاظ یا حفاظت‌های اولیه، سامانه‌ها و تجهیزاتی هستند که در دوره اجرا، مقطع سنگ‌بری (حفاری) شده را پایدار و ایمن نگه‌دارد. حفاظت‌های دائم، تجهیزاتی هستند که برای دوره بهره‌برداری، عملکرد مناسب را تأمین نمایند. حفاظت‌های موقت می‌توانند بخشی از حفاظت دائم و یا اساساً حفاظ دائم باشند (مانند عناصر پیش‌ساخته بتنی که بعد از حفر تونل با تی.بی.ام نصب می‌گردند).

۵-۱-۱-۵ اسناد قرارداد: فرآیند طراحی‌ها و توصیه‌های طراح در اسناد قرارداد منعکس می‌شود. در اسناد باید کلیه اطلاعات برای پیشنهاد دهندگان گنجانیده شود.

۵-۱-۲ انواع تونل‌ها و شفت‌ها

تونل‌های مورد بحث در این مجموعه، شامل تونل‌های انتقال آب برای نیروگاه‌ها، کنترل سیلاب و انحراف و سایر اهداف هیدرولیکی می‌باشد. سازه‌های هیدرولیکی زیرزمینی، گاه دارای سازه‌های آبشار یا شفت‌های بالا رونده تونل و آبگیرها و خروجی‌ها، تلاقی‌ها، سازه‌های انشعاب، سازه‌های استهلاک انرژی، مقاطع اندازه‌گیری جریان مانند ونتوری^۱، مقاطع کنترل رسوب، مخازن ضربه‌گیر، اطاق‌های شیرآلات و دریچه‌ها می‌باشند.

۵-۱-۲-۱ انواع جریان در سازه‌های هیدرولیکی زیرزمینی

جریان در سازه‌های هیدرولیکی زیرزمینی شامل جریان‌های آزاد و تحت فشار می‌باشد. محاسبات مقطع بر اساس زبری، در فصل هفتم تشریح شده و در این مبحث، کلیات رژیم‌های هیدرولیکی را مورد اشاره قرار می‌دهیم زیرا برای طراح سازه، آشنایی با نقش و عملکرد هیدرولیکی لازم است.

در جریان‌های آزاد، شیب طولی و سطح مقطع حایز اهمیت طراحی می‌باشند. در تونل‌های کوتاه با طول حدود ۱۰۰ متر یا کمتر، می‌توان تونل را بدون شیب طولی طرح کرد. در تونل‌های طولانی‌تر، حداقل شیب $0/0001$ ($0/01$ درصد) در نظر گرفته می‌شود تا زهکشی مسیر تونل امکان‌پذیر باشد.

در صورتی که بده جریان نسبت به سطح مقطع از حد معینی تجاوز نکند، جریان در تونل آزاد می‌باشد. در صورتی که در طول تونل، جریان‌های اضافی وارد تونل شوند و یا در حالت‌هایی که سطح مقطع یا شیب طولی عوض شود، کنترل هیدرولیکی برای اطمینان از شرایط جریان ضروری است. در تونل‌های با شیب تند و یا در شرایط کنترل در خروجی، ممکن است جهش هیدرولیکی اتفاق بیفتد که اگر انرژی این جهش زیاد باشد، می‌تواند بر پایداری سازه اثر بگذارد. بنابر این باید از بروز این شرایط جلوگیری نمود.

اگر مقدار بده در جریان آزاد از توانایی کشش مقطع بیشتر باشد، جریان تحت فشار ایجاد می‌گردد. جریان‌های تحت فشار ممکن است گذرا یا دائم باشند. در صورتی که در مقطعی از جریان، فشار کمتر از فشار بخار آب باشد، خلاءزایی^۲ بروز می‌نماید. برای جلوگیری از بروز این پدیده، باید کوشش نمود فشار منفی ایجاد نگردد.

۵-۱-۲-۲ مقاطع کنترل هیدرولیکی، فشارهای گذرا^۳

مقاطع کنترل در سازه‌های انتقال، برای اندازه‌گیری شدت جریان و تثبیت سطح آب در بالادست یک مقطع معین، پیش‌بینی می‌شود. در طول تونل، شرایط مختلف جریان می‌تواند برقرار باشد. بده و عمق آب با استفاده از فاکتورهایی از جمله شیب طولی، هندسه مقطع و پوشش تونل و همچنین محل و موقعیت مقاطع کنترل (شامل دریچه‌ها، سرریزها، شیرآلات، آبگیرها و شوت‌ها) محاسبه می‌شود. بخش‌های تونل که در شرایط کنترل در ورودی قرار دارند، غالباً نیمه‌پر می‌باشند.

1 - Venturi Section
2 - Cavitation
3 - Transient Pressure

کنترل خروجی زمانی اتفاق می‌افتد که ورودی به مقطع خروجی بیشتر از توانایی مقطع خروجی باشد. مقاطع تحت تأثیر این شرایط پر یا نیمه پر می‌باشند. جریان در شرایط کنترل خروجی به ویژگی‌های هیدرولیکی در بالادست مقطع کنترل بستگی دارد.

فشارهای گذرا ناشی از جریان‌های غیر یکنواخت^۱ در مقاطع بسته زمانی اتفاق می‌افتد که سرعت جریان تغییر پیدا می‌کند. از جمله عوامل ایجاد شرایط، تغییر میزان گشودگی شیرها و دریچه‌ها، قطع پمپ‌ها یا قطع برق، وقوع شکست در پوشش تونل و پر کردن خیلی سریع خطوط خالی انشعاب یافته از تونل می‌باشند. نوعی از فشارهای گذرا، ضربه آب (ضربه قوچ^۲) است. از دیگر صورت‌های فشارهای گذرا، می‌توان افزایش ورودی‌ها در بخش‌هایی از طول تونل، ورود یا خروج هوا و جهش هیدرولیکی را نام برد. در تحلیل‌های سازه‌ای برای حالت‌های فشارهای گذرا، ضرایب ایمنی کمتری مورد استفاده قرار می‌گیرند. موج و ضربه فشار ناشی از تبدیل آنی انرژی جنبشی به فشار می‌تواند فشارهای آنی مثبت یا منفی ایجاد نماید. شدت و سرعت حرکت امواج فشار، تابع مدول الاستیسیته مایع و جدار آبراهه می‌باشد. برای کاهش و کنترل ضربات فشاری آب از نصب مخازن ضربه‌گیر، کنترل زمان بسته شدن شیر (دریچه)، شیرهای تخلیه فشار و یا ترکیبی از این تمهیدات استفاده می‌شود. محاسبات ضربات فشار در تونل‌ها، باید توسط مهندس هیدرولیک انجام شود. در محاسبات اولیه و تقریبی، معمولاً میزان فشار ناشی از ضربه قوچ ۵۰ درصد بیش از فشار آب در شرایط بهره‌برداری منظور می‌شود.

۵-۳-۱-۳ سرریزهای نیلوفری

عوامل کنترل جریان در این مجموعه سرریزها، ناشی از کنترل بخش سرریز، کنترل مجرای آبگذر و اختلاف فشار^۳ در بالادست و پایین‌دست می‌باشد. ظرفیت این نوع سرریز را معمولاً با قطر بخش نیلوفری محاسبه می‌نمایند. توصیه USBR بر این است که قطر تونل سرریز طوری محاسبه شود که هنگام عبور جریان طراحی ۷۵ درصد از مقطع تونل پر شود. سرریزهای نیلوفری از نظر عملکرد هیدرولیکی، انواع مختلف دارند که برای دسترسی به اطلاعات بیشتر باید به مراجع مناسب هیدرولیکی مراجعه نمود.

۵-۲ مودهای شکست در تونل‌ها و شفت‌ها

مودهای شکست مربوط به دوره اجرا و دوره بهره‌برداری، قابل تبیین می‌باشد. برخی مکانیسم‌های شکست قابل مشاهده در دوره اجرا، اگر به خوبی کنترل و مهار نشده باشند، در دوره بهره‌برداری بروز می‌کنند. برخی از علل شکست مربوط به برخورد به مسائل هیدرولوژی یا عوامل تخریب کننده بوده و پاره‌ای دیگر بیشتر به شرایط مکانیکی و شیمیایی بستگی دارند.

1 - Unsteady
2 - Water Hammer
3 - Head

۵-۲-۱ مودهای شکست در تونل‌ها و شفت‌ها در دوره اجرا

۵-۲-۱-۱ شکست‌های محدود شده به سطوح شکست

سطوح شکست شامل درزه‌ها، شکستگی‌های بزرگ و کوچک، گسله‌ها و سطوح برشی هستند که عامل ایجاد ضعف در توده سنگ بوده و در هنگام اجرا، در راستای آنها برش اتفاق می‌افتد. وقوع شکست‌های برشی و کششی در این سطوح ضعیف، عمدتاً به هندسه حفاری بستگی دارد.

در سطوح لایه‌بندی، غالباً تنش‌های کششی وجود نداشته و یا مقدار آن کم است. مقاومت برشی روی این سطوح به بزرگی نیروی عمودی بستگی دارد و چون هنگام حفاری تونل، نیروهای عمودی کاهش یافته یا حذف می‌شود. مقاومت برشی به مقدار قابل توجهی کم خواهد شد. بدیهی است تغییرات مقاومت به موقعیت و امتداد لایه‌بندی بستگی دارد. به این ترتیب، سطوح لایه‌بندی در جدار و سقف تونل‌ها نقاط ضعف برشی بالقوه می‌باشند.

لایه‌های شیل در تشکیلات ماسه سنگی یا آهکی بدو مقاوم هستند ولی برداشتن بار و ترکیب آن با هوازدگی در مدت چند ساعت تا چند روز این لایه‌ها را سست نموده و مقاومت کششی و برشی آنها کاهش می‌یابد. در این موارد، پس از چند روز، سقوط سنگ محتمل است.

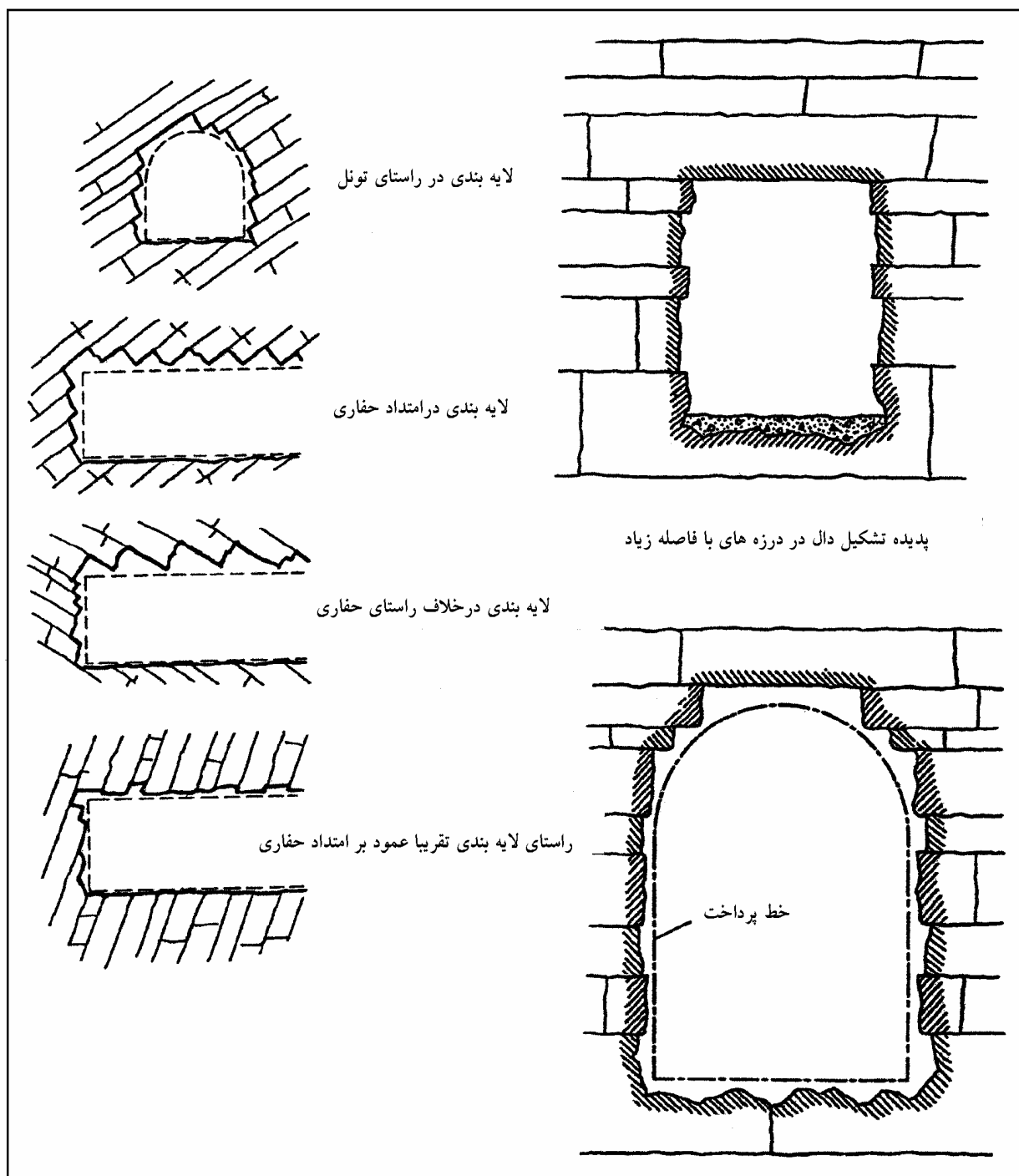
سطوح درزه و شکست، بدون مقاومت کششی هستند مگر اینکه با رسوبات بعدی پر شوند. مقاومت برشی درزه‌ها به عوامل چندی از قبیل: میزان گشودگی درزه، نوع پر کننده، زبری درزه به طور موضعی و موج بودن در مقیاس بزرگ‌تر، مقاومت دیواره درزه (که خود تحت تأثیر هوازدگی است) و وجود آب بستگی دارد.

وجود یک راستای درزه، غالباً سبب سقوط سنگ نمی‌شود بلکه برای ایجاد یک بلوک لق، سه راستای درزه لازم است. در وجود دو راستای درزه یا شکستگی، اگر بر اثر وزن بلوک سنگ، شرایط طره ایجاد شود، بر اثر افزایش کشش، شکست اتفاق می‌افتد. در شکل ۵-۱ راستاها و سامانه‌های درزه مؤثر بر پایداری مغار یا مقطع حفاری شده نشان داده شده است.

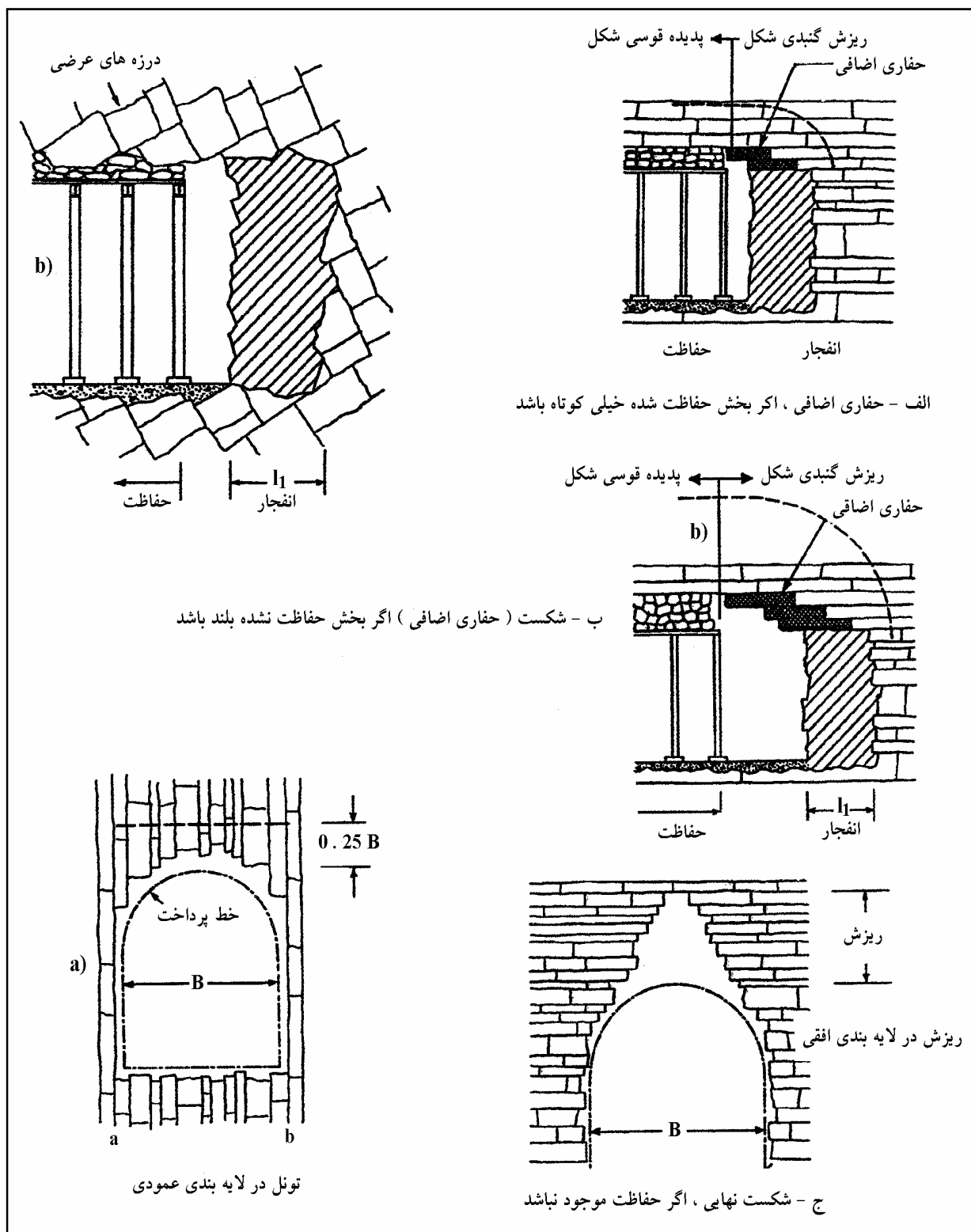
در صورت داشتن اطلاعات کافی از سامانه درزه، در اطراف مغار با استفاده از روش‌های مختلف از جمله روش‌های ترسیمی یا تئوری بلوک^۱ (گودمن و شی ۱۹۸۵)^۲ پایداری بلوک‌های سنگ تعیین می‌شود. در مورد تونل‌های طولانی، داشتن این اطلاعات مشکل است. با معلوم بودن راستای درزه و تخمین فواصل درزه‌ها می‌توان پتانسیل‌های سقوط سنگ را به صورت تقریبی برآورد کرد و حفاظ‌های مورد نیاز را محاسبه نمود. در تونل‌هایی که حفاری با انفجار انجام شده، درزه‌های جدید ایجاد می‌شود، ضمن اینکه درزه‌های موجود ضعیف‌تر می‌شوند نیاز به حفاظت بیشتر می‌گردد.

1 - Block Theory

2 - Goodman & Shi 1985



شکل ۵-۱ - نمونه ای از سطوح شکست



ادامه شکل ۵-۱ - نمونه‌ای از سطوح شکست

۵-۲-۱ تنش‌های شکست در توده سنگ

قبل از اجرای حفاری، تنش‌های موجود در توده سنگ در حال تعادل هستند. حفاری مغار (تونل) سبب حذف تنش‌های عمود بر دیواره‌های حفاری می‌شود در حالی که همین مسئله سبب افزایش تنش‌های مماسی نیز خواهد شد. مقدار تنش‌های مماسی پس از حفاری به خواص سنگ و چگونگی توزیع آن در توده سنگ مجاور بستگی دارد. اگر تنش از مقاومت سنگ بیشتر شود، شکست ایجاد می‌گردد. در سنگ‌های پلاستیک (مانند شیل‌ها) و همچنین در رس، بدون اینکه یکپارچگی سنگ از بین برود، شکست‌هایی ایجاد می‌شود و این محدوده‌های شکست، بار را به بخش سنگ سالم منتقل می‌کند. در سنگ‌های مطابق که توسط پیچ‌سنگ یا بتن‌پاشی در موقعیت خود تثبیت می‌شوند، شکست همراه جابه‌جایی‌های کم ایجاد می‌شود و گاه شکست‌های جدید نیز اتفاق می‌افتد. البته بار به بخش‌های دورتر که از سنگ سالم تشکیل شده‌اند منتقل می‌گردد، و در صورتی که سنگ تثبیت نشده باشد، لقی‌هایی ایجاد خواهد شد که به مبادله تنش‌ها منجر می‌گردد. در سنگ‌های قوی‌تر، در صورتی که تُرد باشند، ترک و لقی ایجاد می‌شود. سنگ‌های خیلی قوی، قبل از شکست مقدار قابل توجهی انرژی الاستیک ذخیره می‌کند که گاه سبب ترکیدن سنگ خواهد شد. مقاومت سنگ دست‌نخورده و سنگ‌های ترک‌خورده، به تنش‌های اولیه موجود در آن بستگی دارد و مانند رفتار خاک در شرایط اصطکاکی با افزایش تنش‌های محیطی، مقاومت افزایش می‌یابد. در اطراف حفاره، تنش‌های محیطی (تنش اصلی حداقل) در جهت شعاعی می‌باشد که در دیواره حفاری بدون پوشش مقدار آن صفر است. وقتی دیوار حالت منحنی دارد، مقدار آن به سرعت افزایش می‌یابد. به این ترتیب بیشترین تنش غالباً در اطراف منحنی‌های تیز متمرکز است (مانند گوشه‌های پایین تونل‌های نعل اسبی).

۵-۲-۳ موده‌های شکست ناشی از کانی‌ها

برخی موده‌های شکست، از ویژگی کانی‌ها متأثر هستند. شیل‌های استحکام نیافته، مارن‌ها و مارن‌های شیلی و لایه‌های مارن درون سنگ‌های آهکی، وقتی تحت اثر رطوبت هوا قرار می‌گیرند و می‌روند. این پدیده همراه رهایی تنش‌ها و در پروسه خشک شدن و خیس شدن اتفاق می‌افتد. در رس‌های اشباع، هنگام برداشتن بار فشار منفی ایجاد می‌شود. رس‌های دوران سوم در اروپا، معمولاً فشاری بیش از وزن سر بار روی پوشش تونل وارد می‌کنند، زیرا فشار افقی برجای مؤثر بر آنها بیش از تنش‌های عمودی می‌باشد. تجربه نشان داده است که میزان تورم در رس یا شیل‌های رسی به میزان سیمانی شدن قطعات بستگی دارد. تا امروز، قاعده عمومی برای این رس‌ها تدوین نشده است. رس‌های غیر اشباع می‌توانند در حفاری تونل‌ها مسائلی جدی ایجاد نمایند.

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

پوشش بتنی تونل‌ها ممکن است ترک بخورد ولی تا زمانی که عملکرد مورد انتظار را دارد، خراب شده تلقی نمی‌گردد. تنش‌ها و کرنش‌ها آنقدر که ناشی از اندرکنش سنگ و پوشش تونل می‌باشند، متأثر از بارها نیستند.

۳-۵ مسلح کردن اولیه زمین

عناصر این نوع تقویت، شامل میلگردهای بدون کشیدگی (در موارد معدودی مهارهای کشیده شده) است. در این روش‌ها، از نظر عملکرد، به توده سنگ کمک می‌شود تا قبل از اینکه تمامی وزن سنگ رها شود، وزن آن با مهار گرفته شده و مقاومت لازم در سنگ ایجاد گردد. در گزینه‌هایی از قبیل پوشش بتن یا قاب‌ها و مجموعه‌های فولادی، از حرکت توده سنگ جلوگیری شده و در واقع تکیه‌گاه خارجی برای سنگ ایجاد می‌شود. محاسبات و روش‌های متداول برای محاسبه عناصر تقویت کننده در ادامه مطلب خواهد آمد. ابتدا انواع مهارها معرفی می‌شود؛ سه گروه عمده از مهارها به قرار زیر وجود دارند (Stilberg 1983):

- مهاربندهای مکانیکی (پیچ‌سنگ‌ها)^۱،

- میل مهارهای تزریق شده^۲، و

- میل مهارهای اصطکاکی^۳.

انواع میل مهارها و مهاربندها در پیوست شماره ۳ نشان داده شده‌اند. برای مهارهای معمولی و کوچک، از حفاری‌های معمولی استفاده می‌شود. در تونل‌هایی که در حفر آنها از دستگاه جابجایی استفاده می‌شود، با تغییرات لازم در مته یا متقاب، چال‌های مورد نیاز حفر می‌شوند.

در مورد مهارهای با ماده تزریقی از نوع رزین، میله با پیچانیدن وارد لوله محافظ رزین شده و دو مؤلفه رزین با هم مخلوط و ترکیب می‌شوند. طبقاً با توجه به انواع رزین‌ها، در این زمینه باید توصیه سازندگان رزین‌ها را مراعات کرد.

در میل مهارهایی که از دوغاب سیمان استفاده می‌شود، چگونگی نصب مانند حالت پیشین است با این تفاوت که ماده سیمان، با پمپ داخل چال تزریق می‌شود. در ضمن دوغاب را به وسیله یک غلاف، داخل چال وارد می‌نمایند. مهارها ابتدا به صورت آزاد نصب شده و پس از سفت شدن دوغاب کشیده می‌شوند. مهار با آچار یا با جک هیدرولیکی تثبیت می‌گردد. برتری رزین‌ها این است که گیرایی سریع‌تری دارند.

در تونل‌ها غالباً مهارها را بدون کشیدن نصب می‌کنند و زمانی که توده موجب بار یا تنش، می‌خواهد به مهار اثر کند، آنرا سفت می‌کنند. مهارهای چاکدار یا سولکس، از آنجا که پیش‌تیندگی ندارند، به این صورت نصب می‌شوند. در مواردی، پیش کشیدن مهار لازم است، که از آن جمله مواردی است که نیروی عمودی وارد بر سطح شکستگی باید افزایش یافته و بلوک سنگ یا گوه استحکام پیدا کند.

در انتهای مهارها معمولاً یک صفحه سخت (ورق رویه) و سپس واشر و مهره نصب می‌شود. پس از نصب مهار، آزمایش آنها لازم است. آزمایش معمول، آزمایش کشیدن^۴ است. کشش توسط جک تا حدی که جابه‌جایی یا تنش در آن به حد مورد نظر رسد، انجام می‌گردد.

۴-۵ طراحی حفاظ‌های موقت

حفاظ‌های موقت اندکی پس از حفاری تونل‌ها نصب می‌شوند تا حفاری ایمنی لازم را قبل از اجرای پوشش یا حفاظ‌های دائمی کسب کند. حفاظت‌های موقت، گاهی به عنوان قسمتی از حفاظت دائم عمل می‌کند. بنابراین حفاظت‌های موقت از دو نظر

1 - Mechanically Anchored Rock Bolts

2 - Grouted Bars (Dowels)

3 - Friction Dowels

4 - Pull-out

عملکرد "مقطعی" یا "دائم" انتخاب می‌شوند. با توجه به تغییرات مصالح زمین‌شناسی، محاسبات حفاظت‌های موقت دارای دقت زیادی نیست بلکه انتخاب آنها بر اساس چند اصل صورت می‌گیرد. در انتخاب حفاظت‌های موقت، سه متدولوژی وجود دارد که دست‌کم یک روش از این میان مورد استفاده قرار می‌گیرد:

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

۵-۴-۱ روش‌های تجربی حفاظت‌های موقت

حفاظت موقت، پیش از این به صورت تجربی اجرا می‌شد و اگر شکست اتفاق می‌افتاد، حفاظت‌های قوی‌تر به کار برده می‌شد. 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 طبقه‌بندی ژئومکانیکی سنگ است. طبقه‌بندی‌ها شامل RMR یا طبقه‌بندی سازه‌ای سنگ به تعریف بیناوسکی^۱ و Q به تعریف انستیتوی ژئوتکنیک نروژ^۲ (بارتون، لین و لوند) بوده است. روش دیگر طبقه‌بندی زمین در این رابطه RSR (طبقه‌بندی سازه‌ای ویکام، تیدمن و اسکینر)^۳ می‌باشد.

۵-۴-۱-۱ روش ترزاقی

در روش ترزاقی، بار سنگ روی مغار (تونل) محاسبه می‌شود. این روش در مورد تونل‌هایی است که حفاری آنها با انفجار صورت گرفته و حفاظت‌های موقت از نوع قاب (فولادی یا چوب‌بست) می‌باشد. مشروح این روش و مفروضات مربوطه در پیوست شماره ۴ بیان شده است. در جدول پ-۴-۱ طبقه‌بندی ترزاقی بر مبنای ارتفاع سر بار و عدد RQD ارائه گردیده است.

۵-۴-۱-۲ طبقه‌بندی ساختمانی سنگ‌ها به روش RSR

این روش در سال ۱۹۷۲ توسط ویکام، تیدمن، اسکینر تدوین شد. ابتدا عنوان آن رده‌بندی عددی توده سنگ بود. عوامل زمین‌شناسی مؤثر در این رده‌بندی تیپ سنگ، چگونگی گسترش و آرایش درزه‌ها (فاصله میانگین درزه‌ها)، راستای درزه‌ها (شیب و راستا)، نوع شکستگی‌ها، گسله‌های عمده، بریدگی‌ها و چین‌خوردگی‌ها، ویژگی‌های ماده سنگ، هوازدگی و دگرگونی (آلتراسیون) می‌باشند. برخی از این ویژگی‌ها به صورت‌های مختلف در هم ادغام شدند. عوامل اجرایی عبارتند از قطر تونل، امتداد حفاری (در مقایسه با شکستگی‌ها) 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 و C است. نظر به این که هنگام حفاری با دستگاه تی.بی.ام سنگ کمتر صدمه می‌بیند، مقادیر RSR طبق ضرایب نشان داده در شکل پ-۴-۳ اصلاح می‌شود. در پیوست‌های این فصل بارهای مؤثر سنگ روی طاق تونل بر حسب مقادیر RSR نشان داده شده است.

1 - Rock Mass Rating (Bieniawski 1979)

2 - Norwegian Geotechnical Institute, "Q" System (Barton, Lein and Lunde 1971)

3 - Rock Structure Rating (RSR), (Wickhams, Tiedmann & Skinner 1974)

۵-۴-۱-۳ طبقه‌بندی ژئومکانیکی (سامانه RMR)

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

- مقاومت فشاری تک محوری،
- RQD،
- فاصله درزه‌ها یا ناپیوستگی‌ها،
- شرایط درزه‌ها،
- شرایط آب زیرزمینی، و
- راستای درزه‌ها یا ناپیوستگی.

در جدول پ - ۴-۴ آخرین اجزای این طبقه‌بندی نشان داده شده است. در بخش A پنج پارامتر اصلی و محدوده آنها و در بخش B شرایط ناپیوستگی‌ها 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 پایه‌ای RMR به دست می‌آید. در مرحله B تغییراتی که به علت راستای درزه‌ها نسبت به امتداد تونل باید منظور شود انجام می‌گردد. در مرحله C طبقه‌بندی عمومی توده سنگ به دست می‌آید. 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 می‌شود.

رابطه دیر در سال ۱۹۸۳ توسط یونال^۱ برای تخمین ارتفاع سر بار 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 بیناوسکی، سرافین و پیرا^۲ است که در شکل پ - ۴-۵ نشان داده شده است. برای مقادیر $RMR < 50$ پیرا با استفاده از برازش‌ها رابطه زیر را معرفی کرد:

$$E_M = 10 \left(\frac{RMR}{40} - 0.25 \right)$$

۵-۴-۱-۴ طبقه‌بندی توده سنگ‌ها به روش Q

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

1 - Unal

2 - Serafin - Pereira, 1983

فصل ششم - تحلیل‌های ژئومکانیکی

۱-۶ کلیات

پایداری مغارها و حفاری‌های زیرزمینی و حفاظت آنها، به رفتار ژئومکانیکی توده سنگ بستگی دارد. در فصل قبل، برای حفاظت مغارها روش‌های تجربی و نیمه‌تجربی تشریح شد ولی محاسبات دقیق پایداری در این فصل ارائه می‌گردد. محاسبه پارامترهای ژئومکانیکی و روش‌های مختلف، علاوه بر ویژگی‌های سنگ و محیط میزبان، به روش‌های اجرا نیز بستگی دارد. امروزه، پیشرفت‌های مکانیک سنگ روندی سریع دارد که از این میان تغییرات معیار شکست توسط هوک و براون را می‌توان نام برد. فصل حاضر، به ویژگی‌های ژئومکانیکی و متدولوژی‌های محاسباتی می‌پردازد و در فصل بعد، محاسبات پوشش‌های دائمی تونل‌ها مورد بحث قرار خواهد گرفت.

۲-۶ روابط تنش - کرنش

۱-۲-۶ شرایط الاستیک

طبعاً محیط الاستیک، متداول‌ترین و آسان‌ترین نظریه موجود در رفتار مصالح است. در مصالح الاستیک، کرنش‌ها آنی بوده و کاملاً قابل برگشت می‌باشند. مصالح تثوریک در این گروه، الاستیک خطی، ایزوتروپ و همگن است. در مورد سنگ، گاهی می‌توان از شرایط الاستیک نیز استفاده کرد. اگر ماده الاستیک، ایزوتروپ، همگن در جهت محور تحت تأثیر تنش σ_x قرار گیرد، کرنش‌های آن به ترتیب زیر است:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} \quad \varepsilon_y = \varepsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$$

در روابط بالا:

σ_x = تنش در جهت x،

ν = ضریب پواسون، و

E = مدول الاستیسیته.

با توجه به اصل جایگزینی، روابط تنش - کرنش در سه امتداد اصلی به صورت زیر خواهند بود:

$$\varepsilon_x = \frac{(\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z))}{E}$$

$$\varepsilon_y = \frac{(\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z))}{E}$$

$$\varepsilon_z = \frac{(\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y))}{E}$$

در حقیقت سنگ، رفتار الاستیک خطی نداشته و منحنی تنش - کرنش در تنش‌های پایین (به علت بسته شدن ترک‌های موئین) دارای شیب تند و در تنش‌های بالا (نزدیک تنش گسیختگی) شیب ملایم‌تر می‌باشد. برای تعیین مدولی واحد که رفتار سنگ را بتواند به ترتیب منعکس کند، روش‌های مختلفی وجود دارد که از جمله می‌توان موارد زیر را نام برد:

- مدول مماسی E_T در نقطه معینی از منحنی که غالباً این نقطه مانند ۵۰ درصد مقاومت حداکثر سنگ است،
- شیب متوسط بخش کم و بیش خطی منحنی تنش - کرنش، و
- مدول سکانت E_S که از تنش صفر تا درصد معینی از مقاومت ترسیم می‌شود.

از آنجا که ضریب پواسون در بخش‌های پایین منحنی‌های تنش - کرنش (مربوط به تنش محوری و جانبی) به شدت تحت تأثیر شرایط غیرخطی است، به توصیه ASTM، ضریب پواسون برابر است با نسبت شیب‌های منحنی‌های بارگذاری محوری به جانبی.

برای غالب سنگ‌ها، ضریب پواسون بین ۰/۱۵ تا ۰/۳ است. عدد متداول برای این ضریب ۰/۲۵ است. مدول الاستیسیته دامنه تغییر وسیعی دارد. به عنوان یک تخمین اولیه می‌توان آنرا ۳۵۰ برابر مقاومت تک محوری فرض کرد (Judd Huber. 1961). مقدار واقعی E برای توده سنگ برجا و نتایج آزمایشگاهی در سنگ‌های درز و ترکدار طبعاً متفاوت است. از سوی دیگر، هنگام نمونه‌گیری، از سنگ‌های خیلی ضعیف (با مقاومت تک محوری کمتر از ۳/۵ مگاپاسکال) دست خوردگی نمونه و باز شدن ترک‌ها موجب کاهش مقاومت و مدول الاستیسیته می‌گردد. بنابراین، برای پروژه‌های مهم، آزمایش تغییر شکل در توده سنگ، به صورت برجا انجام می‌شود. از جمله آزمایش‌های برجا برای تعیین مدول تغییر شکل و الاستیسیته، آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای و آزمایش‌های دیلاتومتری را می‌توان نام برد.

۲-۲-۶ پارامترهای غیرخطی

اگر تنش در محدوده حفاری به اندازه‌ای افزایش یابد که شکست در توده آغاز شود، باید از روابط تنش - کرنش الاستوپلاستیک استفاده نمود. برای برخی سنگ‌ها، تغییر شکل‌های وابسته به زمان، ممکن است قابل توجه باشند. از این جمله‌اند: پتاس، هالیت و شیل‌ها. در این موارد، تغییر شکل‌های خزشی باید مورد توجه قرار گیرند. کابانس^۱ رابطه مربوط به تغییر شکل یکنواخت در زمان، ناشی از بسته شدن درزه‌ها را بیان کرده و برای شیل‌ها، "لو، ین"^۲ این پدیده را تعریف نموده‌اند. تعیین روابط وابسته به زمان، به علت مشکلات در انتخاب پارامترهای مقاومت سنگ و مدل کردن دقیق توده سنگ بدون اشکال نیست.

۲-۲-۶-۳ مقاومت سنگ^۳

طبعاً مقاومت فشاری سنگ زیادتر از مقاومت برشی و کششی آن است. در شرایط تک محوری (بدون کمک تنش‌های جانبی) سنگ شکننده‌تر است. با افزایش تنش‌های محیطی، سنگ پایداری خمیری بیشتر پیدا می‌کند. در طبیعت، سنگ تحت تأثیر فشار جانبی است منتهی در برخی موارد از جمله در سطوح آزاد تونل، تنش‌های جانبی وجود ندارد.

مقاومت سنگ‌ها نه تنها به نوع کانی‌های تشکیل‌دهنده سنگ بستگی دارد بلکه به پارامترهای فیزیکی نظیر تخلخل و شیمیایی مثل میزان هوازدگی و آلتراسیون و همچنین وجود ریز ترک‌ها نیز در مقاومت سنگ‌ها مؤثر می‌باشد.

1 - Chabannes 1982

2 - Lo & Yune. 1981

۳- غالباً اصطلاح Rock Strength یا مقاومت سنگ به جای مقاومت فشاری به کار می‌رود.

۴-۲-۶ مقاومت تک محوری

این پارامتر یکی از متداول ترین مؤلفه های رفتار مکانیکی سنگ بکر است (از این عامل نباید به عنوان عامل شاخص در مقاومت توده سنگ استفاده کرد بلکه بیشتر، جایگاه آن به عنوان یک شاخص است که ویژگی های مقدماتی را بیان می کند).
مقاومت تک محوری تابع اندازه نمونه است. هوک و براون (۱۹۸۰) بین مقاومت تک محوری و قطر نمونه، رابطه زیر را تعریف کرده اند:

$$\sigma_c = \sigma_{c50} \times \left(\frac{50}{d}\right)^{0.18}$$

که در این رابطه:

σ_{c50} = مقاومت فشاری یک نمونه با قطر ۵۰ میلی متر، و

d = قطر نمونه.

معمولاً نمونه های اشباع، مقاومت کمتری دارند که علت آن انحلال ماده چسباننده و تولید فشار حفره ای در فضاهای مرتبط به هم می باشد.

۵-۲-۶ مقاومت کششی

در مغارها و سازه های زیرزمینی، مقاومت کششی اهمیت مقاومت فشاری را ندارد. مقاومت کششی غالباً به اندازه ای کم است که وقتی سنگ تحت اثر کشش قرار می گیرد، ترک ها عامل استهلاک کشش می باشند. مقاومت کششی به تقریب یک دهم تا یک دوازدهم مقاومت فشاری سنگ بکر فرض می شود. در سنگ های درز و شکافدار، درزه ها می توانند عاملی برای حذف نیروهای کششی توده سنگ باشند. در جدول ۶-۱ مقاومت کششی و برخی ویژگی های ژئومکانیکی انواع سنگ ها نشان داده شده است.

۶-۲-۶ تعریف معیار شکست موهر - کولومب^۱

الف - این معیار، معمولاً در شرایط تنش سه محوری مصداق دارد. در شرایط مورد نظر:

- شکست هنگامی اتفاق می افتد که تنش برشی در یک صفحه به حد مقاومت برشی برسد.

- مقاومت برشی روی هر صفحه، تابع تنش عمود بر صفحه است.

- مقاومت برشی مستقل از تنش های اصلی در شرایط غیر حدی است.

در شکل ۶-۱ ویژگی های تنش عمودی در مقابل تنش برش رسم شده است. در محدوده معینی از تنش عمودی، به عنوان

یک تقریب تنش برشی با رابطه خطی زیر تعریف می شود:

$$\tau = c + \sigma_n \times \tan \phi$$

1 - Mohr - Coulomb

بدیهی است در رابطه بالا، $c =$ چسبندگی، و $\phi =$ زاویه اصطکاک داخلی است. مقاومت برشی سنگ بکر در آزمایشگاه از نمونه‌های سنگ بکر به دست می‌آید. به این ترتیب، اعدادی که به دست می‌آیند نشان‌دهنده وجود ترک یا ناپیوستگی‌ها در سنگ نمی‌باشند.

۶-۲-۶ معیار شکست هوک - براون

الف - برای بیان ویژگی غیرخطی منحنی برش و در نظر گرفتن ناپیوستگی‌های موجود در سنگ، در سال ۱۹۸۰ هوک و براون رابطه خود را که ترکیبی از ملاحظات نظری و نتایج آزمایش‌ها بود، تدوین نمودند. محدوده رابطه از تنش کششی تک محوری تا تنش‌های فشاری سه محوری متغیر است.

ب - رابطه هوک و براون به صورت زیر است:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c \times \sigma_3 + s \times \sigma_c^2}$$

که در آن:

$\sigma_1 =$ تنش اصلی حداکثر در شکست،

$\sigma_3 =$ تنش اصلی حداقل در شکست،

$\sigma_c =$ مقاومت تک محوری سنگ بکر (در شرایط $S = 1$ و $\sigma_3 = 0$)، و

s, m - ثابت‌هایی هستند که تابع کیفیت و رفتار سنگ بوده و مربوط به حالتی است که تنش به حد نظیر نقطه شکست می‌رسد.

پ - در سال ۱۹۸۸ هوک و براون با استفاده از مقاومت توده سنگ‌های متفاوت در چندین پروژه، جدولی برای مقادیر ثابت در معادله، ارائه نمودند (جدول ۶-۲). رابطه تنش‌های برشی و عمودی در رابطه زیر صدق می‌کند.

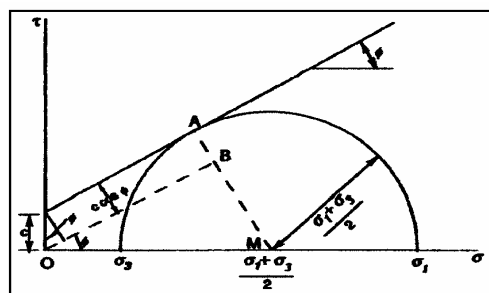
$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sqrt{1 + m \times \frac{\sigma_c}{4\tau_m}}$$

$$\tau_m = 0.5(\sigma_1 - \sigma_3)$$

ت - پارامترهای ملاک شکست هوک و براون (m, s) برای سنگ بکر از برازش داده‌های آزمایشگاهی حاصل از آزمایش مقاومت فشاری محصور به معادله هوک و براون به دست می‌آید. برای تعمیم مقادیر m و s از سنگ بکر به توده سنگ روابط تجربی توسط هوک و براون با استفاده از طبقه‌بندی ژئومکانیکی ارائه شده است.

جدول ۶-۱- مقاومت کششی و برخی ویژگی‌های ژئومکانیکال انواع سنگ‌ها (نمونه مربوط به آمریکا)

تپ سنگ	محل نمونه گیری	دانسیته Mg/m ^۳	مدول یانگ GPa	مقاومت تک محوری MPa	مقاومت کششی MPa
Amphibolite	کالیفرنیا	۲/۹۴	۹۲/۴	۲۷۸	۲۲/۸
Andesite	نوادا	۲/۳۷	۳۷/۰	۱۰۳	۷/۲
Basalt	میشیگان	۲/۷۰	۴۱/۰	۱۲۰	۱۴/۶
Basalt	کلرادو	۲/۶۲	۳۲/۴	۵۸	۳/۲
Basalt	نوادا	۲/۸۳	۳۳/۹	۱۴۸	۱۸/۱
Conglomerate	یوتا	۲/۵۴	۱۴/۱	۸۸	۳/۰
Diabase	نیویورک	۲/۹۴	۹۵/۸	۳۲۱	۵۵/۱
Diorite	آریزونا	۲/۷۱	۴۶/۹	۱۱۹	۸/۲
Dolomite	ایلینویز	۲/۵۸	۵۱/۰	۹۰	۳/۰
Gabbro	نیویورک	۳/۰۳	۵۵/۳	۱۸۶	۱۳/۸
Gneiss	آیداهو	۲/۷۹	۵۳/۶	۱۶۲	۶/۹
Gneiss	نیوجرسی	۲/۷۱	۵۵/۲	۲۲۳	۱۵/۵
Granite	جورجیا	۲/۶۴	۳۹/۰	۱۹۳	۲/۸
Granite	مریلند	۲/۶۵	۲۵/۴	۲۵۱	۲۰/۷
Granite	کلرادو	۲/۶۴	۷۰/۶	۲۲۶	۱۱/۹
Graywacks	الاسکا	۲/۷۷	۶۸/۴	۲۲۱	۵/۵
Gypsum	کانادا	-	-	۲۲	۲/۴
Limestone	آلمان	۲/۶۲	۶۳/۸	۶۴	۴/۰
Limestone	ایندیانا	۲/۳۰	۲۷/۰	۵۳	۴/۱
Marble	نیویورک	۲/۷۲	۵۴/۰	۱۲۷	۱۱/۷
Marble	تنسی	۲/۷۰	۴۸/۳	۱۰۶	۶/۵
Phyllite	میشیگان	۳/۲۴	۷۶/۵	۱۲۶	۲۲/۸
Quartzite	مینه‌سوتا	۲/۷۵	۸۴/۸	۶۲۹	۲۳/۴
Quartzite	یوتا	۲/۵۵	۲۲/۱	۱۴۸	۳/۵
Salt	کانادا	۲/۲۰	۴/۶	۳۶	۲/۵
Sandstone	الاسکا	۲/۸۹	۱۰/۵	۳۹	۵/۲
Sandstone	یوتا	۲/۲۰	۲۱/۴	۱۰۷	۱۱/۰
Schist	کلرادو	۲/۴۷	۹/۰	۱۵	-
Schist	الاسکا	۲/۸۹	۳۹/۳	۱۳۰	۵/۵
Shale	یوتا	۲/۸۱	۵۸/۲	۲۱۶	۱۷/۲
Shale	پنسیلوانیا	۲/۷۲	۳۱/۲	۱۰۱	۱/۴
Siltstone	پنسیلوانیا	۲/۷۶	۳۰/۶	۱۱۳	۲/۸
Slate	میشیگان	۲/۹۳	۷۵/۹	۱۸۰	۲۵/۵
Tuff	نوادا	۲/۳۹	۳/۷	۱۱	۱/۲
Tuff	ژاپن	۱/۹۱	۷۶/۰	۳۶	۴/۳



C = چسبندگی در سنگ
 ϕ = زاویه اصطکاک داخلی

شکل ۶-۱- معیار شکست بر پایه موهر کولومب

۱-۸-۲-۶ چکیده

معیار شکست سنگ «هوک - براون» از سال ۱۹۸۰ در پروژه‌های متعددی در سطح دنیا مورد استفاده قرار گرفته است. علی‌رغم این که نتایج عملی استفاده از این معیار، عموماً رضایت‌بخش بوده، با این حال به سبب پاره‌ای ملاحظات از جمله نارسایی‌ها و تقریب‌ها، استفاده از این معیار در تحلیل‌های عددی و برنامه‌های تعادل حدی دشوار بوده که از جمله دشواری‌های کاربردی، پیدا کردن عدد مناسب به عنوان زاویه اصطکاک داخلی معادل و مقاومت برشی توده سنگ می‌باشد. در تجدید نظرهای بعدی که آخرین آن مربوط به سال ۲۰۰۲ می‌باشد، در جهت رفع اشکال بالا برآمده‌اند. آخرین تجدید نظر توسط آقایان ایورت هوک، کارلوس^۱، کارانتزا^۲، تورز^۳ و برنت کرکوم^۴ همراه یک برنامه نرم‌افزاری^۵ برای حل معادلات و ترسیم نمودارهای لازم مربوطه ارائه گردیده که در زیر تشریح می‌گردد.

۲-۸-۲-۶ روابط اصلی

به طور خلاصه، معیار و معادلات مربوط به شکست توده سنگ ارائه شده توسط آقایان هوک و براون مبتنی بر بررسی نتایج نتایج شکست سنگ دست‌نخورده تُرد^۶ و رفتارهای توده سنگ ترک‌دار (توسط آقای براون) قرار داشته که در شروع با ویژگی‌های سنگ دست‌نخورده شروع شد و سپس ضرایب کاهش ناشی از ویژگی‌های درزه‌ها روی آن اعمال گردید. در آخرین تجدید نظر، تدوین‌کنندگان تصمیم گرفتند معیارها را با طبقه‌بندی توده سنگ (RMR) مرتبط نمایند.

از جمله مواردی که به عنوان یک مشکل ژئومکانیکی با آن برخورد می‌گردید، محاسبات پایداری شیب شیروانی بود که به جای تنش‌های اصلی با تنش عمودی و مقاومت برشی ارتباط دارد. رابطه اولیه هوک و براون به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (1)$$

در رابطه فوق:

σ'_1, σ'_3 = تنش‌های مؤثر جهات اصلی در هنگام شکست،

σ_{ci} = مقاومت تک محوری سنگ دست‌نخورده، و

s, m = ثابت‌های مصالح (در مورد سنگ بکر یا دست‌نخورده $s = 1$ است).

1 - Carlos
2 - Carranza
3 - Turres
4 - Brent Corkum

ارتباط بین معادله (۱) و تنش‌های عمودی و برشی هنگام بروز شکست، توسط آقای بری^۱ (توسط هوک و لوند و اوسار^۲) تعریف و گزارش شده‌اند. به نظر آقای هوک، اگر مقاومت برشی از ترسیم خط مماس بر منحنی موهر - کولومب در بخش فوقانی منحنی استخراج شود، اعداد به دست آمده خوش‌بینانه خواهند بود. روش مناسب در این زمینه اصلاح منحنی پوش تنش‌های اصلی موهر با اعمال ضریب متغیر "a" هست که از روش حداقل مربعات به دست می‌آید. به هر حال استفاده از عدد RMR در سنگ‌های ضعیف نتیجه مناسبی به دست نمی‌دهد که برای اصلاح این امر، ضریب GSI^۳ توسط آقایان هوک، وود و شاه^۴ و هوک، کایزر و باودن^۵ معرفی گردید.

۳-۸-۲-۶ معیار تعمیم یافته هوک - براون

رابطه عمومی به صورت زیر است:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (۲)$$

در رابطه (۲) بالا، mb ثابت کاهش یافته مصالح (mi) برای توده سنگ می‌باشد:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (۳)$$

در رابطه (۳) s و a ثابت‌های توده سنگ هستند که به نوبه خود از روابط زیر به دست می‌آیند:

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (۴)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) \quad (۵)$$

که در این رابطه D ضریبی است تابع میزان تخریب توده سنگ بر اثر انفجار و رهایی تنش‌ها، که مقدار آن بین صفر (برای سنگ دست‌نخورده در توده سنگ برجا) تا ۱ (برای سنگ تخریب شده) می‌باشد. مقاومت تک محوری مربوط به $(\sigma'_3 = 0)$ از رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \times s^a \quad (۶)$$

1 - J.W.Bray
 2 - Hook, Lond, Ucare
 3 - GSI: Geological Strength Index
 4 - Hoek, Wood, Shah
 5 - Hoek, Kaiser, Bawden

جدول ۶-۲- روابط تقریبی بین نوع توده سنگ و ثابت‌ها جهت کاربرد در کارهای زیرزمینی

شرح	سنگ‌های کربناته با سطوح کریستال‌های توسعه یافته دولومیت، سنگ آهک	سنگ‌های لایه‌دار آرژیلی گل سنگ، سیلت سنگ شیل و لوح (عمود بر صفحات جدائی)	سنگ‌های هوازده با کریستال‌های قوی و سطوح کریستال ضعیف و ماسه سنگ و کوارتزیت	پلی‌مینرال‌های ریزدانه سنگ‌های آذرین بلوری، آندزیت، دولویت، دیاباز، ریولیت	پلی‌مینرال‌های درشت‌دانه سنگ‌های آذرین و متامورف کریستالی آمفیبولیت، گابرو، گنایس، گرانیت، کوارتز، دیوریت
۱- نمونه‌های سنگ بکر نمونه‌های آزمایشگاهی فاقد ناپیوستگی $RMR = 100 \quad Q = 100$	۷ ۱	۱۰ ۱	۱۵ ۱	۱۷ ۱	$m=25$ $S=1/0$
۲- توده سنگ با کیفیت خیلی خوب با همبری و درهم رفتگی خیلی خوب نمونه دست نخورده، با درزه‌های هوازده فواصل ۱ تا ۳ متر $RMR = 85 \quad Q = 100$	۴/۱۰ ۰/۱۸۹	۵/۸۵ ۰/۱۸۹	۸/۷۸ ۰/۱۸۹	۹/۹۵ ۰/۱۸۹	$m = 14/63$ $S = 0/189$
۳- توده سنگ با کیفیت خوب با چند مجموعه درزه‌های با هوازدگی کم فواصل ۰/۳ تا ۱ متر $RMR = 65 \quad Q = 10$	۲/۰۰۶ ۰/۰۲-۵	۲/۸۶۵ ۰/۰۲-۵	۴/۲۹۸ ۰/۰۲-۵	۴/۸۷۱ ۰/۰۲-۵	$m = 7/163$ $S = 0/02-5$
۴- توده سنگ با کیفیت متوسط با چند مجموعه درزه‌هایی با هوازدگی کم فواصل ۰/۳ تا ۱ متر $RMR = 44 \quad Q = 1$	۰/۹۴۷ ۰/۰۰۱۹۸	۱/۳۵۳ ۰/۰۰۱۹۸	۲/۰۳۰ ۰/۰۰۱۹۸	۲/۳۰۱ ۰/۰۰۱۹۸	$m = 3/83$ $S = 0/00198$
۵- توده سنگ با کیفیت ضعیف با تعداد زیادی درزه، فواصل ۳ تا ۵۰ سانتی‌متر برخی درزه‌ها پر شده از خرده سنگ تمیز تراکم ۰/۰۱ $RMR = 23 \quad Q = 0/01$	۰/۴۴۷ ۰/۰۰۰۱۹	۰/۶۳۹ ۰/۰۰۰۱۹	۰/۹۵۹ ۰/۰۰۰۱۹	۱/۰۸۷ ۰/۰۰۰۱۹	$m = 1/598$ $S = 0/00019$
۶- توده سنگ خیلی ضعیف درزه‌های به شدت هوازده متعدد، فواصل کمتر از ۵۰ میلی‌متر، با درزه پر شده از خرده سنگ ریزدانه ۰/۰۱ $RMR = 3 \quad Q = 0/01$	۰/۲۱۹ ۰/۰۰۰۰۲	۰/۳۱۳ ۰/۰۰۰۰۲	۰/۴۶۹ ۰/۰۰۰۰۲	۰/۵۳۲ ۰/۰۰۰۰۲	$m = 0/782$ $S = 0/00002$
رابطه تجربی: $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + S\sigma_c^2}$ σ_1: تنش اصلی حداکثر مؤثر σ_3: تنش اصلی حداقل مؤثر σ_c: مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر S, m: ثابت‌ها RMR: طبقه‌بندی CSIR Q: طبقه‌بندی NGI					

مقاومت کششی از رابطه (۷) به دست می‌آید:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{mb} \quad (۷)$$

فرمول (۷) از فرمول (۲) منتهی با شرط $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ به دست آمده است.

در رابطه جدید، برعکس معادله سابق GSI برابر ۲۵ نقطه عطف برای مقادیر s و a نبوده و پیوستگی این دو پارامتر ادامه دارد.

تنش‌های عمودی برشی که از تنش‌های اصلی (آقای بالمر Balmer) به دست می‌آیند، به صورت زیر خواهند بود:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \times \frac{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} - 1}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1} \quad (۸)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \times \frac{\sqrt{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3}}}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1} \quad (۹)$$

تغییرات تنش‌های اصلی با رابطه زیر تعریف می‌شوند:

$$\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} = 1 + a \times m_b \times \left(m_b \times \frac{\sigma'_c}{\sigma_{ci}} + S \right)^{a-1} \quad (۱۰)$$

۴-۱-۲-۶ مدل تغییر شکل

مدول تغییر شکل با رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \times \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\frac{(GSI-10)}{40}} \quad (\text{الف} - ۱۱)$$

در رابطه بالا، E_m بر حسب گیگاپاسکال می‌باشد.

در صورتی که $\sigma_{ci} > 100$ مگاپاسکال باشد، از رابطه زیر باید استفاده گردد.

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \times 10^{\frac{(GSI-10)}{40}} \quad (\text{ب} - ۱۱)$$

۵-۸-۲-۶ معیار شکست موهر - کولومب

از آنجا که نرم افزارهای متعددی در حال حاضر از پارامترهای مربوط به معیارهای شکست موهر - کولومب استفاده می کنند، پارامترهای معادل (برای زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی) و محدوده تنش ها باید معلوم باشد. با برآزش یک رابطه متوسط خطی با منحنی تعریف شده در معادله (۲) برای محدوده تنش های اصلی کمتر که در شرط $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$ صدق نماید (شکل ۲-۶)، این مقادیر به دست می آیند.

برآزش بر اساس تساوی سطوح بالا و پایین نمودار موهر - کولومب استوار می باشند. معادلات زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی به صورت زیر می باشند:

$$\phi' = \text{ArcSin} \left[\frac{6 \times a \times m_b (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 \times a \times m_b \times (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (12)$$

$$C' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1+a)m_b \times \sigma'_{3n}] (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6a \times m_b \times (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}) / ((1+2a)(2+a))}} \quad (13)$$

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

برای مقادیر زیاد σ'_{3max} (تنش محدود کننده) که باید انطباق دو معیار موهر - کولومب و هوک - براون انجام شود، برای هر مورد σ'_{3max} 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:

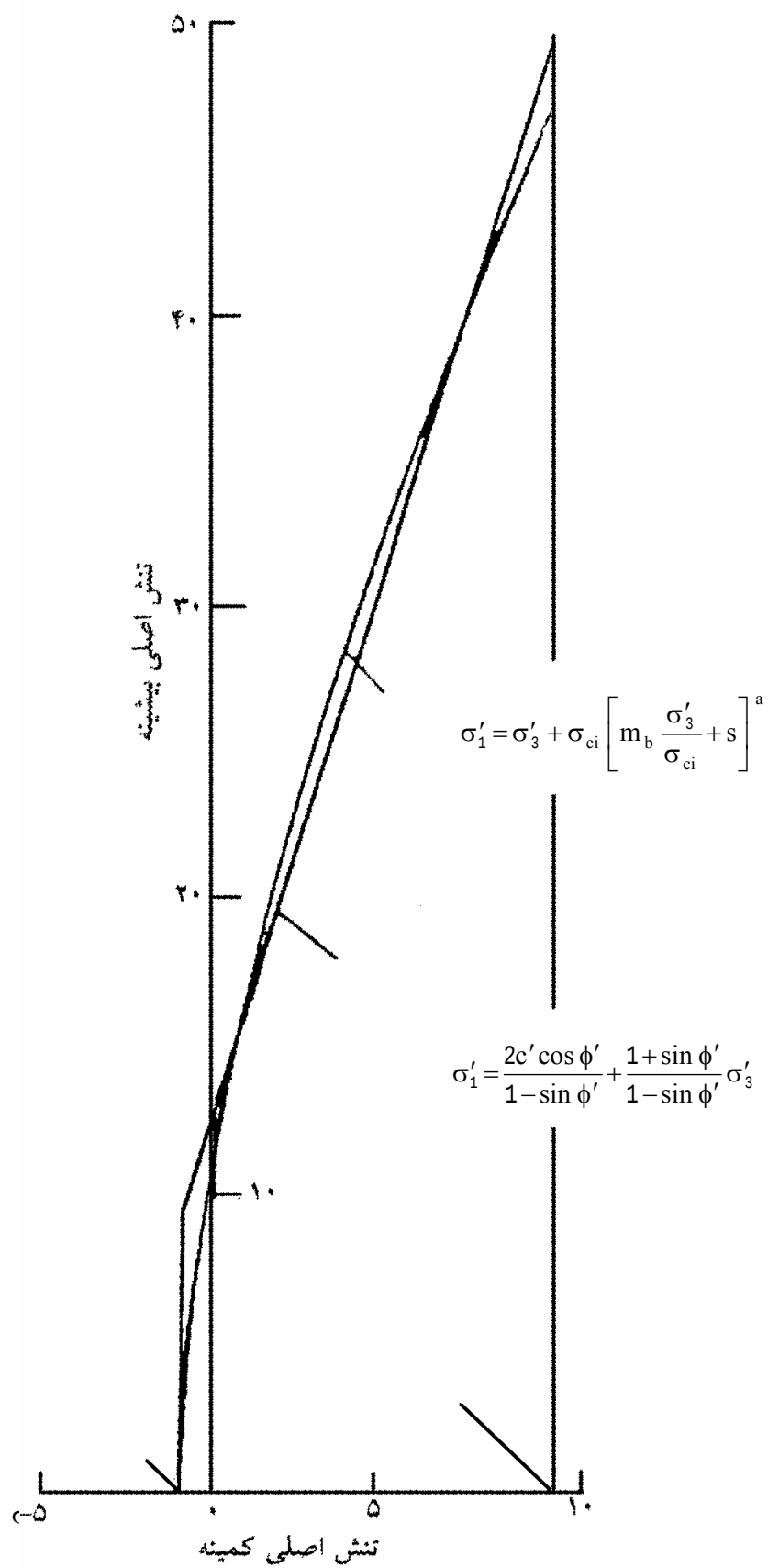
$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \quad (14)$$

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

$$\sigma'_1 = \frac{2C' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3 \quad (15)$$

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 (سنگبری 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'_3 ایجاد شده بیشتر باشد. توضیح این که بسیاری از مدل های ریاضی، روند توسعه ترک را دنبال می نمایند.



شکل ۶-۲- رابطه بین تنش‌های اصلی بیشینه و کمینه برای معیارهای هوک - براون و موهر - کولومب

این جزییات در پایداری مغار یا جدار تونل حفاری شده هنگام طراحی سامانه‌های حفاظت قابل اهمیت می‌باشند. 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 می‌باشد که در آن پایداری عمومی ستون بیشتر از میزان توسعه ترک اهمیت دارد. به این ترتیب، تعریف "مقاومت توده سنگ" موضوعیت پیدا می‌کند که هوک و براون بر اساس رابطه موهر - کولومب، معادله زیر را برای آن پیشنهاد کرده‌اند:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \times \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (16)$$

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

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \times \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)(\frac{m_b}{4} + s)^{a-1})}{2(1+a)(2+a)} \quad (17)$$

۶-۲-۱-۷ محاسبه σ'_{3max}

برای محاسبه مقادیر مناسب σ'_{3max} دو مورد قابل تبیین وجود دارند که عبارتند از تونل‌ها و شیب‌ها (شیروانی‌ها). در مورد تونل‌ها، σ'_{3max} برای تونل‌های عمیق و کم عمق به دست می‌آید. در مورد شیروانی‌ها باید از محاسبه ضرایب پایداری و شکل و موقعیت سطح شکست استفاده نمود. در مورد تونل‌های عمیق در راه حل بسته (که در محاسبات پوشش‌ها به آن پرداخته شده) هم برای شرایط تعمیم یافته هوک و براون و هم معیار موهر - کولومب محاسبات بسیار زیادی صورت گرفته تا مقدار σ'_{3max} نظیر منحنی ذاتی معادل به دست آید.

در تونل‌های کم عمق (که عمق تونل کمتر از ۳ برابر قطر تونل می‌باشد)، بررسی‌های عددی بسیار زیادی مربوط به نشست‌های سطحی و رابطه دقیقی که قابل مقایسه با روابط مربوط به تونل‌های عمیق باشند صورت گرفته است.

در شکل ۳-۶ نسبت $\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}}$ در برابر $\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_o}$ برای تونل‌های 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 می‌شود، رابطه جانشین به صورت زیر می‌باشد:

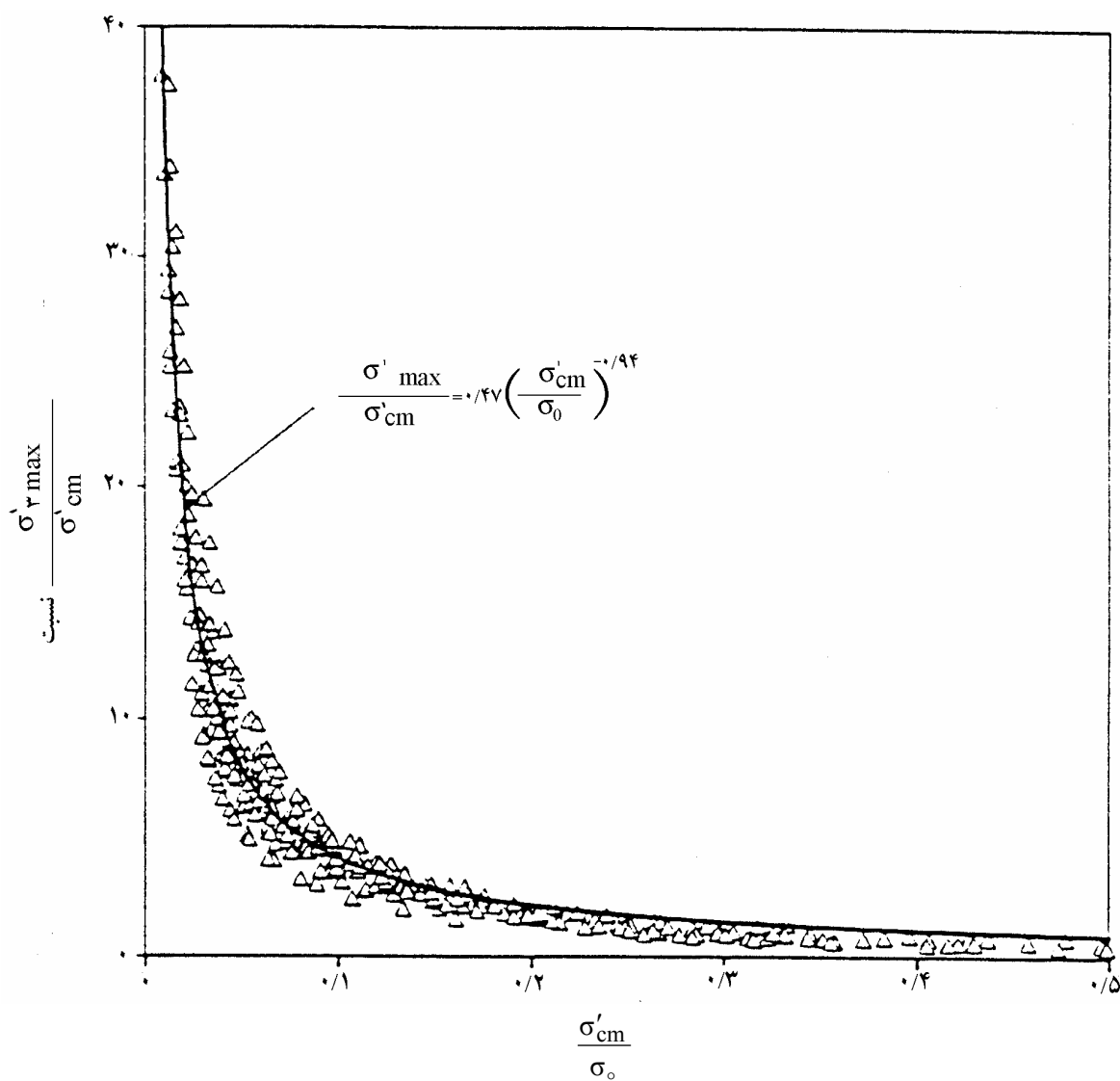
$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (18)$$

رابطه (۱۸) مربوط به حالتی است که در اطراف مغار یک منطقه شکست ایجاد می‌شود ولی این منطقه به سطح زمین نمی‌رسد.

در مورد شیروانی‌ها، برای حالت‌های بسیار زیادی از پارامترهای سنگی و دواير لغزش، رابطه زیر توسط بیشاپ^۱ به دست آمده است:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (19)$$

در رابطه بالا H ارتفاع شیروانی است.



شکل ۶-۳- نسبت مقاومت به تنش‌های برجا در سنگ $\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma'_c} \right)$

۶-۲-۱-۸ برآورد ضریب تخریب "D"

محاسبات متعدد نشان داده که در محاسبه شیب شیروانی‌ها، در معادن با سطوح بسیار گسترده، استفاده از ویژگی شرایط دست‌نخورده ($D=0$) نتایج خیلی خوش‌بینانه‌ای به دست می‌آید. آثار انفجارهای سنگین توده‌های سنگ خورد شده همچنین نشان داده که استفاده از ویژگی مربوط به تخریب ($D=1$) در روابط ۳ و ۴ برای این نوع توده سنگ مناسب‌تر است. مقایسه عددی فراوانی توسط اشخاص مختلف، نارسایی‌ها 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 نتیجه‌گیری از کلیه بررسی‌ها، آقای هوک و همکاران، در صدد برآمده‌اند 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 $\sigma_{ci} = 50 \text{ MPa}$ ، $M_i = 10$ و $GSI = 45$ در مورد تونلی در عمق ۱۰۰ متر که میزان تخریب سنگ در آن کم بوده ($D=0$) زاویه اصطکاک اصلی معادل $\phi' = 47/16^\circ$ و چسبندگی $c' = 0/5 \text{ MPa}$ محاسبه گردیده، در حالی که برای شرایط مشابه یعنی تونلی در عمق ۱۰۰ متر و ضریب تخریب زیاد ($D=1$)، $\phi' = 27/61^\circ$ و $c' = 0/35 \text{ MPa}$ 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 می‌باشد. تغییرات و تکامل رابطه هوک - براون در جدول ۶-۴ آمده‌اند.

۶-۳ شرایط تنش طبیعی

قبل از مبادرت به حفر تونل یا مغار، در توده سنگ، تنش‌های طبیعی وجود داشته و به عنوان تنش‌های موجود در محیط در تحلیل‌ها تلقی می‌شوند. مقدار و راستای این تنش‌ها با توجه به وزن لایه فوقانی و تاریخچه زمین‌شناسی توده سنگ معین می‌شود. جهت تنش‌های اصلی، غالباً عمودی و افقی و در هر صورت مقادیر نسبی و امتداد آنها از آخرین جابه‌جایی یا تغییر شکل توده متأثر می‌باشد. آگاهی از تنش‌های طبیعی مهم است زیرا این تنش‌ها به طوری که گفته شد در تحلیل‌ها به عنوان شرایط موجود در نظر گرفته می‌شوند. هر چند مقادیر تقریبی این تنش‌ها براساس دستورالعمل‌های ساده امکان‌پذیر است اما برای سازه‌های مهم تنها روش دقیق اندازه‌گیری‌های برجا است.

۶-۳-۱ تنش عمودی برجا

در توده سنگ دست‌نخورده، 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 می‌آید:

$$\sigma_z = \gamma \times h$$

γ وزن مخصوص یا وزن واحد حجم سنگ و غالباً بین ۲۰ تا ۳۰ کیلو نیوتن بر مترمکعب است.

جدول ۶-۳- راهنمای تخمین ضریب D

مقادیر توصیه شده برای D	تشریح وضعیت توده سنگ	شکل ظاهری توده سنگ
D=0	انفجار با کنترل عالی یا حفاری با تی.بی.ام که سبب شده‌اند حداقل تخریب در اطراف مقطع حفاری شده ایجاد شود	
D=0 D=0.5 بدون کف‌سازی	حفاری مکانیکی یا دستی در توده سنگ‌های ضعیف (بدون انفجار)، اطراف مقطع حفاری شده حداقل تخریب. تورم سنگ سبب بالا آمدن کف تونل شده، اگر کف‌سازی موقت انجام نشود تخریب جدی خواهد بود.	
D=0.8	انفجار خیلی بد در سنگ با کیفیت خوب که سبب خرابی‌های موضعی می‌شود که دامنه توسعه آن ۲ تا ۳ متر در توده سنگ اطراف ملاحظه می‌شود.	
D=0.70 انفجار خوب D=1.0 انفجار بد	انفجارهای محدود مربوط به شیب‌سازی‌های موضوع مهندسی سیویل که سبب تخریب‌های کم در توده سنگ شود، خصوصاً در صورتی که همان طور که عکس نشان می‌دهد انفجار کنترل شده باشد. در مواردی ترک‌های رهائی تنش ایجاد می‌شود.	
D=1.00 انفجار بدون بهره‌برداری از معادن D=0.70 حفاری با ماشین‌آلات	شیب‌های خیلی طولانی در محوطه معادن که به علت انفجارهای سنگین، تخریب زیادی به همراه دارد و ترک‌های رهائی ایجاد می‌کند. در برخی سنگ‌های نرم‌تر، حفاری همراه با شخم‌زدن و جمع‌آوری خاک با ماشین‌آلات باشد و خسارت وارده به شیب‌ها کم باشد.	

Pick GSI Value

Rock Type:

GSI Selection:

STRUCTURE		SURFACE CONDITIONS								
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR				
 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities  BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets  VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets  BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity  DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces  LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES	90	80	70	60	50	40	30	20	10
	DECREASING SURFACE QUALITY →	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Pick Mi Value

List of Mi Values

- Anhydrite 12 ± 2
- Breccias 20 ± 2
- Chalk 7 ± 2
- Claystones 4 ± 2
- Conglomerates 21 ± 3
- Crystalline Limestone 12 ± 3
- Dolomites 9 ± 3
- Greywackes 18 ± 3
- Gypsum 10 ± 2
- Marls 7 ± 2
- Micritic Limestones 8 ± 3
- Sandstones 17 ± 4
- Shales 6 ± 2
- Siltstones 7 ± 2
- Sparitic Limestones 10 ± 5

Selected Mi Value _____

Mi Value:

Filter List

☒ Rock Type

☒ Sedimentary
 ☐ Igneous
 ☐ Metamorphic

☐ Texture

☒ Coarse
 ☐ Medium
 ☐ Fine
 ☐ Very Fine

شکل ۴-۶- راهنمای Rock lab و حدود اعداد GSI

جدول ۴-۶- تکامل روابط هوک - براون، خلاصه معادلات^۱

تألیف	شرایط	معادلات
هوک و براون ۱۹۸۰	معیار کلی برای سنگ‌های با درزه‌های زیاد σ'_3, σ'_1 : تنش‌های اصلی مؤثر گسیختگی هستند σ_t : مقاومت کششی m و S: ثابت‌های معادله σ'_n و t: تنش‌های مؤثر عمودی و برشی	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s}$ $\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m - \sqrt{m^2 + 4s} \right)$ $\tau = A \sigma_{ci} \left((\sigma'_n - \sigma_t) / \sigma_{ci} \right)^B$ $\sigma'_n = \sigma'_3 + ((\sigma'_1 - \sigma'_3) / (1 + \partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3))$ $\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \sqrt{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3}$
هوک ۱۹۸۳	معیار کلی برای سنگ‌های با درزه‌های زیاد	$\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 = m \sigma_{ci} / 2 (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \sqrt{m \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s}$ $\tau = (\cot \phi'_i - \cos \phi'_i) m \sigma_{ci} / 8$ $\phi'_i = \arctan \left(1 / \sqrt{4h \cos^2 \theta - 1} \right)$ $\theta = \frac{\left(90 + \arctan(1 / \sqrt{h^3 - 1}) \right)}{3}$ $h = 1 + \left(16(m \sigma'_n + s \sigma_{ci}) / (3m^2 \sigma_{ci}) \right)$
هوک و براون ۱۹۸۸	مانند بالا ولی m و s با استفاده از RMR اصلاح شده است.	سنگ خرد شده: $m_b / m_i = \exp((RMR - 100) / 14)$ $s = \exp((RMR - 100) / 6)$ توده سنگ دست‌نخورده یا درهم فشرده $m_b / m_i = \exp((RMR - 100) / 28)$ $s = \exp((RMR - 100) / 9)$ $E = 10^{((RMR - 10) / 40)}$ m_i و m_b و به‌ترتیب برای سنگ شکسته و دست‌نخورده

1 - Balmer, G., 1952. A general analytical solution for Mohr's envelope. Am. Soc. Test. Mat. 52, 1260 – 1271.
- Bieniawski, Z.T. 1976. Rock mass classification in rock engineering . In Exploration for Rock Engineering , Proc. Of the Symp., (ed. Z.T. Bieniawski), 1, 97-106. Cape Town, Balkema.
- Serafim, J.L. and Pereira, J.P. 1983. Consideration of the Geomechanics Classification of Bieniawski. Proc. Intl. Symp. Engng. Geol. And Underground Construction, Lisbon, Portugal, 1133-44.

ادامه جدول ۶-۴- تکامل روابط هوک - براون، خلاصه معادلات

هوک، براون و شاه ۱۹۹۲	معیار اصلاح شده، برای در نظر گرفتن مقاومت کششی صفر در سنگ‌های با شکستگی زیاد، برای محاسبه تنش‌های عمودی و برشی از روش بلمر ^۱ استفاده شده است.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci})^\alpha$ $\sigma'_n = \sigma'_3 + ((\sigma'_1 - \sigma'_3) / (1 + \partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3))$ $\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \sqrt{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3}$ $\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 = 1 + \alpha m_b^\alpha (\sigma'_3 / \sigma_{ci})^{(\alpha-1)}$
هوک ۱۹۹۴ هوک، کریزر و باودن ۱۹۹۵	براساس معیار کلی هوک و براون، شاخص زمین‌شناسی GSI برای برطرف کردن نقایص مربوط به دخالت دادن RMR در سنگ‌های خیلی ضعیف، وارد شده است.	برای $GSI > 25$: $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_c (m \sigma'_3 / \sigma'_{ci} + s)^\alpha$ $m_b / m_i = \exp((GSI - 100) / 28)$ $s = \exp((GSI - 100) / 9)$ $\alpha = 0.5$ برای $GSI < 25$: $s = 0$ $\alpha = 0.65 - GSI / 200$
$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$ $\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} \frac{(m_b + 4s - \alpha(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{\alpha-1}}{2(1 + \alpha)(2 + \alpha)}$ $\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (\text{تونلها})$ $\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (\text{شبیها})$		

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

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

که K_0 نسبت تنش جانبی توده سنگ است. از سه مؤلفه تنش، دو مؤلفه افقی است. در سنگ بکر برجا، دو تنش افقی می‌توانند مساوی باشند، هر چند به علت ناهمگنی و رفتارهای غیرهمسان زمین‌شناسی دو تنش افقی غالباً برابر نیستند. تعیین ضریب K_0 بدون اندازه‌گیری‌های محلی دشوار است، هر چند در برخی شرایط با تقریب‌هایی می‌توان مقدار K_0 را به دست آورد. به هر حال دستورالعمل‌های محاسبه را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

طبق قانون هیم^۱ در سنگ‌های ضعیف که تاب مقاومت در مقابل برآیند تنش را نداشته باشند، در دوره‌های زمین‌شناسی، تنش‌های عمودی و افقی به تساوی می‌رسند؛ عبارت ریاضی این قانون به صورت زیر است:

$$\sigma_x = \sigma_y \cong \sigma_z$$

در شرایطی که مؤلفه‌های تنش در جهات مختلف برابر و مساوی وزن لایه فوقانی باشد، شرایط لیتواستاتیک حاکم است. در رسوبات ضعیف زمین‌شناسی که دارای رفتار پلاستیک یا ویسکوپلاستیک باشند، شرایط لیتواستاتیک وجود دارد. رسوبات ذغال، شیل، گل سنگ و رسوبات تبخیری از این جمله‌اند. با استفاده از چنین ویژگی تنش‌های افقی در اعماق بیشتر از ۱ کیلومتر با تقریب خوبی به دست می‌آید.

مقادیر کم K_0 مربوط به رفتار الاستیک سنگ است که در آن، از تغییر مکان افقی جلوگیری شده است. در سنگ‌های رسوبی دست‌نخورده که لایه رفتار الاستیک خطی داشته باشد، σ_x و σ_y برابر و به صورت زیر بیان می‌شوند:

$$\sigma_x = \sigma_y = \gamma_h \frac{v}{1-v}$$

از آنجا که مقدار ضریب پواسون برای غالب سنگ‌ها بین ۰/۱۵ تا ۰/۳۵ است، مقدار K_0 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 تنش‌های افقی را شامل می‌شود که در شرایط مناسب زمین‌شناسی به آن می‌رسیم.

در شرایط غیر ایزوتروپیک، نسبت تنش‌های افقی به عمودی افزایش می‌یابد^۲ و گاه تنش‌های افقی از تنش‌های عمودی بیشتر نیز می‌شود. این پدیده به نظر مؤلفان فوق در توده سنگ‌های مطبق یا درزه‌دار اتفاق می‌افتد.

1 - Heim

2 - Amadei, Swopf, Savage, 1988

تنش‌های برجا، تنش‌هایی هستند که پس از برداشته شدن عوامل ایجاد تنش باقی می‌مانند. در گذشته ممکن است توده سنگ تحت تنش‌هایی بیش از آنچه که امروز اثر می‌کند قرار داشته است. با برداشته شدن بارهایی که موجب تنش‌های زیاد در سنگ شده‌اند، سنگ تحت تأثیر کانی‌های درهم قفل شده و تنش‌های برشی در روی سطوح گسلش و خمیر چسباننده قطعات قرار می‌گیرد.

تنش‌های تکتونیکی از بلند شدن موضعی توده، فروافتادگی، گسلش، تا خوردن و ناهنجاری‌های سطحی بروز می‌کنند. این تنش‌ها ممکن است فعال، پایدار و یا کاهش یافته باشند.

مجموعه این تنش‌ها با بار وزن، سبب می‌شوند که تنش‌های اصلی امتداد و راستای بسیار متفاوتی نسبت به حالت پیشین پیدا کنند. تعیین تنش‌های تکتونیکی یا برجای مانده بدون اندازه‌گیری مشکل است.

به این ترتیب تعیین تنش‌های موجود نیازمند اطلاعات ساختاری زمین‌شناسی، اندازه‌گیری تنش‌ها و ملاحظه اثر تنش‌های طبیعی روی سازه‌های واقع بر سنگ خواهد بود. شرایط تنش در یک دره "V شکل" هم متأثر از شکل دره و کوه و هم توپوگرافی است.

۴-۶ اندازه‌گیری تنش‌های موجود

طی ۲۰ سال گذشته، روش‌های اندازه‌گیری تنش‌ها، کامل‌تر و فهرست اطلاعات جامعی تهیه شده است. اطلاعات گردآوری شده توسط هوک و براون (۱۹۸۰) در شکل ۶-۵ آمده است. تنش‌های عمودی با وزن لایه فوقانی سنگ همخوانی چشمگیری دارد. تنش‌های افقی کم (منطبق بر شرایط الاستیک) به ندرت ملاحظه می‌شود.

۵-۶ روش همگرایی - همجواری^۱

اساس این روش، ترکیب نظریه رها شدن سنگ و صلبیت حفاظ است. در شکل ۶-۶ نظریه اندرکنش توده سنگ با حفاظ در مقطع دایره حفاری شده با تی.بی.ام با حفاظ نشان داده شده است.

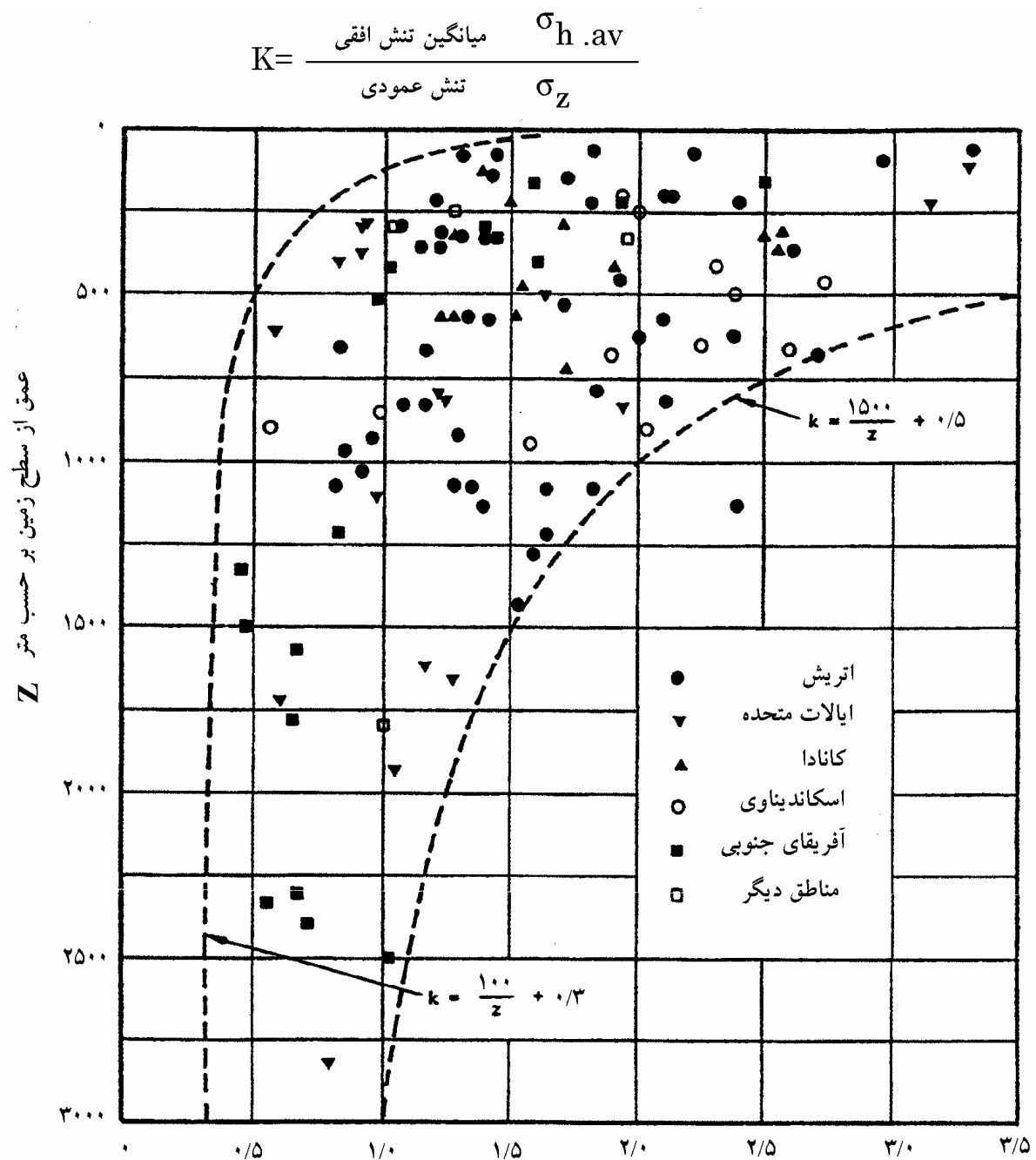
سنگ محیط، سنگ ضعیفی است که همان طور که در منحنی رهایی^۲ ملاحظه می‌گردد، یا باید توسط حفاظ نگه‌داری گردد و یا رها شود. مراحل شکل به ترتیب زیر است:

نصب سریع حفاظ (نقطه D_1 روی منحنی) سبب می‌شود که حفاظ متحمل بار سنگین شود. در سامانه حفاظ تخریب شده (بدون آزاد شدن) به نقطه تعادل E_1 می‌رسیم. اگر نصب حفاظ با تأخیر همراه باشد (نقطه D_2) نتیجه ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ در جدار تونل و شکستن حفاظ خواهد بود (نقطه E_2). طراح باید نصب حفاظ را به صورتی بهینه‌سازی کند که ضمن ایجاد تغییر شکل‌های قابل قبول در جدار تونل، بار وارده به حفاظ نیز قابل تحمل باشد.

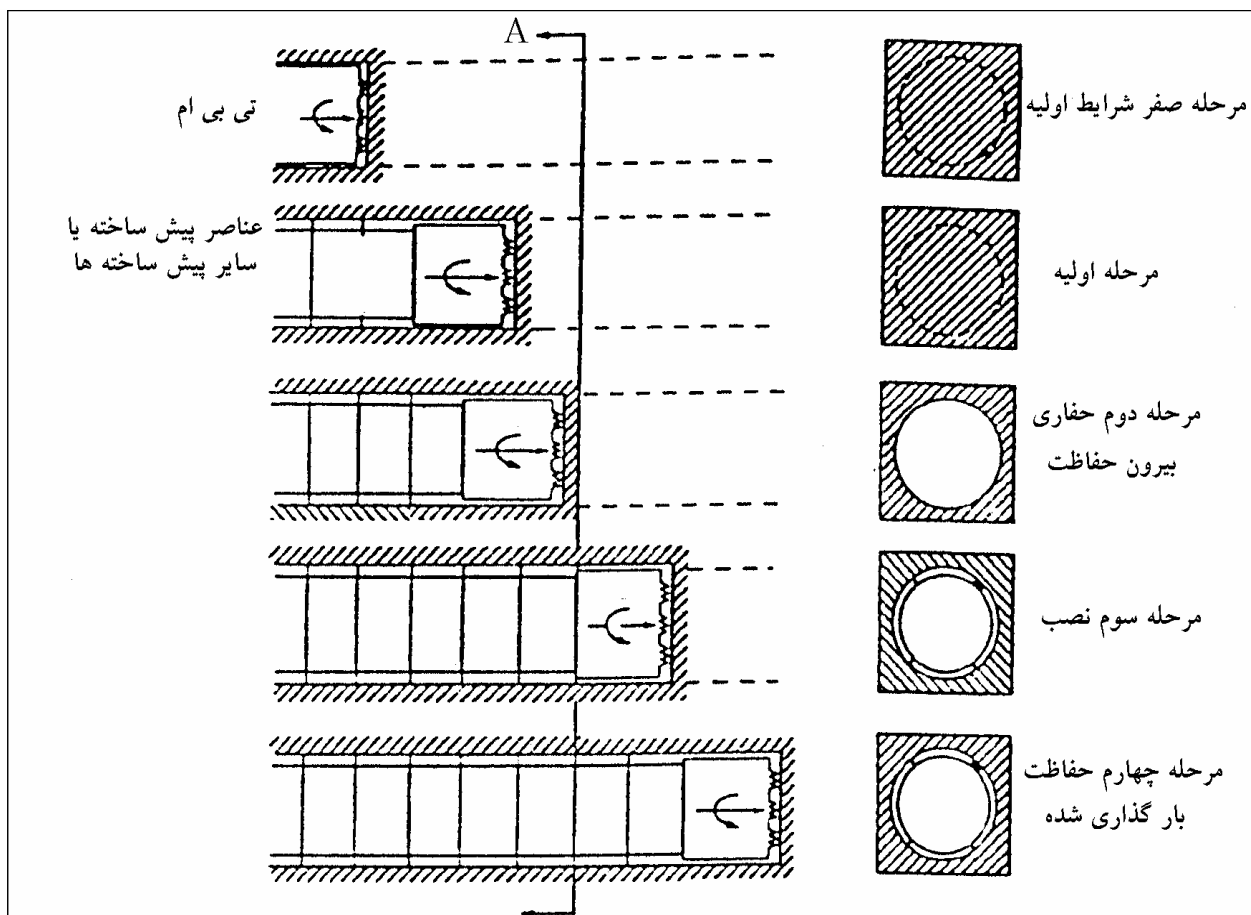
روش همگرایی - همجواری به تهیه منحنی اندرکنش، سنگ و حفاظ محدود نمی‌شود بلکه محدوده گسترده و چهارچوب کلی رفتار حفاظ در تونل‌ها را تعریف می‌کند. روش‌های محیط محدود و پیوستگی که به دنبال این مطلب می‌آید، به دلیل مدل کردن اندرکنش سنگ، در چهارچوب این روش قرار دارند. منحنی اندرکنش را می‌توان از روی اندازه‌گیری‌های در محل نیز ترسیم نمود.

1 - Convergence - Confinement

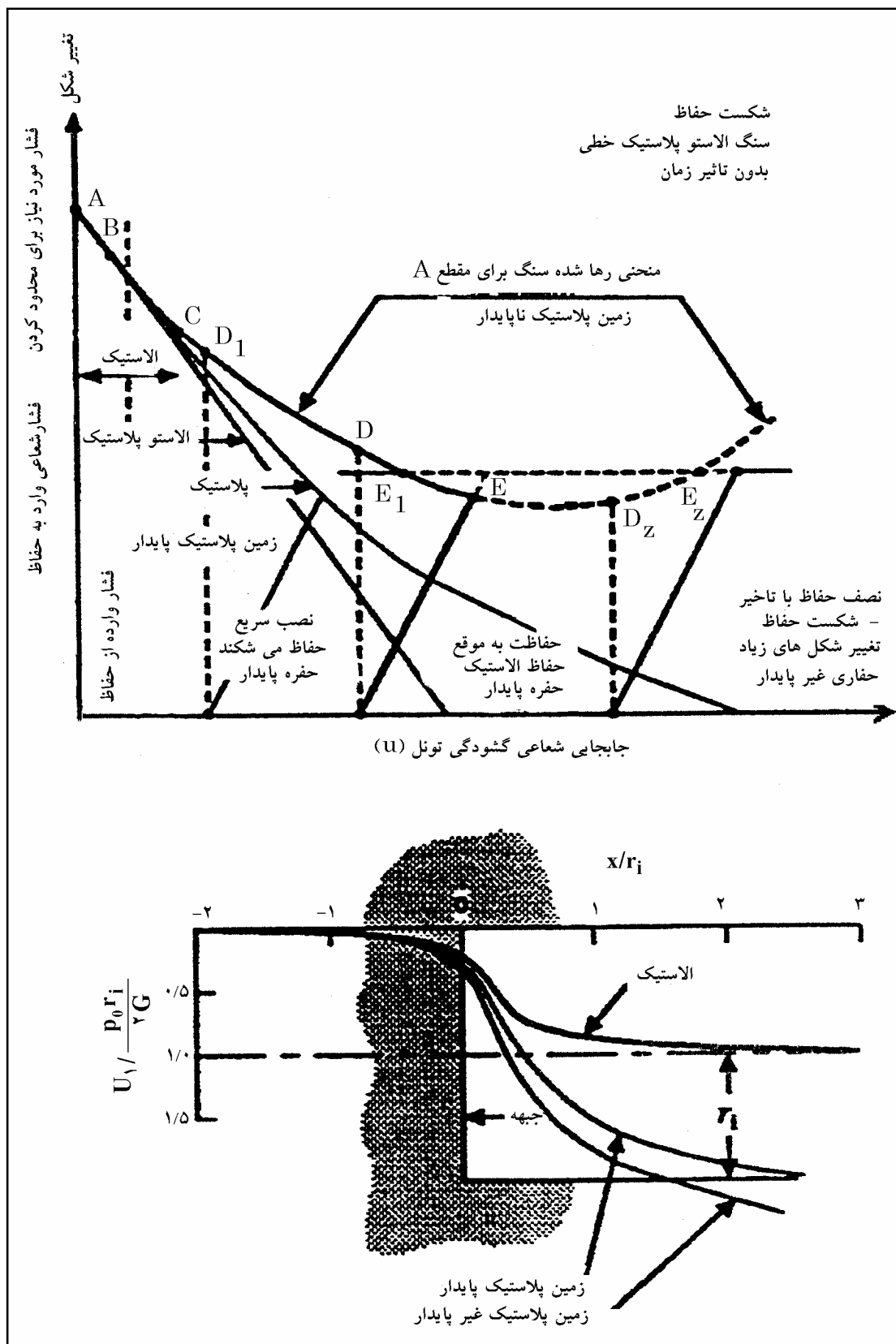
2 - Relaxation



شکل ۵-۶- تغییرات تنش‌های افقی - عمودی نسبت به تغییرات عمق



شکل ۶-۶- اندرکنش سنگ و حفاظ



ادامه شکل ۶-۶- اندرکنش سنگ و حفاظ

۶-۶ تحلیل تنش

تفاوت عمده سازه زیرزمینی با سازه‌های روی زمینی در این است که سازه‌های روی زمین پس از اجرا در معرض بارگذاری قرار می‌گیرند ولی در مورد سازه زیرزمینی با انجام حفاری فضایی درون محیط تنش ایجاد می‌گردد. تحلیل تنش‌ها در برگیرنده بررسی تغییرات حاصله در تنش‌های متعادل موجود از پیش می‌باشد. برای بیان رفتار سنگ، یک نظریه محتوم و قطعی وجود ندارد، با این حال تئوری‌های الاستیک و پلاستیک، نتایج مربوط به توزیع تنش‌های ایجاد شده بر اثر حفاری را در جداره حفاری به عنوان تخمین اولیه به دست می‌دهند. قبل از اجرای حفاری، تنش‌ها متعادل هستند. با اجرای حفاری، تنش‌های واقع در نزدیکی حفاری، مجدداً توزیع و تمرکز تنش ایجاد می‌گردد و در نقاطی باعث می‌شود که تنش از مقاومت سنگ بیشتر شده و منجر به شکست موضعی شود.

۶-۶-۱ شکل حفاری و شرایط تنش، فشار آب منفذی

شکل حفره یا مغار، بر توزیع تنش در اطراف آن مؤثر است. هوک و براون (۱۹۸۰) تنش‌های مماسی را در جدار مغار در تاج و دیوارهای جانبی برای شکل‌های متفاوت مغار محاسبه کرده‌اند (شکل ۶-۷). این تنش‌ها در واقع تنش‌های ماکزیمم نیستند زیرا تنش‌های حداکثر در گوشه‌ها که حالت تمرکز تنش دارند ایجاد می‌شود.

تنش‌ها در محاسبات مربوط به تونل، تنش‌های کل است با این حال، در سنگ‌های ضعیف نفوذپذیر، تنش‌های مؤثر، توسط فرناندز، آلوارز، هاشباش و کوک^۱ محاسبه شده است.

در مورد مغارهای با مقطع دایره و در مصالح الاستیک هموزن، روش محاسبه کرش^۲ در پیوست شماره ۵ آمده است. در این روش، نیروهای بدنه و نیروهای وارد بر مرز فوقانی در سطح زمین ملحوظ نمی‌شود. بعد از کرش در سال ۱۹۸۰، پندر^۳ محاسبات مربوط به کرنش خطی دو لبه‌ای را انجام داده که برای تخمین اولیه مفید هستند. روش محاسبه در محیط الاستیک در پیوست شماره ۵ آمده است.

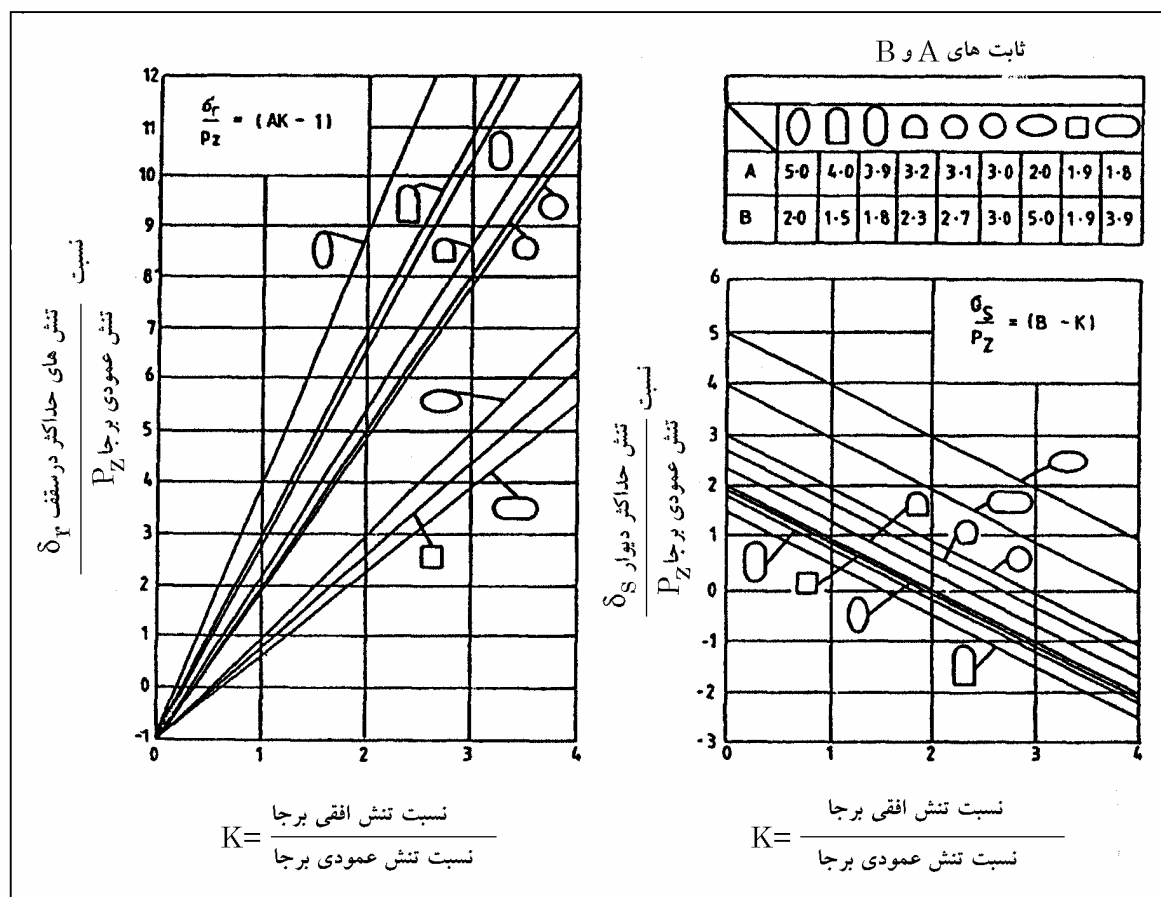
در مدل پلاستیک، هنگامی که تنش‌های ایجاد شده در سنگ‌های ضعیف و حتی مقاوم، از مقاومت سنگ متجاوز باشند، شکست اتفاق می‌افتد. شکست با بسته شدن تدریجی حفره (مغار) همراه است. شکستن موضعی سنگ، افت در طاق، افت یا بسته شدن دیوارهای جانبی و در شرایط استثنایی، ترکیدن سنگ از صورت‌های مختلف این پدیده هستند. در مواردی که رهایی ناگهانی انرژی وجود نداشته باشد، یک زون یا منطقه ترک خورده در اطراف مغار ایجاد می‌شود که باید تحکیم و پایدار شود.

در سنگ‌های مقاوم که رفتار کرنشی نرم شونده یا شکننده بروز می‌کند، سنگ توسط مقاومت‌های برجای مانده پس از تغییر شکل، به سهولت پایدار می‌ماند و توسط حفاظ‌های سبک نگهداری می‌شود. در مورد سنگ‌های ضعیف‌تر، اگر تحت تأثیر تنش‌های بالا قرار گیرند، برای مدت زمان معین باید حفاظ‌های سنگین‌تر به کار رود. پدیده‌ای که اتفاق می‌افتد، سخت شدن کرنشی می‌باشد. در این حالت، تغییر شکل‌های پلاستیکی قابل توجه (وابسته به زمان) به وقوع می‌پیوندد.

1 - Fernandez, Alvarez, 1994, Hashbash & Cook 1994

2 - Kirsch

3 - Pender



شکل ۶-۷- نسبت تنش های اصلی به تنش های برجای

برای محاسبه این پدیده ها، تنش ها و تغییر شکل ها از تحلیل الاستوپلاستیک استفاده می شود. ساده ترین حالت، حفر یک تونل دایره ای در سنگ هموژن، ایزوتروپ، با شرایط اولیه الاستیک است که در محیط تنش هیدرواستاتیک قرار دارد. در حل مسئله، فرض بر این است که کرنش منحصراً در راستای شعاعی وجود داشته و تنش محوری، تنش اصلی می باشد. با افزایش تنش (ناشی از حفاری مغار یا تونل) و بیشتر شدن آن از مقاومت سنگ، یک محیط دارای شکستگی، با شعاع R ایجاد می گردد که در خارج از این محدوده هنوز سنگ الاستیک می باشد. در پیوست این فصل، محاسبات تئوریک برای شرایط الاستوپلاستیک آمده است.

با شروع شکستن سنگ، انبساط و ازدیاد حجم در آن ایجاد می گردد، به صورتی که تغییر شکل دیواره های تونل، از حالت الاستیک بیشتر است. در تئوری، حفاظ های لازم با تغییر شکل جدار حفاری متناسب می باشد. این تغییر شکل توسط فشارهای بالایی که به حفاظ ها اعمال می شوند محدود می گردند. با وقوع تغییر شکل، فشارهای وارده به حفاظ ها کاهش می یابد.

۷-۶ روش پیوسته محاسبه با استفاده از اختلافات محدود^۱، اجزای محدود^۲ یا روش‌های اجزای مرزی^۳

با کاربری کامپیوترها، این روش‌ها توسعه زیادی پیدا کرده‌اند. تکنیک‌های موجود شامل روش اختلاف‌های محدود (از جمله روش کوندال^۴)، اجزای محدود (از جمله روش بیت^۵) و روش اجزای مرزی (از جمله روش ونتورینی^۶) می‌باشند.

از آنجا که این سه روش، امتیاز قابل توجهی نسبت به هم ندارند، عملاً از هر سه روش استفاده می‌گردد.

باید توجه داشت که این محاسبات، روش حفاظت را معین نمی‌کنند بلکه نوع حفاظ باید با توجه به تغییر شکل سنگ و مراحل اجرا که در سایر بخش‌های این دستورالعمل به آن اشاره شده و همچنین بار مؤثر به حفاظ‌ها، تعیین شود. ضرایب اطمینان و ضرایب بار که در روش‌های سنتی و معمول به کار می‌روند، در تحلیل‌های عددی نباید مورد استفاده قرار گیرند. در مقابل، در این روش جزییات و ویژگی‌هایی در محاسبات وارد می‌شوند که در روش‌های معمول سنتی مورد توجه نیستند. از این جمله‌اند مدل کردن و محاسبات لایه‌های سنگ غیرهمگن و تنش‌های غیریکنواخت اولیه موجود در توده سنگ، که به این ترتیب راهنمایی‌های لازم برای تعدیل در ابعاد و جزییات حفاظ‌ها به دست می‌آید.

۷-۶-۱ مدل کردن توده سنگ

روش‌های مدل کردن شامل FEM، FDM و BEM به عنوان یک اصل پیوستگی، سنگ را در مدل وارد می‌کنند. این تقریب هنگامی که توده سنگ فاقد ناپیوستگی‌ها است، کافی به مقصود می‌باشد. در این روش‌ها برای مدل‌سازی سنگ‌های ترک‌دار، توده معادل جایگزین می‌شود. غالباً در جایگزین کردن سنگ معادل، مقاومت را کمتر در نظر می‌گیرند (زو و وانگ^۷ ۱۹۹۳ و پاریسو^۸ ۱۹۹۳)؛ در روش دیگر صفحات درزه و ضعیف به عنوان یک درزه موجود در تمامی توده مدل می‌شود (ایتاسکا^۹ ۱۹۹۳)، عناصر واقع در محدوده درزه‌ها در صورت لزوم باید مدل شوند.

تنش‌های اولیه موجود در توده سنگ، در تغییر شکل سنگ پس از حفاری مؤثر است. در توده سنگ‌های غیر ایزوتروپیک، توده سنگ (در لایه‌بندی افقی) ویژگی‌های سنگ در سطوح افقی ثابت است، تنش عمودی σ_v ناشی از وزن توده و تنش افقی $\sigma_k = K_0 \sigma_v$ می‌باشد. در این رابطه K_0 ضریب تنش جانبی توده است. در توده‌های غیر ایزوتروپیک در لایه‌های غیر افقی، روش‌هایی از جمله متد پیشنهادی آمادبی و پن^{۱۰} برای تعیین شرایط اولیه تنش در توده سنگ به کار می‌روند.

ضرورت کاربری این روش‌ها از آنجا پایه می‌گیرد که در شرایط اولیه توده سنگ، تنش‌های برشی نیز وجود دارد. مدل‌های مصالح ممکن است شامل محیط‌هایی به شرح زیر باشند:

- الاستیک خطی،

1 - Finite Difference Method (FDM)
2 - Finite Element Method (FEM)
3 - Boundary Element Method (BEM)
4 - Coundal 1976
5 - Bathe 1982
6 - Venturini 1982
7 - Zhu & Wang
8 - Pariseau
9 - Itasca
10 - Amadei & Pen 1992, 1993

- الاستیک غیرخطی (مدل هیپربولیک)،
- ویسکوالاستیک،
- الاستوپلاستیک (شرایط شکست موهر - کولومب، با محدودیت قابلیت انبساط و به عبارت دیگر تبعیت نمودن از قانون جریان^۱ و یا خلاف آن)،
- الاستو، ویسکوپلاستیک، و
- پلاستیسیته سطحی در مرزها (ویتل^۲ ۱۹۸۷).

آنالیز پیوستگی را می‌توان با استفاده از تنش‌های مؤثر یا تنش‌های کل انجام داد. استفاده از تنش‌های مؤثر برای توده سنگ‌های اشباع با منشأ رسوبی از قبیل شیل‌ها و ماسه سنگ‌ها مناسب است.^۳

ابعاد مش‌ها و شرایط مرزی که در شرایط مرزهای دور^۴ اعمال می‌شود، به ابعاد درزه‌ها و شرایط هیدرولوژیک بستگی دارد. به عنوان یک اصل اولیه، مرزهای دور به فاصله ۵ تا ۱۰ برابر اندازه مغار از خط محور در نظر گرفته می‌شود. شرایط مرزی فشار حفره‌ای در لبه‌های مدل و در سطح زمین روی شرایطی از جمله فروکش کردن آب، افزایش فشار حفره‌ای و جریان آب به داخل حفرات اثر می‌گذارد.

روش‌های تحلیل دو و سه بعدی، هر دو در حفاری تونل‌ها و شفت‌ها به کار می‌رود. در محل‌های تلاقی شفت‌ها و تونل‌ها از روش‌های سه بعدی نیز استفاده می‌شود. توصیه بر این است که در شروع از یک روش دو بعدی برای رسیدن به پاسخ سیستم استفاده شده و سپس از مدل سه بعدی استفاده گردد.

مراحل اجرای تونل و شفت پیچیده بوده و نیازمند جزییات خیلی زیادی است و طبعاً وارد کردن تمامی این جزییات در مدل، عملی نیست. بنابراین، برداشتن سنگ، پوشش نمودن و نصب مهارها درعمل ساده‌تر می‌شوند. در پیوست شماره ۵ ساده‌سازی شرایط به صورت مثال آمده است.

۶-۷-۲ تحلیل ناپیوستگی‌ها

در روش بسته تحلیل پیوسته تونل و شفت، از درزه‌ها و سطوح ضعیف صرف‌نظر می‌کند. وجود درزه‌ها، سنگ را به صورت توده‌های متشکل از بلوک‌های به هم فشرده می‌سازد که رفتاری غیر از یک مصالح پیوسته دارد.

بهترین نظریه برای تحلیل ناپیوسته، فرض بلوک در طاق است که پیشروان آن گودمن و شی^۵ ۱۹۸۵ می‌باشند. در این روش، درزه‌ها امتدادهای مختلفی دارند و همدیگر را تلاقی می‌کنند تا بلوک بحرانی را ایجاد نمایند. اگر چنین بلوک‌هایی پایدار شوند، سایر بلوک‌ها سقوط نمی‌کنند (شکل ۶-۸). فرضیات عمده به شرح زیر است:

- تمامی سطوح درزه‌ها مستوی هستند. در حل مسئله از روش خطی می‌توان استفاده کرد.

1 - Associated. or Nonassociated Flow Rule

2 - Whittle

3 - Warpinski & Teufel. 1993 – Merge, Wang & Bonner 1993, Bellwald 1992. Cheng, Abousleiman & Roegiers (1993)

4 - Far Field

5 - Goodman & Shi

- تمامی درزه‌ها دارای گسترش در تمامی توده سنگ هستند. هیچ درزه‌ای به درزه دیگر ختم نمی‌شود. بر اثر گسترش ترک‌ها درزه‌های جدید ایجاد نمی‌شود.
- بلوک‌های سنگ سالم که توسط درزه‌ها محدود می‌شوند، صلب هستند. تغییر شکل‌ها بر اثر حرکت بلوک‌ها است نه تغییر شکل خود بلوک.
- شکستگی‌ها و رویه‌های حفاری محدود هستند. اگر مجموعه درزه‌ها از یک مرکز پخش شده باشند، یک جهت برای معرفی گروه درزه به کار می‌رود.
- کوندال و هارت^۱ عبارت اجزای منفک را به روش کامپیوتری که در آن، اجزای محدود، مجاز به جابه‌جایی و چرخش هستند، اطلاق می‌کنند. چهار روش کامپیوتری اصلی برای این حالت مناسب هستند (شکل ۶-۹).

۶-۷-۲-۱ روش اجزای قابل تفکیک

در این روش معادلات با حل صریح وابسته به زمان انجام می‌شود. عناصر ممکن است صلب یا قابل تغییر شکل باشند. سطوح تماس قابل تغییر شکل هستند.

۶-۷-۲-۲ روش مودال^۲

این روش در مورد اجزای صلب، مانند روش قبل است ولی عناصر خاصیت تغییر شکل دارند.

۶-۷-۲-۳ روش‌های تغییر شکل غیر ممتد

در این روش، سطوح تماس صلب است و عناصر ممکن است قابل تغییر شکل یا صلب باشند.

۶-۷-۲-۴ روش‌های مبادله مومنتوم

در این روش‌ها اجزای و سطوح تماس صلب هستند. بنابراین، مومنتوم در عناصر طرفین سطح تماس مبادله می‌شود. روش تئوری بلوک برای ناپایداری‌های مغارها و تونل‌های دارای مقاطع بزرگ مناسب است. در این روش، داشتن اطلاعات گسترده از ویژگی‌های مصالح لازم است. از این روش‌ها پس از مدل کردن درزه‌ها برای صحت جابه‌جایی بلوک‌ها در حفاری از جمله در روش اتریشی (ناتم^۳) می‌توان استفاده کرد.

۶-۸ مدل کردن حفاظ‌ها و مراحل اجراء

به علت تعدد روش‌های اجرا در تونل‌ها و شفت‌ها، رعایت جزییات مراحل اجرا در آنالیز عددی غیر عملی است. تسهیلاتی که عملاً مجاز هستند به ترتیب زیر می‌باشند:

1 - Cundall & Hart 1993

2 - Modal

3 - NATM

۱-۸-۶ حفاظت تونل‌ها

شامل بتن‌های برجا، عناصر پیش‌ساخته بتنی، بتن پاشیدنی یا مجموعه‌های فولادی می‌باشند. مدل کردن این عناصر مانند عناصر سنگ بوده با این تفاوت که باید ویژگی‌های مصالح مربوط به عناصر، در محاسبات وارد شوند. از آنجا که ابعاد عناصر حفاظت در مقایسه با ابعاد تونل خیلی کم هستند، عناصر فولادی (قاب‌ها) به صورت پوشش فولادی مدل می‌شوند.

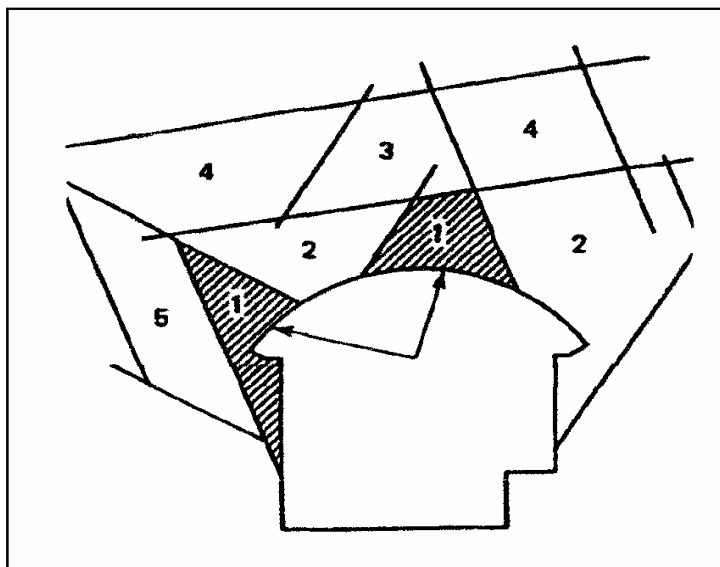
در مورد بتن پاشیدنی، غالباً بین زمان اجرا تا حصول مقاومت آن، مدت زمانی طول می‌کشد. در روش پیوسته، معمولاً شاکریت هنگامی که به مقاومت کامل می‌رسد منظور می‌گردد.

در روش تحلیل دو بعدی، غالباً سنگ این فرصت را دارد که قسمتی از تغییر شکل را قبل از نصب حفاظ انجام دهد. میزان این تغییر شکل، بسته به پیشرفت عملیات نصب و فاصله زمانی نصب پس از حفاری مقطع بین ۵۰ تا ۹۰ درصد در نظر گرفته می‌شود (شوارتز، آروز، انشتین ۱۹۸۰).

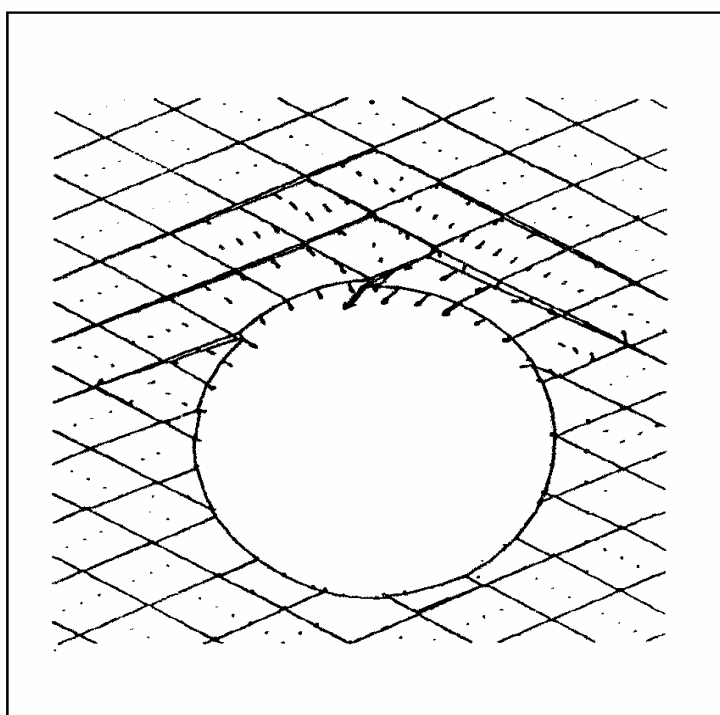
در میل مهارهایی که در تمام طول ترزیک می‌شوند، عملکرد اصلی حفاظ‌ها تسلیح سنگ است. ورق‌های انتهایی، عملاً اثر ناچیزی در نقش سامانه دارند، بنابراین از اثر آنها صرف‌نظر می‌گردد.

در مورد ترکیب میل مهارها و قاب‌های مشبک^۱ و در تحلیل دو بعدی، باید ترکیب معادل‌سازی شود.

در پیوست شماره ۵ مطالب با جزییات بیشتری آورده شده‌اند.



شکل ۶-۸- تحلیل بلوک طاق



شکل ۶-۹- آنالیز عناصر جدایی پذیر، روش کوندال و هارت ۱۹۹۳

فصل هفتم - محاسبات پوشش‌های نهایی

۱-۷ کلیات

در بسیاری موارد تونل‌ها و شفت‌ها به پوشش دائم نیاز دارند. انواع متداول پوشش‌های دائم شامل موارد زیر است:

- بتن غیرمسلح،
- بتن مسلح،
- قطعات بتن پیش‌ساخته،
- رویه فولادی با تزریق یا پر کردن پشت رویه^۱، و
- لوله بتنی با پر کردن پشت آن.

روش محاسبه پوشش تونل‌ها و شفت‌ها با استانداردهای مربوط به محاسبه سازه‌ها تفاوت اساسی دارد. اندرکنش بین سنگ به عنوان محیط میزبان با رویه در محاسبه پوشش، نقش اساسی دارد. برای محاسبه پوشش‌ها با توجه به پارامترهای سنگ، روش اجرا، شرایط بهره‌برداری و سایر عوامل از روش‌های مختلفی باید استفاده شود که در این فصل تشریح می‌گردند.

۲-۷ انتخاب مقطع و جنس پوشش تونل‌ها از نظر هیدرولیکی

هیدرولیک تونل و نکات مربوط به آن، اساسی‌ترین عامل در تعیین مقطع تونل‌های هیدرولیکی است.

محاسبات هیدرولیکی، شکل هندسی تونل و ابعاد آنرا از نظر عبور جریان و رژیم جریان تعیین می‌نماید. از میان مقاطع معادل، مقطعی که از نظر اقتصادی دارای توجیه بیشتری باشد، انتخاب می‌گردد. رابطه هیدرولیکی مانینگ^۲ به علت دقت عمل و سهولت کاربری، متداول‌تر است. از جمله شرایط مهم در تعیین مقطع از نظر هیدرولیکی، موارد زیر می‌باشند:

سرعت آب در تونل‌های با شرایط مختلف از نظر ایمنی تونل حایز اهمیت است. در تونل‌های بدون پوشش، سرعت جریان کمتر از ۳ متر بر ثانیه قابل قبول است. در تونل‌های با پوشش بتنی، سرعت جریان ۳ تا ۶ متر بر ثانیه در نظر گرفته می‌شود. در سرعت‌های بیش از ۶ متر بر ثانیه، خطر کاویتاسیون اعمال احتیاط‌هایی از جمله پوشش فولادی را ضروری می‌سازد. اگر بار جامد آب قابل توجه باشد، سرعت به ۳ متر بر ثانیه محدود می‌گردد. وست فال^۳ ضرایب مانینگ را به صورت زیر توجیه کرده است:

1 - Back fill
2 - Manning
3 - Westfall

نوع حفاری	ضریب مانینگ "n"
حفاری با چال و انفجار، بدون پوشش	۰/۰۳۸
حفاری با تی.بی.ام، بدون پوشش	۰/۰۱۸
تونل‌های پوشش شده با روکش بتن پیش‌ساخته	۰/۰۱۶
تونل‌های پوشش شده با بتن درجا	۰/۰۱۳
تونل‌های با روکش فلزی حفاظت شده با ملات	۰/۰۱۴
تونل‌های با روکش فولادی (قطر تونل بیش از ۳ متر)	۰/۰۱۳
تونل‌های با روکش فولادی (قطر کمتر از ۳ متر)	۰/۰۱۲

استفاده از مآخذی از جمله USBR برای این پارامتر قابل قبول هستند. برخی عوامل از جمله انحراف دیواره‌ها در حفاری (اعوجاج سطوح حفاری)، افتادن سنگ، نصب نادرست عناصر بتن پیش‌ساخته یا قالب بتن‌ریزی‌ها، رسوبات و همچنین عمر تونل ضریب جریان را کاهش می‌دهند. در شکل‌های ۱-۷ و ۲-۷ یک مثال برای محاسبه ضریب معادل مانینگ نشان داده شده است.

توصیه وست‌فال در تنظیم اسناد مناقصه و از دیدگاه حقوقی، این است که در موارد مناقصه و یا اخذ پیشنهاد جهت رسیدن به نتیجه مطلوب اجرایی، چند گزینه برای قطر تونل و نوع پوشش ملحوظ شود. روش محاسبه ضریب معادل جریان توسط هیووال^۱ پیشنهاد گردیده که سانچز - ترخو^۲ در سال ۱۹۸۵ از آن استفاده کرده است.

۳-۷ انتخاب پوشش دائم - کلیاتی در مورد پوشش نهایی تونل‌ها

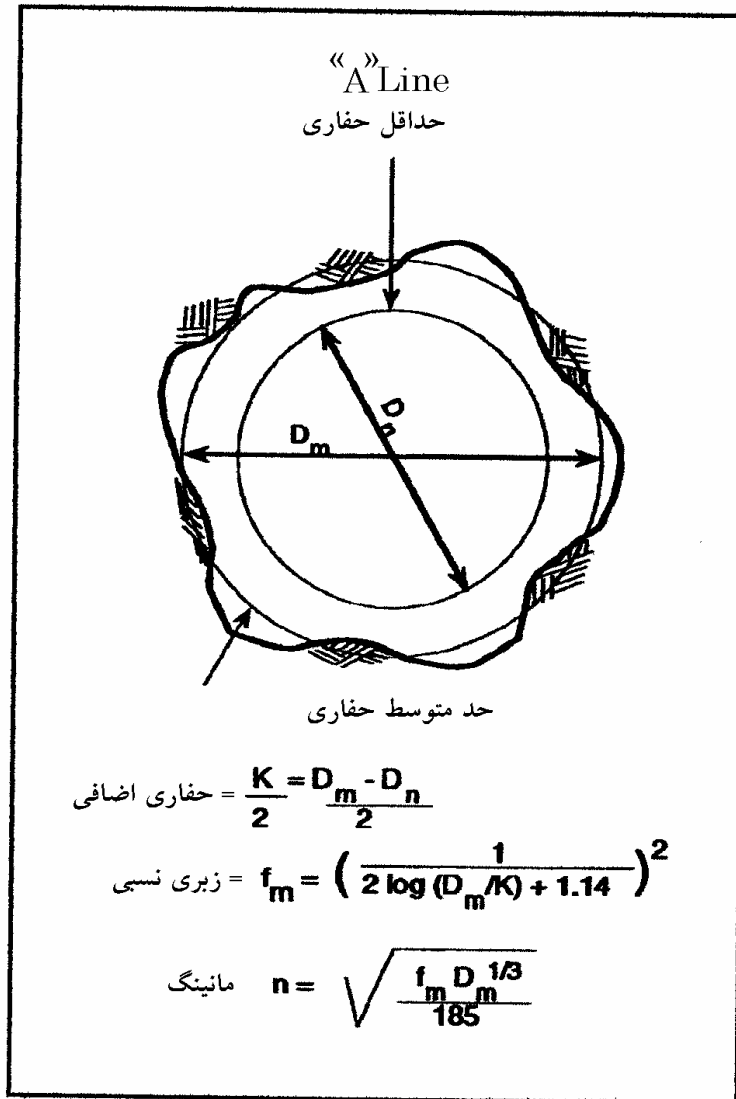
اولین گام در انتخاب نوع پوشش مناسب به موارد زیر بستگی دارد:

- شرایط عملکرد،
- زمین‌شناسی و آب زیرزمینی،
- امکان اجرا، و
- اقتصاد.

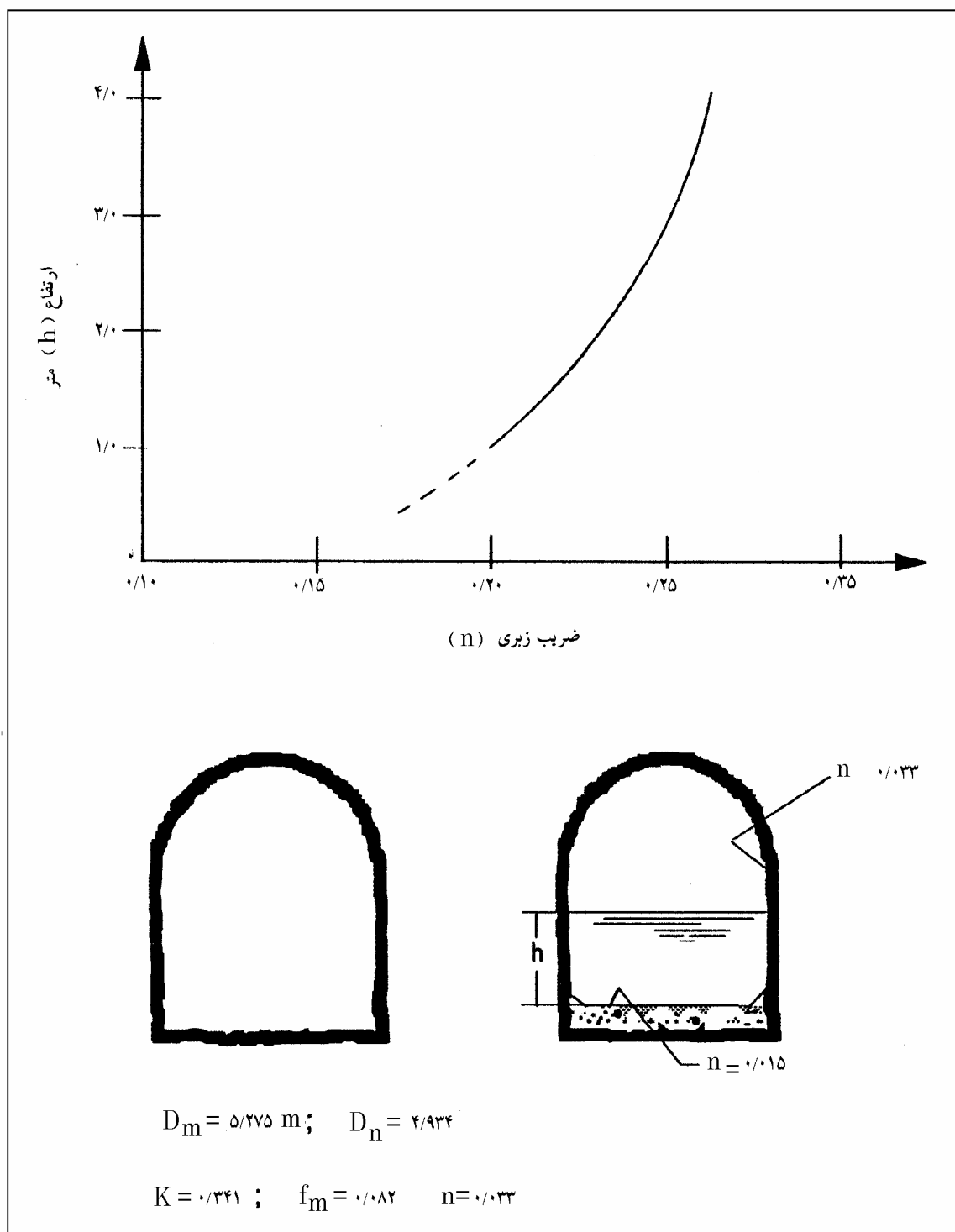
در یک تونل، ممکن است به اقتضای شرایط، در قسمت‌های مختلف از پوشش‌های متفاوتی استفاده شود. به عنوان مثال در یک تونل در سنگ ضعیف و با سربار سنگ کم، در بخش تحت فشار، از پوشش فولادی استفاده می‌شود حال آنکه در قسمت‌های دیگر آن، پوشش بتن مسلح یا بتن معمولی خواهد بود. در مقاطع در تماس با آب‌گذری بالا و یا در صورتی که تونل از مصالح تبخیری و یا گچ عبور کند لازم است پوشش آب‌بند باشد در حالی که در سایر قسمت‌ها این الزام وجود ندارد.

1 - Huval

2 - Sanchez-Trejo



شکل ۷-۱- محاسبه ضریب زبری برای مقطع دایره بدون پوشش



شکل ۷-۲- محاسبه ضرایب زبری برای مقاطع با پوشش‌های ترکیبی

در نبود پوشش، سنگ در تماس مستقیم با آب قرار می‌گیرد. تغییرات فشار در آب داخل تونل، سبب ورود آب به داخل درزه‌ها (و خروج از آنها) می‌گردد که این امر در بلند مدت، سبب شسته شدن مواد ریزدانه و ناپایداری می‌گردد. در تونل‌هایی که پر و خالی می‌شوند (مانند تونل‌های کنترل سیلاب) بروز این پدیده بیشتر محتمل است. در تونل‌های بدون پوشش، به علت زبری زیاد، عدد مانینگ بالا است و باید سطح مقطع بیشتری (در مقایسه با تونل پوشش شده) حفر شود. در تونل‌های پوشش نشده، باید سنگ در مقابل آب مقاوم بوده و بدون درزه‌ها و گسله‌هایی باشد که فشار آب در آنها افزایش یافته و خرابی ایجاد نماید. به موجب تجربیات انجام شده در استاندارد نروژ، تراوش از مقطع بدون پوشش، باید بین ۵/۰ تا ۵ لیتر بر ثانیه در هر کیلومتر طول باشد. در تونل‌های بدون پوشش، طولی از تونل که از سنگ ضعیف عبور می‌کند، به صورت مقطعی آب‌بند می‌شوند، حصول اطمینان از عدم سقوط سنگ و همچنین جلوگیری از ورود آشغال به شیرخانه‌ها و بخش‌های حساس نیروگاه‌ها با تعبیه آشغال‌گیرها عملی می‌شود.

در تونل‌های بدون پوشش، معمولاً کف تونل را با بتن مسلح یا بتن معمولی (با ضخامت ۱۰۰ تا ۳۰۰ میلی‌متر) پوشش می‌کنند تا ترافیک و جریان آب ایجاد تخریب نکند.

بتن‌پاشی رویه سنگ، ضمن حفاظت و آب‌بندی، ویژگی‌های هیدرولیکی تونل را بهبود می‌بخشد و همچنین از تخریب سنگ که ناشی از آثار فرسایش و تخریبی آب است جلوگیری می‌کند. در مورد سنگ‌های حساس به آب، بتن‌پاشیدنی را می‌توان به صورت یکپارچه (بدون درز) و مسلح به شبکه فولاد (یا الیاف فولادی) اجرا کرد. اینگونه تونل‌ها، مانند تونل‌های بدون پوشش، غالباً دارای کف بتنی می‌باشند.

پوشش بتنی غیرمسلح، بخشی برای جلوگیری از قرار گرفتن سنگ در معرض آب و بخشی برای ایجاد مقطع هیدرولیکی صاف، اجرا می‌شود. غالباً شفت‌هایی که از داخل تحت تأثیر فشار آب نباشند، پوشش بتنی می‌شوند. پوشش بتن در شرایطی که توده سنگ، قبل از بتن‌ریزی از نظر تنش‌ها در تعادل بوده و بعد از آن نیز تنش‌های وارده به آن یکنواخت و شعاعی باشد، قابل قبول می‌باشد. در این نوع پوشش، مقدار نفوذ از پوشش و از ترک‌های ریز حرارتی باید کم شود. در صورت وجود آب زیرزمینی با کیفیت خورنده، پوشش باید ناتراوتر باشد تا آب نافذ نتواند سبب خرابی سنگ شود. در زمین‌های خاکی و سنگ‌هایی که در هم فشرده می‌شوند و تنش‌های غیریکنواخت ایجاد می‌کنند، نباید از پوشش‌های بتنی غیرمسلح استفاده گردد.

در پوشش بتن مسلح، با یک لایه میلگرد، معمولاً آرماتور در نزدیک رویه داخلی تعبیه می‌شود که به این ترتیب با تنش‌های کششی و فشاری مقابله می‌کند. این لایه آرماتور، در تغییر شکل‌هایی تا حد ۵/۰ درصد، بدون آسیب می‌ماند. زمانی که فشار داخل تونل زیاد بوده یا توده سنگ فشار اعمال کند، و یا پوشش باید در برابر جابه‌جایی 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 می‌رود.

به عنوان مثال، در شفت‌ها نیروهای وارده از سطح زمین در هنگام اجرا، بارهای غیریکنواخت ایجاد می‌کنند و به همین دلیل، در بخش‌های فوقانی شفت‌ها، بتن با دو لایه میلگرد مسلح می‌شود. در تونل‌هایی که با تی.بی.ام اجرا می‌شوند، غالباً از عناصر بتنی پیش‌ساخته استفاده خواهد شد.

استفاده از لوله‌ها، غالباً در تونل‌های با قطر کم متداول است. پس از حفر تونل و نصب حفاظ‌های موقت، لوله‌های بتنی یا فولادی که قطر کوچک‌تری دارند، به جای پوشش تعبیه می‌شوند. پشت لوله با بتن کم سیمان پر می‌شود (در بیشتر موارد، لوله‌ها بتنی هستند اما در فشارهای داخلی بالا، از لوله‌های فولادی استفاده می‌گردد). در مواردی، لوله‌های پلاستیک، پلاستیک مسلح با الیاف و حتی سفال نیز به کار می‌رود.

در صورتی که فشار داخل تونل از فشار زمین اطراف و آب زیرزمینی بیشتر باشد، برای جلوگیری از پدیده هیدروژک، پوشش فولادی به کار می‌رود. تأثیر مورد انتظار از پوشش‌های فولادی در تونل‌های زیر فشار، محدود کردن سطح حفاری است؛ در صورتی که این عمل به خوبی انجام نشود، در درزه‌ها یا لایه‌بندی‌های مجاور حفاری، آب نشت کرده، با افزایش فشار آب در داخل تونل، فشاری زیادتر از تنش‌های وارده در حالت طبیعی پیدا می‌کنند و بنابراین گشودگی درزه‌ها به میزان قابل توجهی بیشتر شده و آب‌گذری پیدا می‌کند و به این ترتیب، فرار آب از تونل بیشتر می‌شود. به عنوان یک اصل کلی، وزن توده از سقف حفاری تا سطح زمین باید بیشتر از فشار داخلی تونل باشد. این شرط در مواردی که تونل در دره قرار دارد و سنگ ضخامت کافی ندارد، برآورده نخواهد شد.

برای رسیدن به نتایج صحیح، آزمایش‌های توده سنگ از جمله آزمایش بارگذاری سنگ (جکینگ)^۱ لازم است.

۴-۷ تراوش آب از پوشش، زهکشی دائم و موقت

علی‌رغم محدود کردن حفاری، در توده‌های سنگ نفوذپذیر تراوش و مبادله آب همچنان امکان دارد و مقدار آن در صورت وجود ناپیوستگی‌های قابل شستگی، در طول زمان رو به افزایش می‌باشد. تونل‌های ساخته شده با پوشش بتنی در زمین‌های گچی، آهک‌های نفوذپذیر و درزه‌های پر شده با کالسیت متخلخل و متورق، سبب ایجاد حفره‌هایی می‌شود که می‌تواند شکستگی به دنبال داشته باشد.

معمولاً محاسبه پوشش تونل برای تحمل فشار آب موجود در توده سنگ، تعیین کننده نیست. در طول دوره اجرا، فشار آب در تونل تفاوت چندانی با فشار آب در داخل سنگ ندارد و بده آن نیز قابل توجه نیست. با این توضیح، هنگام اجرا و نگهداری، تونل باید زهکشی شده و فشار آب توده سنگ و زمین با پیش‌بینی زهکشی کاهش یافته یا حذف گردد.

زهکشی پشت پوشش، با نصب لوله‌های زهکشی در سنگ یا با اجرای لایه‌های فیلتر در خارج از پوشش که به لوله‌های زهکشی تخلیه می‌گردند تأمین می‌شود. در عمل، نگهداری لایه‌های فیلتر و زهکش‌های سنگ دشوار است. هنگام طرح زهکش‌های جمع کننده، باید به نیازهای دوره بهره‌برداری و لزوم شستن آنها توجه شود. در مواردی که آب زیرزمینی جریان زیادی داشته باشد، (به طوری که نتوان آن را تخلیه کرد)، لزوماً باید با عملیات تزریق، حجم ورودی را محدود کرد. در محاسبه پوشش، باید بار بخشی از فشار آب توسط پوشش تحمل شود. با تأمین زهکش مناسب، فشار آب مؤثر بر پوشش را می‌توان تا حد ۲۵ درصد فشار آب موجود در توده سنگ و یا معادل ستون آب با ارتفاع معادل سه برابر قطر تونل، کاهش داد. طبعاً برای دوره اجرا، فشار آب کمتری وارد می‌شود.

1 - Jacking

۷-۵ اصول کلی در باره عملکرد متقابل سنگ و پوشش

محاسبات مربوط به پوشش‌های دائمی تونل‌ها و شفت‌ها با دستورالعمل‌های عمومی طراحی سازه‌ای معمولی متفاوت است. بنابراین در این محاسبات، علاوه بر ضوابط عمومی سازه‌های آبی، ضوابط مندرج در این بخش باید رعایت شود.

مهم‌ترین عامل در محاسبه پوشش تونل، توده سنگ است که پس از حفاری مقطع، توزیع مجدد تنش در آن صورت می‌گیرد. پوشش انجام شده، پس از رسیدن به پایداری (اعم از اینکه از حفاظ موقت استفاده شده یا نشده باشد)، غالباً تنش‌های ناشی از وزن خود را تحمل می‌کند. از طرف دیگر، پوشش انجام شده، در تونل‌هایی که در سنگ الاستیک حفاری شده‌اند، هنگامی که سنگ ۷۰ درصد از تغییر شکل‌های خود را انجام داده، پوشش نهایی تنها تنش‌های ناشی از ۳۰ درصد باقی‌مانده را تحمل خواهد نمود. در صورتی که مدول یا تنش‌های سنگ برجا، غیرهمسان باشد، پوشش تغییر شکل پیدا خواهد کرد و با رها شدن سنگ، پوشش تغییر شکل خواهد نمود، در صورتی که پوشش به سنگ فشار آورد، بار سنگ افزایش پیدا خواهد کرد.

۷-۵-۱ مودهای شکست پوشش بتنی

ضریب ایمنی برابر است با نسبت بارهای موجد شکست به بار طراحی (به عبارت دیگر برابر نسبت ظرفیت بر بار و یا نسبت مقاومت بر تنش). بار سنگ طاق تونل که توسط حفاظت‌ها تحمل می‌شود، به اندرکنش سنگ و حفاظ بستگی دارد. با ساختن حفاظ‌های قابل انعطاف، معمولاً از افزایش تنش در عناصر حفاظ جلوگیری می‌گردد. در مورد پوشش تونل، معمولاً می‌توان ضریب ایمنی پوشش را به میزان نسبت تنش‌های موجد شکست و تنش‌های واقعی ایجاد شده دانست. شکست در پوشش بتنی شامل گسیختگی، نفوذ بیش از حد آب و خوردگی پیش رونده می‌باشد. در بتن مسلح، شکست فشاری جزو مودهای شکست به حساب می‌آید. ترک‌های کششی در بتن، موجب عملکرد غیر قابل قبول در پوشش نیست.

۷-۵-۱-۱ ترک در پوشش تونل و شفت

در صورتی که پوشش، تحت اثر بار غیر یکنواخت قرار گیرد، کشش در لایه خارجی و فشار موضعی در ضلع داخلی ایجاد خواهد شد. اگر لنگر زیاد باشد، پس از غلبه بر تنش‌های فشاری، تنش کششی ایجاد می‌نماید. در صورتی که تحت اثر بار غیر یکنواخت، پوشش برای حرکت آزاد باشد ترک‌های کششی می‌توانند موجب ایجاد شکست شوند. بارهای سنگ به طور تیپ بارهای ماندگار نیستند، هرچه پوشش بتنی در برابر بار تغییر شکل دهد، از شدت بار کاسته می‌شود و به همین در جهت سنگ‌هایی که تحت اثر تنش‌های بالا هستند، بار سنگ روی بتن کمتر بوده و در تنش‌های کم سبب افزایش بار می‌گردد، و در پوشش انعطاف‌پذیر، باعث تأخیر در شکستن پوشش می‌شود. ترک‌های کششی سبب افزایش خاصیت انعطاف شده و در نتیجه، بارگذاری پوشش به حالت یکنواخت نزدیک‌تر می‌گردد.

ترک‌های کششی در تمامی ضخامت پوشش بتن ادامه ندارند زیرا بارهای وارد بر پوشش شعاعی بوده و برآیند آنها به صورت نیروی محوری فشاری ظاهر می‌شود. در صورت ایجاد ترک‌های کششی در رویه داخلی پوشش، ضخامت مؤثر پوشش کمتر شده و این امر سبب افزایش تنش فشار در بخش بیرونی و محدود کردن ترک‌ها می‌گردد. تنش‌های کششی سبب ایجاد بلوک‌های لق نمی‌شود. در مواردی ترک‌هایی 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 و سنگ، مانع از باز شدن ترک در بتن می‌گردد. به این ترتیب، این ترک‌های کششی تأثیر و پیامدی بر پایداری پوشش ندارد زیرا ترک‌ها تا زمانی که پوشش حتی در بخش فشاری هم بشکند، موجد شکست نخواهد شد. شرایط بالا مربوط به تونل‌های با مقطع دایره است. حفره‌های غیر دایره (مثل نعل اسبی)، وضع بحرانی‌تری دارند و ترک‌های کششی در ایجاد شکست در پوشش، باید مورد توجه باشند خصوصاً اگر بارگذاری شرایط ماندگار^۱ داشته باشند.

۷-۱-۵-۲ بارهای مداوم (ماندگار)

به بارهایی گفته می‌شود که متأثر از جابه‌جایی 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 (تورم)، نشست سنگ و جابه‌جایی ناشی از این عوامل است. بارهای اخیر، یکنواخت نبوده و می‌تواند سبب مچالگی و شکست ناشی از خمش در پوشش تونل شوند.

۷-۶ حالت‌های حدی طراحی و ضرایب بار برای طراحی

در طراحی تونل‌ها، استانداردهای مختلف، بسته به مفروضات محیطی، ضرایب مختلفی برای بار قائل می‌شوند. در این مجموعه، استفاده از ضوابط عمومی سازه‌های آبی بتنی یا EM ۲۱۰۴-۲-۱۱۱۰ و سایر ضوابط معتبر توصیه می‌شود. استفاده از استانداردهای معتبر دیگر، با رعایت مفروضات محیطی، مجاز می‌باشد. 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 (ترکیب بارها به جز آنچه در جدول آمده، ممکن است شرایط نامناسب‌تری ایجاد کند که این شرایط نیز باید در نظر گرفته شوند).

۷-۶-۱ تحلیل و طراحی

۷-۶-۱-۱ پوشش بتنی دائم

پوشش بتنی تونل‌ها، شفت‌ها و سایر سازه‌های زیرزمینی، با توجه به عملکردهای مورد انتظار، برای آب‌بندی، صاف بودن (از نظر هیدرولیکی)، دوام، مقاومت، شکل ظاهری و بارهای داخلی، طراحی می‌شوند. پوشش بتنی باید دارای شرایط مناسب برای عملکرد توأم با سنگ اطراف و رژیم هیدرولوژیکی در سنگ و اقتصاد اجرا باشد.

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

ضخامت پوشش بتنی تونل‌ها و شفت‌ها را، ملاحظات اجرایی عملی تعیین می‌کند (تا محاسبات سازه‌ای). در مورد تونل‌های عمیق که تحت اثر بارهای هیدرواستاتیک خارجی زیاد قرار دارند و یا برای تونل‌هایی که تحت اثر بارهای غیر یکنواخت و

1 - Following Loads

عوامل تغییر شکل موضعی شدید قرار دارند، در تعیین ضخامت پوشش، ملاحظات سازه‌ای تعیین کننده هستند. اگر اجرای بتن با روش شمشه یا مشابه باشد، ضخامت حداقل آن حدود ۲۳۰ میلی‌متر خواهد بود. در سایر موارد ضخامت پوشش ۳۰۰ میلی‌متر و بیشتر است.

جدول ۱-۷-۱- موارد طراحی و ضرایب بار برای ترکیب‌های مختلف بارگذاری تونل‌های آبی

بار	حالت‌های بارگذاری			
	۱	۲	۳	۴
بار مرده ^۲	۱/۳	۱/۱	۱/۱	۱/۱
بار سنگ ^۳	۱/۴	۱/۲	۱/۴	۱/۲
بار بهره‌برداری هیدرواستاتیک ^۴	۱/۴	--	--	--
بار هیدرواستاتیکی گذرا ^۵	--	۱/۱	--	--
بار هیدرواستاتیک استثنایی ^۶	--	--	۱/۴	۱/۴
بار زنده	--	--	--	۱/۴

ضخامت پوشش بتنی روی آرماتور در تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی در طرف زمین، حداقل ۷۵ میلی‌متر می‌باشد. عدد بالا بیشتر از آن است که عملاً در اجرا قائل می‌شوند، زیرا در تعیین آن، احتمال بدکار گذاشتن آرماتور، اثر سایش بتن و خوردگی و تأثیر طولانی‌مدت آب در نظر گرفته شده است. در تونل‌ها و سایر سازه‌های زیرزمینی که در معرض خوردگی یا شرایط فرسایش باشد، پوشش روی آرماتور باید بیشتر باشد.

۱-۶-۷ طرح اختلاط بتن

طرح اختلاط برای سازه‌های زیرزمینی در ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی^۷ تشریح گردیده است. ویژگی‌های عملی و قابلیت خاص اجرایی بتنی، به اختصار به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- این جدول برای استفاده در پوشش‌های بتن مسلح است.
 - ۲- منظور، وزن خود پوشش به اضافه متعلقات دائمی آن است. برای بار زنده، به عنوان مثال، ترافیک ضریب ۱/۴ تعلق می‌گیرد. بار اخیر، در تونل‌های آبی هنگام بهره‌برداری وجود ندارد.
 - ۳- بار سنگ و همچنین بارهای ناشی از مچالگی است که از محاسبات اندرکنش سنگ و پوشش استخراج می‌شود.
 - ۴- منظور، حداکثر اختلاف فشار داخلی منهای حداقل فشار خارجی در شرایط زمان بهره‌برداری است.
 - ۵- منظور، حداکثر فشار داخلی گذرا به عنوان مثال بر اثر ضربه قوچ منهای حداقل فشار آب خارجی می‌باشد.
 - ۶- حداکثر فشار آب زیرزمینی (در سنگ) بر تونل خالی.
 - ۷- نشریه شماره ۲۲۹- الف دفتر استانداردها و معیارهای فنی
- یادداشت :
- تأثیر فشار هیدرواستاتیک خالص داخلی بر پوشش بتنی را می‌توان با توجه به مفاد تحلیل ناپیوستگی‌ها کاهش داد.

در اغلب موارد، در سازه‌های زیرزمینی، مقاومت ۲۸ روزه بتنی ۲۰ مگاپاسکال و نسبت آب به سیمان کمتر از ۰/۴۵ است. مقاومت‌های بالاتر تا ۳۵ مگاپاسکال برای کاهش ضخامت بتن، دوام بیشتر، مقاومت در برابر سایش و یا رسیدن به مدول بالاتر به کار می‌رود. در پوشش‌های بتنی، مقاومت بتن می‌تواند ۴۲ مگاپاسکال یا بیشتر باشد. بتن پوشش غالباً در طی روز ریخته شده، در طول شب خود را می‌گیرد و سپس قالب برای بتن‌ریزی بعدی برداشته می‌شود. غالباً لازم است که ۱۲ ساعت پس از برداشتن قالب، بتن مقاومت کافی کسب کند، مقاومت مورد نیاز بتن پس از ۱۲ ساعت متغیر بوده و به بارهایی بستگی دارد که بعد از برداشتن قالب به بتن وارد می‌شود. غالباً فاصله محل ساخت بتن تا قالب زیاد است که تا این فاصله بتن حمل شده و سپس داخل قالب پمپ می‌شود. طرح اختلاط باید طوری باشد که بتن قابلیت پمپ شدن داشته باشد. اسلامپ بتن بین ۱۰۰ تا ۱۲۰ میلی‌متر (۹۰ دقیقه پس از اختلاط) می‌باشد. قبل از ریختن بتن در قالب، استفاده از مواد افزودنی متداول است. غالباً دوام و کارایی بتن، در جهت مقابل هم بوده و طرح‌های اختلاط آنها نیز با هم متضاد می‌باشد. در آزمایش اختلاط‌های آزمایشی، باید مقاومت ۱۲ ساعته نیز برای تعیین زمان برداشتن قالب تعیین شود. بسته به برنامه عملیات طرح، اختلاط بتن باید مورد بازبینی قرار گیرد.

۷-۶-۱-۴ فولاد حرارتی

علاوه بر مندرجات مربوط به فولاد حرارتی در ضوابط و معیارهای ملی، موارد زیر باید مراعات شود:

کرنش کششی ناشی از گیرش و انقباض در بتن، در حد ۰/۰۵ درصد است. کرنش‌های کششی دیگر از جمله اثرات هوا (کاربونیزاسیون و پدیده‌های دیگر) و تغییرات دما افزون بر عدد بالا می‌باشند. این اثرات جزو پدیده‌های بلند مدت بوده و اثرات آن در تونل‌های انتقال ناچیز است. در صورتی که ترک‌های انقباض کنترل شوند، ترک‌هایی به صورت پراکنده در چند نقطه ملاحظه خواهد شد که توسعه آنها با عوارضی از جمله افزایش ضخامت بتن در نقاط با سنگ‌بری زیاد و با قاب‌های فولادی محدود خواهد گردید. پوشش بتنی روی سطح زبر سنگ یا بتن پاشیدنی و یا عناصر حفاظت موقت اجرا می‌شود. به این ترتیب، اتصال آن با سنگ محکم بوده و پیش‌بینی درزه‌های انبساط در امتداد طول تونل، تأثیر زیادی ندارند.

در پوشش بتنی، درز انبساط منظور نمی‌شود و آرماتور در محل درزهای اجرایی ممتد خواهد بود. برای کنترل ترک در پوشش‌های بتنی، از ترکیبات زنجیره‌ای پلی‌پروپیلن یا الیاف فولادی نیز استفاده می‌شود؛ تجربه عملی استفاده از این عناصر در حال حاضر محدود است. فولاد مورد نیاز برای جلوگیری از انقباض، در بتن پوشش ۰/۲۸ درصد سطح مقطع بتن است. در مواردی که بتن در شرایط خورندگی باشد، سطح مقطع فولاد تا ۰/۴ درصد سطح مقطع بتن در نظر گرفته می‌شود. از آنجا که غالباً هنگام حفاری تونل، سطح مقطع حفاری شده اضافی، امری اجتناب‌ناپذیر و متداول است، ضخامت بتن در محاسبه آرماتور، ضخامت تئوریک به اضافه نصف ضخامت حفاری اضافی در نظر گرفته می‌شود.

۷-۷ روش‌های محاسبات پوشش بتنی تونل‌ها

به طور کلی، عملکرد آب و سنگ با توجه به میزان نفوذپذیری سنگ و نسبت آن به نفوذپذیری پوشش بتن باید ارزیابی شود. در صورتی که اثرات آب زیرزمینی تعیین کننده باشد، در تحلیل‌ها باید اثر آب را وارد نمود.

هنگام اجرای پوشش بتن، غالباً سنگ پایدار شده است و بتن منحصراً باید فشار یا بار آب داخلی یا خارجی را تحمل کند؛ به هر حال گاهی لازم می‌شود برای اینکه ترک در بتن به حداقل برسد، پوشش بتن مسلح برای مقاومت در برابر لنگرهای خمشی محیطی محاسبه شود. توصیه‌های مندرج در جدول ۷-۲ کلیات بارگذاری پوشش بتن را نشان می‌دهد. عوامل ایجاد خمش در پوشش را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد:

- نصب حفاظ‌های بدون تقارن و توده سنگ ضخیم با مدول بسیار کمتر از توده سنگ محیط بر مغار یا وجود حفره‌هایی در پشت بتن، می‌تواند از عوامل ایجاد لنگر خمشی در پوشش باشد.
 - قطعه سنگ‌های لق شده هنگام اجرا و یا فشار آب محبوس در حفره‌های پشت پوشش، بارهای غیرمتقارن وارد می‌کنند.
 - تغییر شکل‌های موضعی ناشی از تورم یا در هم فشردن شدن سنگ از جمله عوامل مورد بحث هستند.
 - بارهای اجرایی از جمله فشارهای ناشی از تزریق‌های با فشارهای متفاوت می‌توانند جزو عوامل مورد نظر باشند.
 - ممکن است در مناطق برشی و یا بخش‌هایی که سنگ ویژگی‌های ضعیفی دارد، میلگردهای خمشی لازم شود. محاسبات پوشش‌های بتنی برای خمش، در محیط‌های مختلفی صورت می‌گیرد که مهم‌ترین آنها را می‌توان به ترتیب زیر خلاصه کرد:
 - حلقه برجای آزاد، تحت اثر بارهای عمودی و افقی (بدون اندرکنش زمین)،
 - مکانیسم پیوستگی، روش‌های حل بسته،
 - حلقه بارگذاری شده با تکیه‌گاه‌های شبیه‌سازی شده فنری (در بسیاری کدهای این روش آمده است)، و
 - مکانیسم پیوستگی، روش‌های حل عددی.
- طراح، بسته به شرایط و شکل و ابعاد تونل و دقت مورد نیاز، از یکی از روش‌های بالا استفاده می‌کند.

۷-۷-۱ 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 می‌شود 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 می‌آید:

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

در این رابطه:

f_c = تنش در بتن،

P = فشار آب وارد از خارج،

R = شعاع تونل، و

t = ضخامت پوشش بتن.

جدول ۷-۲- توصیه‌های کلی برای بار و لهیدگی^۱ در پوشش

۱- حداقل بار برای لهیدگی بارگذاری عمودی گسترده یکنواخت در عرض تونل، شدت بار، معادل ارتفاع سنگ معادل ۰/۳ ارتفاع تونل
۲- منطقه خرد شده تحکیم شده بار گسترده یکنواخت افقی، شدت بار برابر ۰/۶ ارتفاع تونل
۳- سنگ‌های در هم فشرده بار وارده ۱ تا ۲ برابر بلندی تونل، و بسته به اینکه تغییر شکل و رهایی فشار (قبل از پوشش بتن) تا چه حدی مجاز است. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان از نتایج تحلیل‌های الاستوپلاستیک استفاده کرد. در این تحلیل شعاع پلاستیک از قطر تونل نباید بیشتر باشد.
۴- برای سه حالت بالا فشار جانبی برابر نصف بار عمودی اعمال شده و یا بار جانبی با توجه به مدول افقی تعیین می‌گردد. در صورتی که در اجرا از مواد ناریه استفاده شود، مقادیر ۳۰ درصد بیشتر انتخاب می‌گردند.
۵- سنگ‌های قابل تورم در شرایط اشباع مانند حالت ۳
۶- سنگ‌های قابل تورم غیر اشباع و یا همراه انیدریت که بتواند در معرض آب واقع شود؛ فشار تورم را باید از آزمایش به دست آورد.
۷- تونل‌های با مقطع غیر دایره (نعل اسبی) بارهای قائم ۵۰ درصد بیشتر در نظر گرفته می‌شوند.
۸- بارهای غیر یکنواخت تزریق و یا بارهای وارده از حفره‌های پشت پوشش‌های بتنی باید حداکثر فشار تزریق را بر سطحی برابر یک چهارم قطر، (حداکثر ۱/۵ متر) وارد کرد.

در پوشش‌های بتنی نازک، انحراف از محیط دایره در جهت شعاع U_0 فرض می‌شود. مقدار U_0 در حد رواداری‌های اجرایی پوشش می‌باشد. اگر P_{cr} فشار کمانش باشد:

$$f_c = P \times \frac{R}{t} \pm 6pRU_0 \left/ \left(t^2 - \left(1 - \frac{P}{P_{cr}} \right) \right) \right.$$

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

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

$$f_c = 2P \frac{R_2^2}{(R_2^2 - R_1^2)}$$

در این رابطه :

R_2 = شعاع سطح خارجی، و

R_1 = شعاع سطح داخلی.

روش‌های بالا، روش‌های نظری بوده و در تحلیل‌های امروزی که با استفاده از روش‌های مبتنی بر اجزای محدود انجام می‌شوند، تعاریف مناسب برای مصالح نتایج مناسب به دست می‌دهد.

۲-۷-۷ فشار آب داخل در مقاطع دایره‌ای

در آنالیز و طراحی تونل‌های دایره‌ای، اندرکنش سنگ و سازه و همچنین کنترل نفوذ آب باید مورد توجه باشد. اندرکنش سنگ با بتن، در پوشش‌های نازک و بار شعاعی با استفاده از روابط ساده شده و غشاءهای نازک عملی است. اگر شعاع متوسط پوشش بتنی "a"، فشار خارجی " P_r "، ضخامت "t" و فشار داخلی " P_i " باشد، با فرض " E_c " برای مدول یانگ و " ν_c " برای ضریب پواسون، تنش محیطی در پوشش از رابطه زیر به دست می‌آید:

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

جابه‌جایی نسبی در جهت شعاعی، در شرایط کرنش ساده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\frac{\Delta a}{a} = (p_i - P_r) \left(\frac{a}{t} \right) \left((1 - \nu_c^2) \frac{1}{E_c} \right) = (p_i - P_r) \times K_c$$

برای فشار داخلی P_r و ویژگی‌های سنگ E_r و ν_r جابه‌جایی نسبی از رابطه زیر به دست می‌آید:

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

با مساوی قرار دادن دو معادله بالا، P_r به دست می‌آید:

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

به این ترتیب، بار خالص وارد بر پوشش $P_i - P_r$ ، تنش محیطی (مماسی) در بتن، G_r و جابه‌جایی نسبی پوشش یا کرنش به دست می‌آید:

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

در مورد پوشش‌های بتنی ضخیم، با استفاده از تئوری استوانه‌های با جدار ضخیم، معادلات دقیق‌تری می‌توان نوشت، بنابراین با توجه به عدم دقت برآورد مدول سنگ، نباید انتظار داشت که روش‌های محاسباتی، دقت‌هایی فراتر از مفروضات اولیه را به دست دهند.

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

در رابطه بالا، d = قطر آرماتور و ρ = نسبت سطح فولاد به بتن (یا $\frac{A_s}{A_c}$) می‌باشد. برای پوشش‌های تیپ تونل، مقدار S حدود $\frac{d}{10}$ است. پهنای متوسط ترک $w = s \times \varepsilon$ و تعداد ترک‌ها از رابطه زیر به دست می‌آید:

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

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 می‌آید:

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

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 می‌آید:

$$q = 2\pi a K_c \times \frac{\Delta P}{\gamma_w \times t}$$

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، باید نفوذ آب ایجاد مسئله نکند. به عنوان مثال، در نیروگاه‌های زیرزمینی، در پای دیوارهای دره‌ها و به خصوص به عنوان عامل کاهش سطح آب منطقه، نباید ایجاد مسئله نماید.
- در سنگ‌هایی که استعداد خوردگی، انحلال، تورم و سایر عوارض تخریبی وجود دارد، باید نفوذ آب و ترک خوردگی کنترل شود.
- تنش‌های ایجاد شده در سنگ می‌تواند سبب گشوده شدن ترک‌های هیدرولیکی شود که برای احتراز از آن، باید آرماتور کششی یا پوشش فولادی داخلی پیش‌بینی 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 می‌باشند، در شکل ۳-۷ نشان داده شده است. مشابه این مفروضات را در طبیعت به سختی می‌توان پیدا کرد مگر اینکه بلافاصله بعد از حفر تونل یا شفت پوشش انجام شود و مجال اینکه تنش‌های الاستیک به کرنش در حد تعادل برسد حاصل نگردد. تنها اهمیت این روش را می‌توان به عنوان آزمون حساسیت برای پارامترهای اصلی طراحی تلقی کرد. به طوری که ملاحظه می‌شود، لنگر حداکثر، با نسبت سختی‌ها محدود و کنترل می‌شود:

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

در رابطه بالا E_r = مدول الاستیسته سنگ، R = شعاع، E_c = مدول الاستیسته بتن و I = گشتاور مقطع می‌باشد. برای مقادیر زیاد (یا به عبارت دیگر برای مدول‌های بالای سنگ)، 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 نمی‌کند و لنگر حداکثر:

$$M = 0.25 \sigma_v (1 - K_0) R^2$$

خواهد شد. در صورتی که بار عمودی برابر بار افقی باشد ($K_0=1$)، لنگر صفر خواهد شد. به ازای $K_0=0$ (که مربوط به حالتی است که بار افقی صفر و تنها بار وارده بار عمود می‌باشد)، حداکثر لنگر اعمال می‌شود. به عنوان یک مثال ساده اگر قطر گشودگی (حفاری) حدود ۲ متر و ضخامت پوشش بتن حدود ۲۲ سانتی‌متر باشد، در صورتی که مدول توده سنگ را از $\frac{1}{7}$ تا $\frac{1}{70}$ مدول بتن کاهش دهیم، لنگر خمشی تا ۷۳ درصد کاهش یافته به ۲۷ درصد حالت سنگ قوی‌تر خواهد رسید. به این ترتیب در اغلب موارد، لنگر خمشی وارده به پوشش تونل‌های سنگی نباید مقادیر زیادی داشته باشند.

۴-۷-۷ روش‌های اجزای محدود (FEM) برای محاسبه لنگرها و نیروها

برتری این روش‌ها را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

پوشش و سنگ می‌تواند ویژگی‌های سازه‌های متغیر و متفاوت داشته باشد. شکل‌ها می‌توانند نامنظم باشند. بارگذاری‌های مرحله‌ای ناشی از اجراء از قبیل پر کردن پشت بتن پوشش یا تزریق قابل تحلیل می‌باشد. در روش اجزای محدود، پوشش به اجزای یا ویژگی و عملکرد تیر، تقسیم می‌شود. اندرکنش سنگ و پوشش، با نصب فنرهای ارتجاعی با راستای مماسی و شعاعی جایگزین می‌شود. 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 تغییر شکل (ضریب واکنش تکیه‌گاهی) تعریف می‌شود که به ترتیب از روابط زیر به دست می‌آید:

$$k_r = E_r b \theta / (1 + \nu_r)$$

$$k_t = k_r \frac{G}{E_r} = 0.5 \frac{k_r}{(1 + \nu_r)}$$

در روابط بالا:

k_r, k_t = سختی فنرهای شعاعی و مماسی،

G = مدول برشی،

θ = زاویه مرکزی عنصر تیر که جایگزین کمان دایره شده است (بر حسب رادیان)، و

b = طول عنصر پوششی در امتداد طولی تونل؛ در پوشش‌هایی با بلوک طولی، b برابر عرض هر بلوک است.

بارها را روی گره‌ها وارد می‌کنند. باری که به این ترتیب اثر می‌کند، تمام بار سنگ توزیع شده روی گره‌ها و یا بخش‌هایی است که بارگذاری‌های مربوط به آنها در طراحی مورد نیاز است. بار مربوط به تزریق، بارهای خارجی ناشی از آب زیرزمینی، بارهای غیرمتقارن بلوک‌های سنگی (به صورت بار منفرد)، بارهای داخلی و کلیه بارهای دیگر اعمال می‌شوند. بارگذاری را می‌توان به صورت مرحله‌ای که نشان‌دهنده مراحل اجرایی باشد وارد کرد. شکل ۷-۴ تقسیم‌بندی پوشش یک تونل با دو جدار بتنی را نشان می‌دهد. پوشش اولیه، بتن پیش‌ساخته^۱ و پوشش نهایی بتن مسلح با غشای آب‌بند می‌باشد. دو جدار توسط عناصر صلب به همدیگر متصل می‌شوند که فقط نیروهای محوری را منتقل می‌نمایند. در تاج و کف مفصل و فصل مشترک دو پوشش، فتر فرض می‌شود. با تعریف این عناصر و ویژگی‌های مکانیکی مصالح، مدل به صورت دو بعدی حل می‌شود. طبعاً بارگذاری‌های مختلف به ترتیبی که قبلاً به آن اشاره شد، انجام می‌گیرد.

۷-۵ روش تحلیل بر مبنای پیوستگی، راه حل عددی

در فصل ششم، در تحلیل با شرایط پیوستگی، گفته شد که با استفاده از این روش، شرایط تنشی در توده سنگ و سازه‌های تحمل‌کننده به دست می‌آید. از تنش‌های محوری و برشی برای محاسبه نیروها و لنگرهای خمشی در عناصر تکیه‌گاهی استفاده می‌شود. لنگرها و نیروها از پارامترهایی هستند که مستقیماً از محاسبات کامپیوتری به دست می‌آیند و با استفاده از آنها می‌توان بتن و میلگرد لازم را حساب کرد. شکل ۷-۵ نمونه‌ای از نتایج محاسبات به صورت لنگر و نیروهای توزیع شده در پوشش یک تونل را برای دو نوع حفاری نشان می‌دهد.

۶-۷-۷ محاسبه مقطع بتن مسلح در برابر لنگر خمشی و نیروهای عمودی

پس از محاسبه لنگر خمشی و نیروهای محوری (عمود بر مقطع) و یا پس از اینکه نیروهای موجب تغییر شکل موضعی ناشی از اندرکنش سنگ و بتن معلوم شدند، پوشش‌ها محاسبه می‌گردند. مقطع باید در مقابل اثر مضاعف لنگر خمشی و نیروهای عمودی مقاومت نماید. نقطه تعادل، با ملاحظه رابطه نیرو و لنگر در شکل ۶-۷ نشان داده شده است.

معادلات عمومی برای مقاطع تیپ اثر نیروی عمودی و لنگر در استاندارد ۲۱۰۴-۲-۱۱۱۰-EM ارائه شده است (همچنین در این زمینه می‌توان به "آبا" و ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی مراجعه نمود در این صورت تجدیدنظر لازم در ضرایب بار مندرج در جدول شماره ۷-۱ ضروری است).

برای هر مقطع با فولاد معین، یک منحنی واحد اندرکنش به دست آمده و برای مقادیر مختلف تسلیح گروه منحنی‌هایی ترسیم می‌شوند. معادلات را می‌توان در یک برگ محاسباتی کامپیوتر نوشت. سطح مقطعی مناسب است که برای ترکیب لنگر و نیرو در محدوده دیاگرام واقع می‌شود. روابط گفته شده در ۲۱۰۴-۲-۱۱۱۰-EM برای مقطع پوشش بتنی یکنواخت با دو لایه آرماتور (رویه بیرونی و داخلی) به کار می‌رود. در مورد پوشش‌های با ضخامت‌های متفاوت، محاسبات پیچیده‌تر خواهند شد که با استفاده از روش‌های محاسبات مقاطع بتن مسلح به دست می‌آید. در مورد یک حلقه یکنواخت، رابطه کرنش و لنگر به صورت زیر است:

$$M = \left(3EI_R \right) \left(\frac{\Delta D}{D} \right)$$

اگر حلقه به صورت سازه یکنواخت قابل تعریف نباشد، در صورت کسر که نشان‌دهنده سختی حلقه است، باید اثرات غیریکنواختی یا وجود درزه‌ها را در نظر گرفت:

$$I_{eff} = I_j + \left(\frac{4}{n} \right)^2 I$$

در این رابطه :

I = لنگر سختی پوشش تونل،

I_j = لنگر سختی درزه، و

n = تعداد درزه‌ها در حلقه پوشش ($n > 4$).

البته محاسبات پیچیده‌تری را برای بررسی وجود درزه‌ها در پوشش می‌توان انجام داد. درزه‌های بدون پیچ‌سنگ، اثر بیشتری نسبت به مهارهای از پیش کشیده شده دارند. در صورتی که در محاسبات، لنگر برآورد شده خارج از منحنی پوش اندرکنش قرار گیرد، طبقاً باید ضخامت پوشش افزایش یابد که این، سبب افزایش ممان اینرسی و سختی پوشش گردیده و لنگر بیشتری توسط پوشش جذب خواهد شد؛ مؤثرتر آن است که سختی پوشش و به دنبال آن، لنگر وارد بر آنرا کاهش داد. این عمل را می‌توان با:

- معرفی درزه‌ها و افزایش تعداد آنها، و

- استفاده از پوشش با ضخامت کمتر و یا با عناصر رها کننده تنش در چند نقطه که لنگرهای زیادی به آن نمی‌تواند وارد شود امکان‌پذیر نمود.

موارد دیگر محاسبات، بر اساس استاندارد DIN ۱۰۴۵ (ساور ۱۹۹۰) انجام می‌شود. از استاندارد DIN ۱۰۴۵ در تونل‌هایی که حفاری آنها با استفاده از روش ناتم انجام شده و حفاظت آن توسط بتن مسلح، بتن معمولی یا شاکریت (بتن‌پاشی) است استفاده می‌گردد.

در روش DIN ۱۰۴۵ نیروهای عملی وارد به مقطع، به ضریب اطمینان ضرب شده و نتیجه، با نیروهای مقطع در حالت مقاومت نهایی مقایسه می‌شوند. منحنی‌های مقادیر نیروی عمودی N و لنگر خمشی M در تمام ترکیب‌ها در مقابل نیروهای مجاز مقطع قرار داده می‌شود، و منحنی طوری ترسیم می‌گردد که در محور طولی نیروی عمود بر مقطع و لنگر خمشی در محور عمودی باشد. نیروهای نهایی که از شرایط مقاومت نهایی به دست می‌آید، پس از بخش شدن به ضریب اطمینان (SF)، به صورت نمودار ترسیم می‌شوند. به این ترتیب، منحنی ظرفیت واقعی حد که شامل ترکیب لنگرها (M) و نیروهای عمودی (N) می‌باشد به دست می‌آید. شرایط و ترکیب نیروهایی که خارج از این منحنی باشند، فاقد ایمنی می‌باشند.

برای محاسبه مشروح می‌توان به مأخذ زیر مراجعه نمود. از این روش در پوشش‌های متعددی از جمله متروواشنگتن و تونل شماره ۲ و بخشی از تونل TX دالاس استفاده شده است^۱.

۸-۷ اثر زمین‌لرزه

سازه‌های زیرزمینی در برابر زمین‌لرزه حساسیت کمتری دارند. در زمین‌لرزه‌های شدید، گاه گذرگاه‌های زیرزمینی نقش پناهگاه و عمدتاً خطوط کمک‌رسان اصلی را داشته‌اند. لازم به یادآوری است که علی‌رغم این واقعیت، سازه‌های زیرزمینی که شرایط نامتناسب دارند در زمین‌لرزه آسیب خواهند دید. در غالب موارد، آسیب‌پذیری یک سازه خاص قابل ارزیابی بوده و در طراحی کوشش بر این است که زمین‌لرزه مؤثر نبوده یا اثر آن به حداقل برسد. به عنوان یک مورد “وانگ^۲” (۱۹۸۵) آسیب‌پذیری سازه‌های زیرزمینی در زمین‌لرزه تانگ - شان^۳ در سال ۱۹۷۶ را به صورت مندرج در پیوست شماره ۶ تشریح کرده است.

۷-۸-۱ تأثیر لرزه در تونل‌ها و شفت‌ها

امواج گذرای زمین‌لرزه، امواج تغییر شکل هستند که یا اثر فشاری (امواج P) یا برشی (S) دارند. اثر زمین‌لرزه بر تونل یا شفت در راستای طولی به صورت فشار یا کشش و در جهات عرضی، تمایل به ایجاد انحنای افقی یا قائم و یا بیضی نمودن مقطع دایره و یا در حالت غالب ترکیبی از تمامی آنها دارند.

اثر حرکت طولی یا عرضی زمین‌لرزه بر تونل را می‌توان به اثر نیروی محوری لنگر وارد بر یک تیر تشبیه نمود. تنش‌های حاصله تابع تنش‌های موجود است که تنش‌های دینامیکی با آنها ترکیب می‌شود. تمایل به بیضی کردن مقطع، ناشی از اثر امواج برشی است که عمود بر راستای تونل یا شفت اثر می‌کنند. وقتی مقطع در راستای یک قطر افزایش پیدا می‌کند، در جهت قطر عمود بر آن از قطر کاسته خواهد شد. تنش‌های حداکثر و حداقل در چهار نقطه مقطع اثر می‌نمایند. تنش‌های کششی

1 - Design of Tunnel Lining Using Capacity Limit Curves G.Sauer & V.Call. Dr. G.Sauercrop. Herndond V.A- USA

2 - Wang

3 - Tang-Shan

زمانی ایجاد می‌شوند که تنش‌های مماسی اولیه (اغلب از نوع فشاری) کمیت اندک داشته باشند. تنش‌های گذرای مورد اشاره را می‌توان به صورت شبه استاتیکی با تنش‌های موجود ترکیب نمود. طول موج زمین‌لرزه، غالباً از طول سازه زیرزمینی بیشتر است. با توجه به بالاتر بودن قابل توجه فرکانس تشدید تونل یا گشودگی از فرکانس تیپ محدوده امواج زمین‌لرزه، تشدید دینامیکی ناشی از زمین‌لرزه خیلی ضعیف است. نتایج بررسی‌ها به این توصیه منجر می‌شود که میزان تشدید دینامیکی تنش در گشودگی تونل‌ها به میزان ۱۰ تا ۱۵ درصد بیشتر از اثر استاتیکی در نظر گرفته شود. در واقع بر خلاف سازه‌های روی زمین که فرکانس طبیعی سازه در محدوده فرکانس امواج زمین‌لرزه است و تشدیدهای قابل ملاحظه دینامیکی ملاحظه می‌شود، در سازه‌های زیرزمینی چنین اتفاقی روی نخواهد داد.

اگر در اطراف حفره، میل مهارهای کششی نصب شده باشد، در اطراف مغار یک منطقه فشار تولید می‌گردد. در مورد ترکیب بتن پاشیدنی و مهارهای بدون تنش نیز، مشابه همین حالت وجود دارد، منتهی در مهارها، اندک کششی ایجاد می‌شود که یک قوس فشاری در اطراف تولید می‌گردد.

در مورد بتن پوششی در نقاط واقع در داخل و خارج، تنش‌های کششی و فشاری به وجود می‌آید؛ کشش‌های ایجاد شده در لایه خارج حایز اهمیت نیستند. در صورت بروز ترک در رویه داخلی، این ترک‌ها در کسری از ثانیه بسته شده و فاقد گسترش بوده و به شکست منجر نمی‌گردند. در روش‌های محاسبه ساده شده، اندرکنش سنگ (زمین) و سازه لحاظ نمی‌شود و محاسبات حاشیه ایمنی بالاتری دارد. در زمین‌های خیلی نرم، برای اجتناب از ضخامت بیش از حد پوشش، باید موارد بالا مورد توجه قرار گیرند.

پوشش تونل حفر شده در محیط الاستیک، محیط پیوسته

مفروضات :

کرنش خطی، فشارهای الاستیک شعاعی برابر تنش‌های محیط یا بخشی از آن
شامل چسبندگی در راستای مماسی بین پوشش و زمین، زمین در برابر چرخش یا فشردگی می‌تواند مقاوم یا غیرمقاوم باشد

حداکثر / حداقل لنگر خمشی

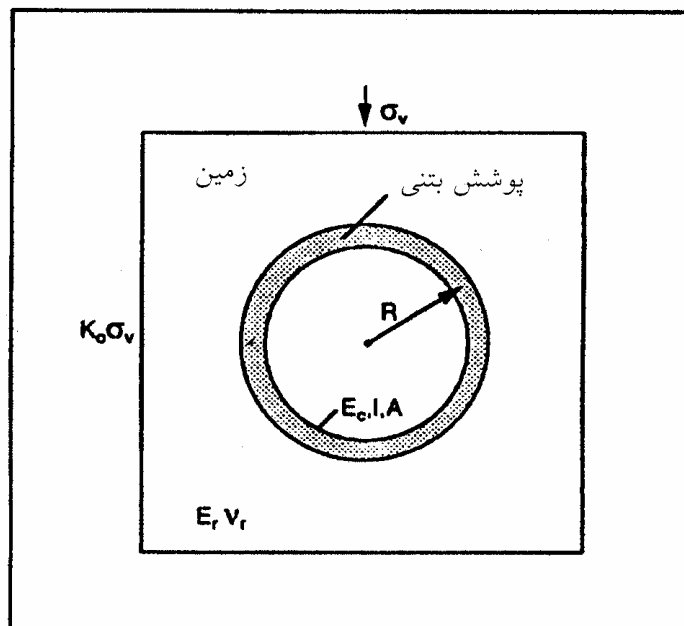
$$M = \pm \sigma_v (1 - K_o) R^2 / (4 + \frac{3 - 2\nu_r}{(1 + \nu_r)(1 + \nu_r)} \cdot \frac{E_r R^3}{E_c l})$$

حداکثر / حداقل نیروی حلقه

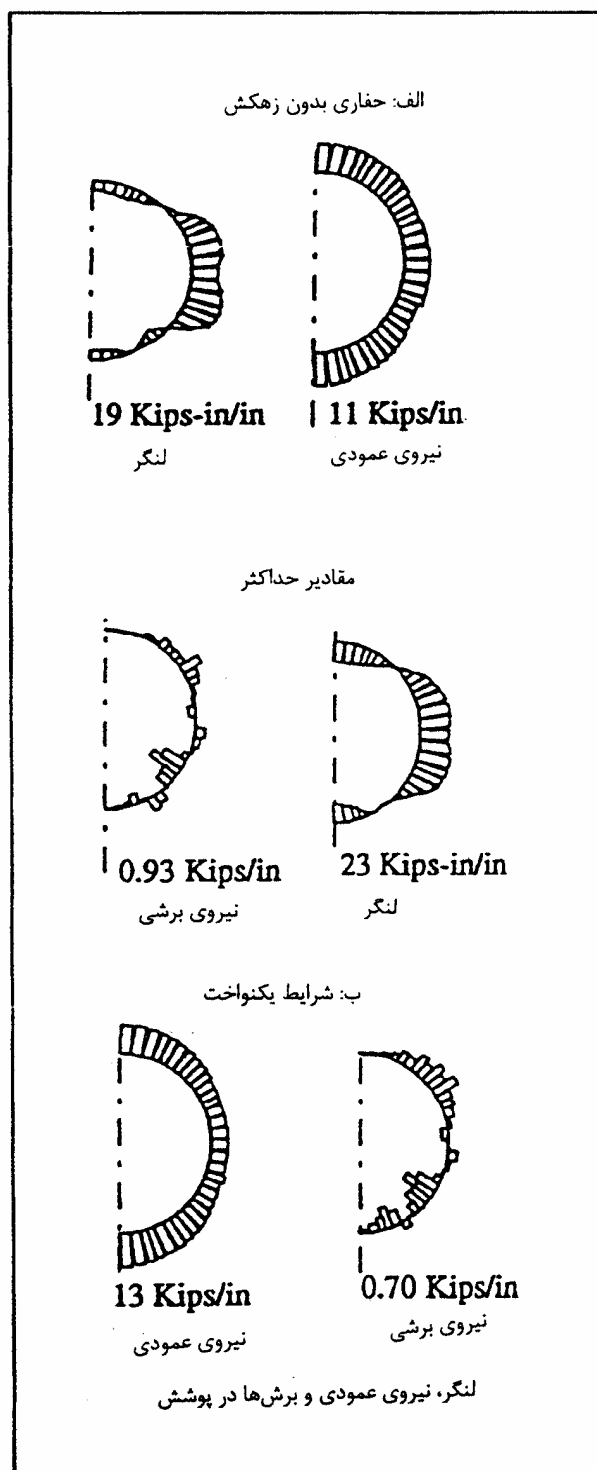
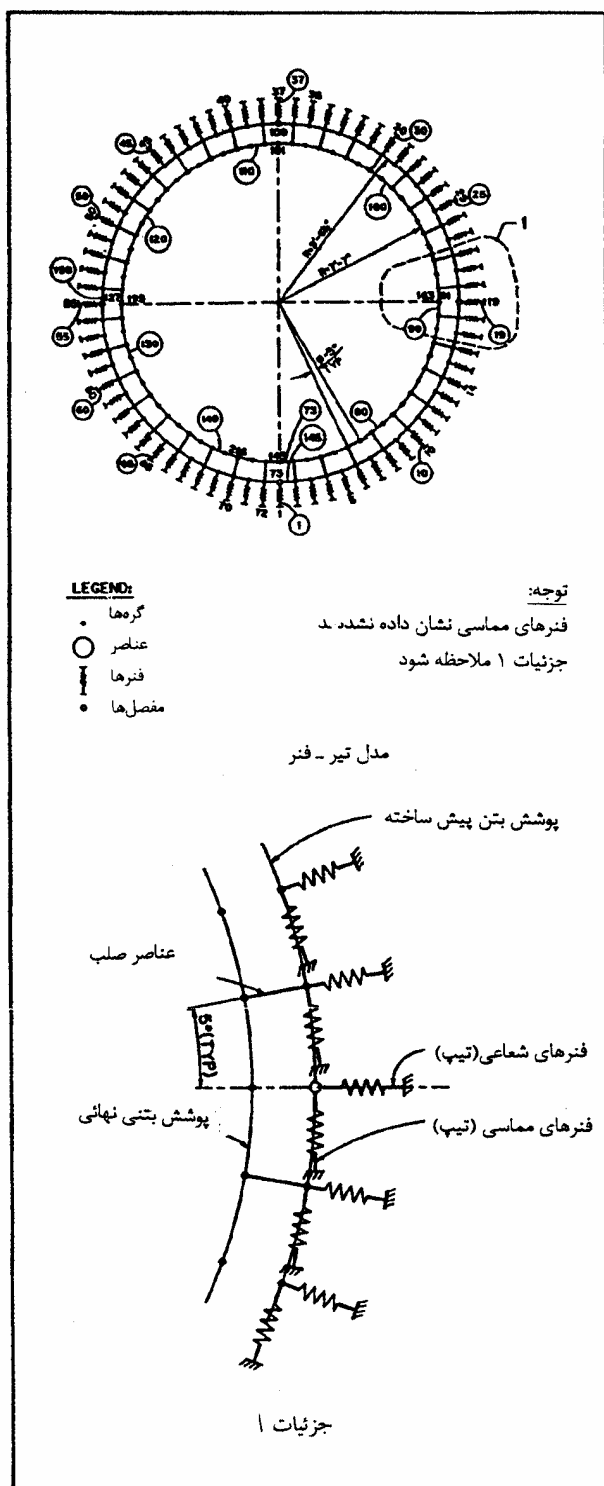
$$N = \sigma_v (1 + K_o) R / (2 - K_o) \cdot \frac{2(1 - \nu_r)}{(1 - 2\nu_r)(1 + \nu)} \cdot \frac{E_r R}{E_c A} \pm \sigma_v (1 - K_o) R / (2 + \frac{4\nu_r E_r R^3}{(3 - 4\nu_r)(12(1 + \nu_r) E_o l + E_r R^3)})$$

حداکثر / حداقل تغییر شکل شعاعی

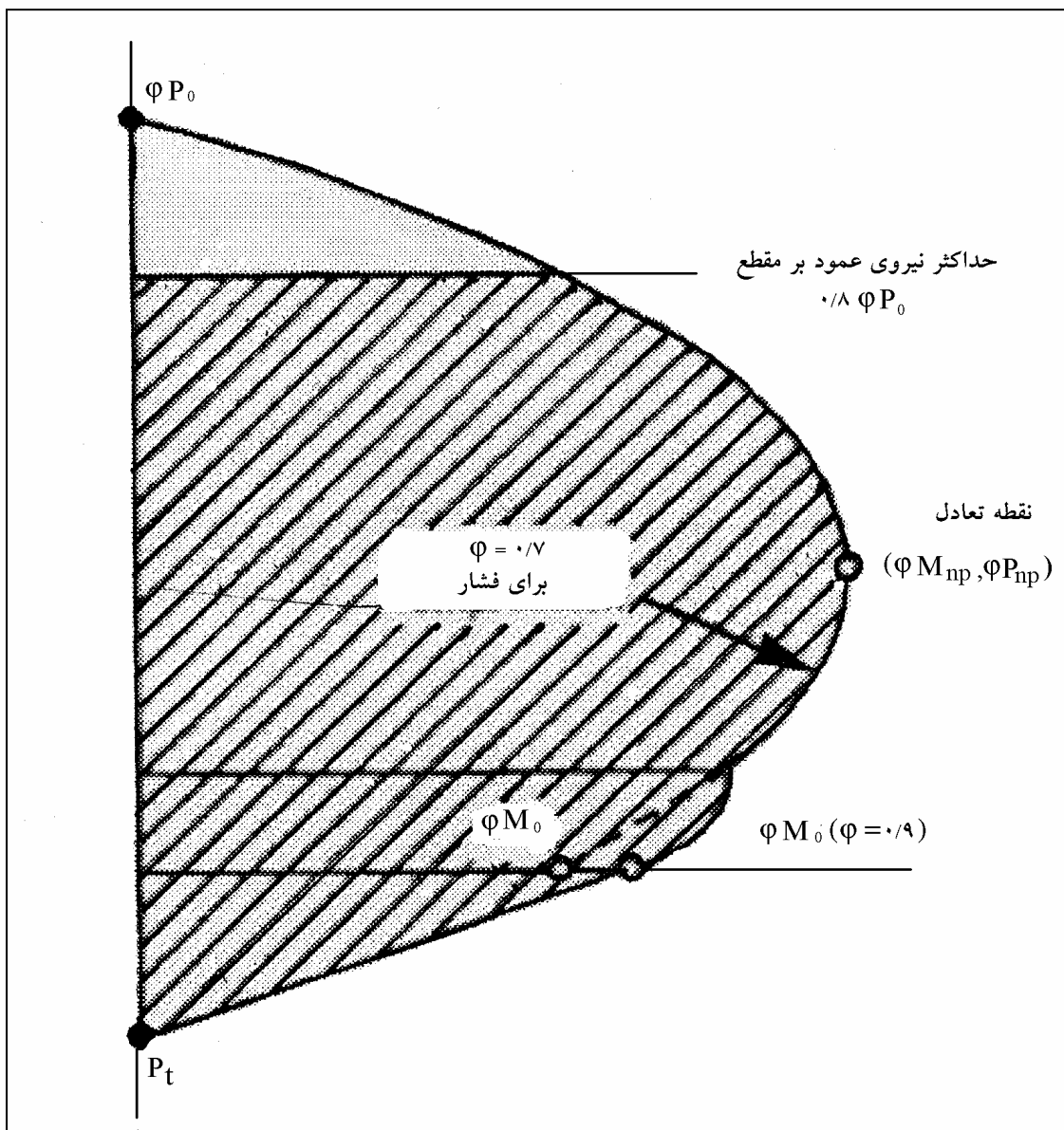
$$\frac{u}{R} = \sigma_v (1 + K_o) R^3 / \frac{2}{1 + \nu_r} E_r R^3 + 2E_c A R^2 + 2E_c l \pm \sigma_v (1 - K_o) R^3 / (12E_o l + \frac{3 + 2\nu_r}{(1 + \nu_r)(3 - 4\nu_r)} E_r R^3)$$



شکل ۷-۳- پوشش تونل‌های حفر شده در محیط الاستیک، مدل پیوسته



شکل ۷-۴- شبیه‌سازی پوشش دوجدار برای تحلیل
 شکل ۷-۵- لنگرها و نیروهای مؤثر به پوشش
 در شکل قبل



شکل ۷-۶- منحنی توان اندرکنش

فصل هشتم - ابزارگذاری و رفتار سنجی

۱-۸ کلیات

در بسیاری از قراردادهای ابزارگذاری و رفتارسنجی جزو ملاحظات قراردادی است. مبانی عمده این موضوع در دستورالعمل‌های EM۱۱۱۰-۲-۴۳۰۰ آمده است. از جمله اهداف نصب ابزار، می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- ۱-۱-۸ در صورت نصب حفاظ‌ها، بررسی رفتار نشان‌دهنده تکافوی عملی حفاظت یا نیاز به حفاظت بیشتر می‌باشد.
- ۲-۱-۸ از ابزار نصب شده، هنگام اجرا (ترجیحاً در مناطق آزمایشی) روش‌های اجرا بهینه می‌شود.
- ۳-۱-۸ در روش‌های حفاری ناتم، بررسی جابه‌جایی‌ها و بارها از جمله موارد قابل بررسی است. در بررسی حفاظ‌ها، رفتارسنجی به عنوان یک پارامتر ایمنی است. ضمن این که هشدارهای لازم را برای خطر شکست اعلام می‌کند. در مواردی، لزوم اجرای پوشش پس از بررسی نتایج رفتارنگاری معین می‌گردد. از ابزار برای مناسب بودن طرح با شرایط زیست‌محیطی (از جمله مصارف آب زیرزمینی و نوسان آن)، نشست زمین، ارتعاش‌های حاصله و غیره نیز استفاده می‌گردد.

۴-۱-۸ در گالری‌ها و شفت‌های آزمایشی که برای گردآوری اطلاعات برای حفاری‌های اصلی ایجاد می‌شود، ابزارهای خاص نصب می‌گردد. نتایج و اطلاعات حاصل باید در زمان مناسب گردآوری و تفسیر شوند. در مورد حفاری با تی‌بی‌ام در سنگ‌های مناسب، رفتارسنجی لزومی ندارد. مغارهای بزرگ که نزدیک سطح زمین هستند بیشترین نیاز را به رفتارسنجی دارند. اهداف ایمنی مورد نیاز از ابزار را قبلاً در موارد ایمنی بیان نموده‌ایم.

۲-۸ طرح و برنامه‌ریزی رفتارسنجی

نصب ابزار و رفتارسنجی، با برنامه‌ریزی و تعیین اهداف آغاز، و به استفاده از نتایج گردآوری شده ختم می‌گردد. تیم، شامل طراح تونل و شفت، و کارکنان متخصص ابزار می‌باشد. برنامه‌ریزی نصب ابزار و نقاط نظر حاکم بر آن در جدول ۱-۸ مندرج است.

۱-۲-۸ تعیین شرایط پروژه

مسئولیت طراحی برنامه رفتارنگاری - رفتارسنجی را باید مهندس طراح یا زمین‌شناسی که با محاسبات و طراحی پروژه آشنایی دارد به عهده داشته باشد. هنگام طراحی ابزارهای لازم باید شکل و آرایش تونل یا محور، لایه‌بندی سازندها در عمق و ویژگی‌های مهندسی آنها به عنوان شرایط پروژه مورد توجه باشند. وجود سازه‌های مجاور آب زیرزمینی، شرایط محیطی و روش‌های اجرایی، از جمله عوامل مهم در این بخش به حساب می‌آید.

۲-۲-۸ ابزار مورد نیاز

قبل از برنامه‌ریزی ابزارگذاری، باید مفروضات و پیش‌فرض‌هایی که برای ملاحظه رفتارهای خاص مناسب می‌باشند، بررسی شوند. بر اساس نتایج این ملاحظات، تصمیم‌نهایی اتخاذ خواهد شد. به عنوان مثال اگر هدف، ملاحظات ایمنی است، باید مکانیسم‌هایی که موجب ایجاد شکست در پوشش‌ها و حفاظ‌ها می‌شوند به عنوان پیش‌فرض در نظر گرفته شده و متناسب با آنها، ابزارهای مناسب طراحی شوند.

جدول ۸-۱- نکاتی که در برنامه‌ریزی ابزارگذاری موفق مورد توجه است

۱	تعیین شرایط پروژه
۲	پیش‌بینی ابزارهایی که رفتار مورد نظر را معین کنند
۳	تعیین اهداف رفتارسنجی و سؤالاتی که باید به آنها پاسخ داده شود
۴	انتخاب پارامترهایی که باید ثبت شوند
۵	پیش‌بینی‌های کمی و دامنه کار ابزار و پیش‌بینی‌های لازم برای هر رفتار
۶	پیش‌بینی‌های لازم برای مرمت ابزار و راه کارهای عملی
۷	تعیین وظائف و مسئولیت‌ها برای تمام مراحل
۸	انتخاب ابزار و محل‌های نصب آنها
۹	برنامه ثبت داده‌هایی که در تصمیم‌گیری‌ها مؤثر هستند
۱۰	تعیین روش‌هایی که صحت قرائت‌ها و داده‌ها را تضمین کند
۱۱	تهیه گزارش‌های مربوط به رفتارسنجی
۱۲	برنامه‌ریزی برای کالیبره کردن در زمان‌های معین و نگهداری ابزار
۱۳	برنامه‌ریزی جمع‌آوری داده‌ها، و مدیریت و راهبری آنها

۸-۲-۳ تعیین اهداف رفتارسنجی و پاسخ به سؤالات لازم

هیچ ابزاری بدون اینکه ثابت شود، در راستای هدف خاصی که سودمند است، نصب نمی‌شود. همچنین در صورتی که سؤال و ابهامی وجود نداشته باشد، نصب ابزار لازم نیست. به این ترتیب، پیش از پرداختن به روش‌های اندازه‌گیری، باید فهرستی از سؤالاتی که به نظر می‌رسد هنگام اجرا مطرح می‌شوند، تنظیم گردد.

۸-۲-۴ انتخاب پارامترهایی که باید ثبت شوند

در جدول ۸-۲ پارامترها و پدیده‌هایی که باید رفتار آنها ثبت شوند آمده است. در هر مورد خاص، باید عاملی که رفتار آن بیشتر اهمیت دارد، انتخاب گردد. به عنوان مثال، اگر این سؤال وجود دارد که آیا حفاظ موقت، بیش از حد بارگذاری شده است، طبعاً تنش یا بارهای اعمال شده اهمیت اول را دارد، بنابراین با توجه به اینکه تنش حاصل تغییر شکل سنگ است، شاید اندازه‌گیری تغییر شکل سنگ نیز لازم باشد. با ثبت علت و معلول، و ارتباط دادن این دو به همدیگر، می‌توان از اثرات نامطلوب جلوگیری کرد.

جدول ۸-۲- عوامل تیپ در رفتارسنجی

نوع پروژه	عامل مورد رفتارسنجی
تونل‌ها	فشرده‌گی جدار
مغارهای زیرزمینی	توزیع تغییر شکل‌ها، پشت دیوار سنگی بارهای وارده بر مهارها تنش در پوشش بتنی و فلزی فشار آب زیرزمینی در توده سنگ فشار آب وارد بر پوشش
محیط‌های شهری	نشست‌های سطح زمین تغییر شکل‌های افقی و عمودی ساختمان‌ها و سازه‌ها تغییر شکل‌های افقی و عمودی زمین در عمق فشار آب زیرزمینی

۸-۲-۵ پیش‌بینی‌های کمی و دامنه کار ابزار و پیش‌بینی‌های لازم برای هر رفتار

پیش‌بینی مقادیر حداکثر ممکن یا حداکثرهای مورد نظر، دامنه کار و حداقل مقادیر مورد انتظار، دقت و حساسیت ابزار را تعیین می‌کند. دقت و قابلیت اعتماد می‌توانند متضاد باشند زیرا غالباً دستگاه‌های با دقت بالا ظریف و آسیب‌پذیر هستند. برای اتخاذ تصمیم، معمولاً دامنه‌های تغییرات رفتاری با رنگ‌های سبز، زرد و قرمز تفکیک می‌شوند. محدوده سبز علامت مناسب بودن اوضاع است؛ رفتار در محدوده زرد نشان‌دهنده حساسیت اوضاع است که متعاقب آن اقداماتی از جمله افزایش تعداد قرائت‌ها لازم می‌شود و محدوده قرمز نشان‌دهنده لزوم چاره‌جویی است.

۸-۲-۶ پیش‌بینی‌های لازم برای مرمت ابزار و راهکارهای عملی

نحوه اقدام در این زمینه، باید از پیش تعیین شده باشد تا در صورت برخورد به موارد لازم، بر اساس تصمیمات و روش‌های پیش‌بینی شده عمل شود. در این زمینه، باید ارتباط کافی و مناسب بین کارکنان کارگاه و طراحی موجود باشد تا هم هنگام اجرا و هم در زمان لازم، اقدامات سریع انجام شود.

۸-۲-۷ تعیین وظایف و مسئولیت‌ها برای تمامی مراحل

این مراحل شامل طراحی، خرید ابزار، کالیبراسیون، نصب، نگهداری، قرائت، پردازش نتایج قرائت‌ها، تغییر رفتار، تهیه گزارش و تصمیم‌گیری در مورد تفسیر نتایج و حدود دستورالعمل‌ها می‌باشد.

۸-۲-۱ انتخاب ابزار و محل‌های نصب آنها

در انتخاب ابزار، قابلیت اعتماد به نتایج رفتارسنجی اهمیت اول را دارد و نباید تحت‌الشعاع ارزان‌تر بودن قیمت خرید قرار گیرد، خصوصاً باید توجه داشت که هزینه‌های خرید ابزار، جمعاً درصد ناچیزی از پروژه می‌باشد.

مصرف کننده ابزار باید شناخت کافی از هر یک از ابزارها داشته و اطلاعات خود را با بحث و تبادل نظر با سازندگان کامل‌تر کند؛ طی این مذاکرات هر گونه محدودیت ابزارها باید روشن شود.

انتخاب نقاط نصب بر اساس پیش‌بینی‌های رفتاری تونل یا شفت صورت می‌گیرد. این نقاط، یا از نظر پاسخ‌گویی به ابهامات احتمالی حایز اهمیت بوده و یا نقاطی هستند که تعبیر رفتارها در روش تحلیل مؤثر می‌باشد. برخورد عملی برای انتخاب نقاط نصب ابزار شامل سه مرحله زیر است:

- نقاطی که از نظر ویژگی مهم هستند؛ مانند نقاط ضعف سازه یا نقاطی که در آنها بارهای شدید وارد می‌شود.
- مناطقی (عمدتاً مقاطعی) که رفتار آنها شاخص رفتار مجموعه باشد. این مناطق را نقاط دارای اولویت برای ابزارگذاری تلقی می‌کنند. ابزارها باید جزئیات رفتاری مشروحي را به دست دهند.
- از آنجا که نقاط دارای اولویت ممکن است شاخص نباشند، تعدادی ابزار ساده در مقاطع دارای اولویت دوم برای جمع‌آوری شاخص‌های نسبی نصب می‌شوند. در صورتی که عملاً نتایج به دست آمده از یک یا چند مقطع دارای اولویت دوم اختلاف فاحش با مقاطع دارای اولویت اول باشد، با پیشرفت کار، ابزار بیشتری در مقاطع دارای اولویت دوم نصب می‌شوند.

۸-۲-۹ برنامه ثبت داده‌های مؤثر در تصمیم‌گیری

برای اینکه تمامی رفتارنگاری‌ها منتج از ابزارگذاری‌ها به صورت بالقوه مجموعه مناسبی را تشکیل دهند، قرائت و ثبت تمامی ابزارها هنگام فعالیت‌ها، همچنین قرائت و ثبت اقلیم (در صورتی که روی رفتار ابزارها مؤثر باشد) لازم است. بنابراین برنامه رفتارنگاری را می‌توان شامل مراحل زیر دانست:

پیشرفت حفاری، حفر مقاطع نزدیک و ملاحظه اثرات انفجار، اجرای پوشش و حفاظت‌ها، اجرای زهکش‌ها و تزریق، موارد غیر عادی (ناپایداری‌های زمین، جریان شدید آب زیرزمینی و غیره) و سرانجام ثبت مداوم آب زیرزمینی (جریان از اطراف به داخل حفره یا مغار).

غالباً تغییرات نوع زمین، عامل مهمی در رفتارها می‌باشد. به همین دلیل، با ملاحظه نقشه‌های زمین‌شناسی در اطراف چنین مناطقی، باید ابزارگذاری بیشتر از سایر نقاط باشد.

۸-۲-۱۰ بررسی صحت و دقت داده‌ها

گروه مسئول رفتارسنجی باید همواره در مورد صحت عملکرد ابزار مطمئن باشند. صحت عملکرد ابزار با مشاهدات مقایسه می‌شود. در موارد بحرانی، ممکن است نصب بیش از یک ابزار (حتی با دقت کمتر از ابزاری که قبلاً نصب شده است) ضرورت پیدا کند.

به عنوان مثال، در مورد نشست‌های سطحی، از دستگاه‌های نوری استفاده می‌شود. افزایش نقاط قرائت می‌تواند صحت قرائت‌ها را سبب شود. برای اطمینان از عملکرد، تعداد قرائت‌ها را باید افزایش داد تا بتوان در مورد افزایش نقاط اندازه‌گیری تصمیم صحیحی اتخاذ نمود.

۸-۲-۱۱ گزارش‌های رفتارنگاری

تهیه گزارش رفتارنگاری توسط طراح، در اتخاذ تصمیم‌های مستدل و مستند، مفید می‌باشد. بنابراین ملاحظه این گزارش‌ها نشان خواهد داد که اهداف پروژه تا چه اندازه برآورد شده و یا چه تغییراتی لازم است.

۸-۲-۱۲ برنامه‌ریزی واسنجی کردن در زمان‌های معین و نگهداری ابزار

واسنجی کردن، قرائت منظم و نگهداری واحدهای قرائت ابزار دقیق در عمر بهره‌برداری از پروژه، لازم است. طراح باید روش‌ها و برنامه تغییرات منظم ترمینال‌ها و قطعات مدفون قابل دسترسی را ارائه نماید.

۸-۲-۱۳ برنامه‌ریزی جمع‌آوری داده‌ها و مدیریت و راهبری آنها

دستورالعمل کتبی برای جمع‌آوری، پردازش، ارائه، تفسیر، گزارش و کاربرد نتایج رفتارسنجی‌ها باید قبل از شروع عملیات ابزار دقیق تنظیم شود. در هیچ یک از زمینه‌های مربوط به ابزار دقیق، نباید موضوع کار کم اهمیت تلقی شود. امروزه جمع‌آوری نتایج رفتارنگاری توسط سامانه‌های کامپیوتری و پردازش آنها، طبعاً حجم کارهای انسانی را کاهش داده ولی محدودیت‌ها و نقاط ضعف در این سامانه‌ها همچنان جایگاه خود را دارند. عملاً هیچ سیستم کامپیوتری جایگزین قضاوت مهندس نخواهد بود.

۸-۳ رفتارسنجی اجرایی تونل‌ها و مغارهای زیرزمینی

رفتار توده یا سازندهای اطراف حفاری، عمدتاً به صورت جابه‌جایی‌های موقع حفاری بروز می‌کند. همگرا شدن دیوارهای تونل، ضمن اهمیت خاص، از سادگی نیز برخوردار است. با ترسیم تغییر شکل دیوارها نسبت به زمان (در صورتی که تغییر شکل‌ها با پیشرفت زمان به صفر برسند)، پوشش کانال که بعداً اجرا می‌شود، باری را تحمل نخواهد کرد. در صورتی که همگرایی با زمان طوری باشد که پس از گذشت زمان، تغییر شکل‌ها به میزان قابل توجهی کاهش یافته و غیرمحسوس شوند، عملاً با تأخیر در اجرای پوشش می‌توان بار وارد بر آنرا کاهش داد. تغییر شکل‌های وابسته به زمان، در مقایسه با لگاریتم زمان غالباً نمودار خطی دارند. از این نمودارها می‌توان برای پیش‌بینی عملکرد بلند مدت استفاده کرد. همگرایی‌های غیریکنواخت، نشان‌دهنده بارگذاری‌های غیریکنواخت روی پوشش هستند. از تغییر شکل‌ها می‌توان با روش معکوس، بارگذاری واقعی را محاسبه کرد و با طراحی و محاسبات اولیه مقایسه نمود.

پیوست‌ها

پیوست ۱ - ملاحظات زمین‌شناسی

۱-۱ طبقه‌بندی کانی‌ها و سنگ‌ها

از جمله ویژگی‌های مهم در توده سنگ، گذشته از آنچه در متن فصل دوم به آن اشاره شد، موارد زیر را باید برشمرد:

۲-۱ گسل‌ها، درزه‌ها و صفحات لایه‌بندی

تمامی سنگ‌ها دارای ناپیوستگی‌های فیزیکی هستند که ناشی از فعالیت‌های زمین‌شناسی می‌باشند. این ناپیوستگی‌ها را با روش‌های اصلی زیر می‌توان شناسایی کرد:

- بررسی توده و رخنمون‌ها،

- تشریح نمونه‌های به دست آمده از حفاری‌ها و تشریح گمانه‌ها، و

- روش‌های فتوگرامتری.

وجود ناپیوستگی‌ها و شکستگی‌ها در سنگ، موجب بروز تغییر در شرایط مکانیکی آن می‌شود. شکستگی‌های مکانیکی بدون مقاومت برشی بوده و یا مقاومت برشی کمی دارند؛ ضمن اینکه قابلیت تغییر شکل را افزایش داده و مجاری بالقوه آب می‌باشند.

خواص مکانیکی ناپیوستگی‌ها از جمله زبری، به هم برآمدگی و پر شدگی، در مقاومت برشی و تغییر شکل شکستگی حایز اهمیت می‌باشند.

ناپیوستگی‌هایی که دارای سطوح هموار بوده و ممتد باشند، غالباً در مقایسه با شکستگی‌های غیرممتد و نامنظم مقاومت کمتری دارند. راستای شکستگی‌ها نسبت به سطح خارجی سنگ در پایداری توده حایز اهمیت است. فواصل درزه‌ها یا شکستگی‌ها، از آنجا که تعیین کننده ابعاد بلوک سنگ هستند مهم تلقی می‌گردند.

کمیته روش‌های آزمایش از انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ^۱ (ISRM)، برای ویژگی‌های مهندسی سنگ و ناپیوستگی‌ها، ۱۰ عامل تعیین کننده را به ترتیب زیر تعریف کرده است:

۱-۲-۱ جهت

راستای ناپیوستگی‌ها و صفحات شکست با راستای آن (آزیموت) و امتداد خط بزرگ‌ترین شیب، روی صفحه معین می‌شود.

۲-۲-۱ فاصله

فاصله عمودی درزه‌ها، شکستگی‌ها یا ناپیوستگی‌ها از همدیگر، عبارت است از متوسط فاصله درزه‌ها یا فاصله گروهی در شکستگی‌ها.

1 - International Society of Rock Mechanics

۱-۲-۳ طول

نایبوستگی‌هایی که رخنمون داشته و محدوده آن می‌تواند به صورت طول ظاهری روی عکس‌های هوایی و گسترش طول آن در عمق (درزه‌های عمیق) باشد.

۱-۲-۴ زبری

زبری سطح سنگ در نایبوستگی‌ها از عوامل ایجاد مقاومت برشی هستند. چین‌خوردگی‌های بزرگ ممکن است سبب تغییر جهت سطح شکستگی به صورت موضعی شود.

۱-۲-۵ مقاومت جدار سنگ در درزه

مقاومت فشاری دیواره‌های درزه‌ها غالباً کمتر از مقاومت بلوک سنگی می‌باشد (به علت هوازدهی یا تغییرات ایجاد شده در دیوار).

۱-۲-۶ گشودگی درزه

فاصله عمودی بین دو لبه مجاور درزه‌ها (که ممکن است خالی یا پر باشد) گشودگی درزه است.

۱-۲-۷ پرشدگی

مصالحی که فاصله بین جدار درزه را پر می‌کند، غالباً ضعیف‌تر از سنگ اصلی (سنگ مادر) است. مصالح پرکننده به صورت تیپ، شامل: ماسه، رس، برش، میلونیت و مواد یخچالی می‌باشد. پرکننده‌ها می‌توانند به صورت لایه‌های نازک کانی از گروه کوارتز و کالسیت باشند.

۱-۲-۸ نفوذ

جریان آب و رطوبت آزاد که در هر درزه و گروه درزه‌ها ملاحظه می‌شود، نفوذ از سنگ را تعیین می‌کنند.

۱-۲-۹ تعداد گروه درزه‌ها

توده سنگ ممکن است توسط گروهی درزه یا درزه‌های منفرد بریده شود.

۱-۲-۱۰ ابعاد بلوک

ابعاد بلوک نتیجه ترتیب و تقاطع گروه‌های درزه‌ها و فواصل آنها و فواصل درزه‌های منفرد می‌باشد. نایبوستگی‌های منفرد ممکن است روی ابعاد بلوک و شکل آن اثر کند.

استاندارد ISRM (۱۹۸۱) پیشنهاد کرده که عوامل مؤثر در نایبوستگی‌ها به صورت کمی بیان شوند؛ در ضمن برای تشریح طول، زبری، مقاومت دیوار، گشودگی، پرشدگی، نفوذپذیری و ابعاد بلوک استانداردهایی معین کرده است. به این ترتیب در

صورت لزوم، روش‌های پیشنهادی برای اندازه‌گیری این پارامترها برای مقایسه ارائه می‌نماید که در جای خود به این روش و سایر روش‌ها اشاره خواهد شد.

ناپیوستگی‌ها ممکن است سبب بروز ناپایداری و احتمال سقوط قطعات سنگ شود، همچنین در صورتی که جهت شکستگی‌ها مناسب نباشد، روی پایداری شیب‌ها و ورودی تونل‌ها مؤثر خواهد بود. برای سازه‌های مهم، باید ناپیوستگی‌های عمده روی نقشه تعیین شده و در تحلیل سازه مورد توجه قرار گیرد. برای حفاظت قطعات سنگ، گاه تدابیر پایداری اتخاذ شده و گاه نیز برای اجتناب از اثرات ناپیوستگی‌ها، تغییر جهت سازه‌های مهم از قبیل نیروگاه‌ها یا سنگ‌بری‌های مهم ضرورت پیدا می‌کند.

عمومی‌ترین شاخص برای تعیین و تعریف ناپیوستگی در سنگ‌ها شاخص کیفی سنگ یا RQD¹ است که بر اساس مغزه به دست آمده در اندازه NX در طول‌های بیش از ۱۰۰ میلی‌متر به کار می‌رود. RQD به عنوان اولین شاخص برای پایداری تونل و شیب و حفاظ‌ها و سایر تدابیر به کار می‌رود (به پیوست ۲ مراجعه شود).

۳-۱ هوازدگی

سنگ در معرض هوا به مرور زمان تخریب می‌شود. عوامل مهم در تخریب دما و آب (شامل آب‌های نافذ زیرزمینی) هستند. پروسه هوازدگی، در برگرفته وارفنگی فیزیکی، شکست و خرد شدن فزاینده مکانیکی سنگ به قطعات کوچک‌تر و تجزیه شیمیایی می‌باشد که طی آن، کانی‌های اصلی به کانی‌های پایدارتر (از نظر ژئوشیمی مانند کانی‌های رس و قطعات کوارتز) مبدل می‌شوند. هوازدگی از نقاط ضعیف طبیعی مانند لایه‌بندی‌ها و ناپیوستگی‌ها بهتر و سریع‌تر اثر می‌کند. ویژگی‌های هوازدگی، به سنگ مادر و بیشتر از آن، به اقلیم بستگی دارد. هوای مرطوب استوایی، هوازدگی‌های عمیق‌تری را موجب می‌شوند. به طور کلی هوازدگی، تیپ کانی و ژئومورفولوژی سه عامل مهمی هستند که فرآیند آنها را نمی‌توان به خوبی پیش‌بینی کرد.

۴-۱ آب زیرزمینی

تقریباً تمامی سازه‌های زیرزمینی با آب زیرزمینی برخورد دارند. در یک سازه دائمی، گذشته از حل مسئله آب زیرزمینی در اجرا، یا باید سازه در برابر آن نفوذناپذیر بوده و یا دارای زهکشی کنترل شده باشند. هجوم ناگهانی آب زیرزمینی در هنگام اجرا، موجب بروز صدمات جدی است و از این نظر تمهیدات استثنایی و ویژه‌ای را ایجاب می‌کند. برخورد کیفی و کمی به آب زیرزمینی در مطالعات لازم بوده و ارزیابی آن در اکتشاف‌ها و حفاری‌ها ضروری است. تونل‌ها و شفت‌ها به عنوان یک مجرا یا چاه عمل می‌کنند و رژیم طبیعی جریان زیرزمینی را بر هم زده و نهایتاً سبب افت سطح آب یا کاهش فشار حفره‌ای می‌شود، مگر اینکه جدار آنها نفوذناپذیر باشد.

هنگام عملیات اجرایی، جریان‌های ناگهانی زیرزمینی حایز اهمیت هستند. برای سازه تمام شده، جریان‌های نفوذی و فشار آب در زمان طولانی مهم می‌باشد. عوامل مهم در جریان‌های نفوذی به صورت زیر می‌باشند:

الف - نفوذپذیری توده سنگ آبدار (آبخوان، درزه‌های آبدار) که میزان بده را تحت گرا دیان ثابت تحت تأثیر قرار می‌دهد.

1 - Rock Quality Designation

- ب - فشار آب روی تونل، تعیین کننده گرادیان جریان است. این فشار ممکن است به مرور زمان کاهش یابد. همچنین فشار آب توده روی سازه اجرا شده می تواند از عوامل تعیین کننده باشد.
- پ - حجم مخزن آب که به سمت تونل جریان دارد، از عوامل تعیین کننده زمان جریان در طول زمان است. شدت جریان غالباً به مرور زمان کاهش می یابد.
- ت - در جریان یکنواخت، تغذیه آب زیرزمینی عامل تعیین کننده جریان ورودی به تونل در طول زمان است.
- ث - لایه آبدار ممکن است مولد بدهای کاهش یابنده در طول زمان یا لایه حاوی آب با دبی کم باشد. در این حالت ها حجم مخزن محدود خواهد بود.

۵-۱ ویژگی های هیدروژئولوژیک در سازندهای زمین شناسی

جریان های زیرزمینی به نوع سازندها (آذرین، دگرگون، رسوبی تحکیم یافته و تحکیم نیافته) و همچنین به وجود گسل ها و دایک ها و درزه ها بستگی دارند.

سنگ های آذرین قاعداً دارای تخلخل و آبگذری کمتری هستند. در این گروه از سنگ ها، گاه جریان های حفره ای، از قسمت های هوازده صورت می گیرد. ابعاد درزه ها تابع عمق لایه است. در اعماق زیاد شکستگی ها کمتر هستند. این امر معلول افزایش تنش های فشاری در توده است (هر چند در مواردی به علت مقاومت بالای سنگ ها در برابر کرنش، درزه ها و گسله ها حتی در اعماق بازمانده و در مغارها و معادن سبب ایجاد جریان های قابل توجه می شوند). برخی سنگ های آذرین مانند بازالت ها و ریولیت ها، هنگام خنک شدن، به شدت ترک می خورند. توف های جوش به علت خروج گازها، تخلخل زیاد دارند، ترک ها و تخلخل های اشاره شده می توانند عامل ایجاد و انتقال جریان ها باشد.

سنگ های رسوبی از جمله کنگلومراها، ماسه سنگ ها، گل سنگ ها، شیل ها و مارل ها، تخلخل زیادی (۱-۲۰ درصد) دارند. در این میان، سنگ های دانه درشت (کنگلومرا، ماسه سنگ و برخی انواع گل سنگ) در شرایط بکر، نفوذپذیری زیاد دارند. ترکیب تخلخل با شکستگی ها و درزه ها، در این سنگ ها سبب آبگذری است حال آنکه در دانه بندی های ریز، جریان آب از طریق شکستگی ها صورت می گیرد. در سنگ های رسوبی نرم تر، درزه ها غالباً در اعماق بسته می شوند (بیشتر از سنگ های آذرین و دگرگون).

گسله ها از جمله منابع و منشأهای ایجاد جریان می باشند. حتی اگر گسل با ماده نفوذناپذیر پر شده باشد، فشار آب در دو طرف آن متفاوت بوده و اگر حفاری در منطقه کم فشار باشد، احتمال هجوم آب به داخل مغار یا حفاری وجود دارد. در شفت ها، به دلیل متفاوت بودن آبگذری واریزه و سنگ، سطوح تماس محل تجمع آب زیرزمینی می باشد. در مناطق سردسیر آب های نافذ یخ زده، می توانند مشکل آفرین باشند.

۱-۵-۱ پیش بینی های لازم برای مقابله با آب زیرزمینی هنگام حفر تونل ها، شفت ها و مغارها

نظر به اینکه برخورد به آب زیرزمینی در حفاری ها متداول است، بسته به پیش بینی هایی که در مطالعات در مورد شدت جریان و حجم جریان به عمل آمده، باید از روش های مقابله مناسب استفاده نمود.

اثرات آبکشی روی آبخوان و افت احتمالی سفره و تأثیر متقابل آن روی محیط باید بررسی شود. در صورتی که عملیات حفاری بر محیط هیدروژئولوژیک اثر نامطلوب وارد نماید، استفاده از روش‌های آبکشی نامناسب بوده و به جای آن باید از ورود آب به منطقه کار جلوگیری کرد. به این ترتیب رژیم هیدروژئولوژی بر روش‌های اجرایی مؤثر است. برای بررسی میزان نفوذ و جریان آب به مقطع حفاری از روش‌های مختلفی استفاده می‌شود. امروزه با در دست داشتن پارامترهای هیدروژئولوژیک می‌توان از نرم‌افزارهای خاص دو بعدی یا سه بعدی برای تحلیل شرایط استفاده کرد. نتیجه‌گیری صحیح از مدل‌ها (از جمله مدل‌های متکی به روش اجزای محدود) به تعریف صحیح محیط و شرایط مرزی بستگی دارد.

۶-۱ گازهای طبیعی

هنگام حفاری تونل‌ها و مغارها، گاه ورود گازهای طبیعی به محل کار ایجاد خطر می‌نماید. در مطالعات زمین‌شناسی، زمین از نظر احتمال برخورد به گاز، باید شناسایی و طبقه‌بندی شود. از میان گازهایی که در عملیات سازه‌های زیرزمینی به آنها برخورد می‌گردد، به اختصار می‌توان این موارد را بیان کرد:

الف - گاز متان

متداول‌تر از سایر گازهای طبیعی است. مکانیسم ایجاد گاز، تجزیه ترمومکانیک مواد آلی است. متان به صورت فاز گازی یا انحلال یافته در آب زیرزمینی یافت می‌شود. متان از هوا سبک‌تر بوده با تمرکز ۵ تا ۱۵ درصد قابل انفجار و میزان قابل قبول، کمتر از ۰/۲۵ درصد است.

ب - گاز هیدروژن سولفاید

حتی در مقادیر کم کشنده است. از تجزیه مواد آلی تولید می‌شود ولی در مناطق مردابی و نزدیک فاضلاب‌ها و مراکز انباشت زباله‌ها و پالایشگاه‌ها نیز وجود دارد. قابلیت انحلال زیادی در آب دارد. آستانه ایمنی برای قرار گرفتن در معرض گاز با تمرکز ۱۰ پی‌پی‌ام، ۸ ساعت است. تمرکزهای بیشتر، عوارض خطرناک داشته و در ۷۰۰ پی‌پی‌ام کشنده است. در تمرکز ۴/۲ درصد قابلیت اشتعال دارد.

پ - سولفور دی اکساید

از اکسید شدن گوگرد یا از سولفاید موجود در رسوبات و نهشته‌های هیدروترمال همراه با سولفاید حاصل می‌شود. در معادن و مغارها غالباً از انفجار و آزمایش‌های احتراقی تولید می‌شود. آستانه ایمن ۲ پی‌پی‌ام است.

ت - کربن دی اکساید

از اکسید شدن مواد کربنی یا ترکیب آنها با آب‌های اسیددار تولید می‌گردد. از هوا سنگین‌تر است و در گودی‌ها جمع می‌شود. تمرکز آستانه‌ای ۵۰۰۰ پی‌پی‌ام سبب بیهوشی منجر به خفگی (آسفیکسیا) شده و تمرکز ۱۰۰۰۰ پی‌پی‌ام و بیشتر سمی است. در آب‌های گرم عمیق وجود دارد.

ث - گاز هیدروژن

گاه همراه هیدروکربن‌ها است. گاز قابلیت انفجار دارد.

ج - گاز رادن

از تخریب اورانیوم تولید می‌شود و سرطان‌زا است. در معادن اورانیوم و نیز در سنگ‌هایی که در شکستگی‌های آنها اورانیوم باشد، وجود دارد (از این جمله گنایس، گرانیت، سنگ‌های آذرین و دگرگون و شیل‌ها را می‌توان برشمرد). در پروب‌های حفاری، وجود گاز قابل تشخیص است. با دستگاه رادن‌یاب در گمانه‌ها می‌توان به وجود آن پی‌برد. حداقل استاندارد اجرایی در حضور گازهای سمی قابل اشتعال و انفجار، در آیین‌نامه‌های مختلف از جمله OSHA (۱۹۲۶ CFR ۲۹) و راهنمایی‌های لازم در MSHA (۵۷ CFR ۳۰) موجود است که مراجعه به آنها توصیه می‌گردد. در این زمینه، استفاده از آیین‌نامه‌های ایمنی، مورد تأکید این مجموعه می‌باشد.

جدول پ ۱-۱- کانی‌های متداول

گروه کانی	ترکیب شیمیایی	سختی	رنگ	سایر مشخصات
فلداسپارها	آلومینوسیلیکات‌های پتاسیم (فلداسپارهای اورتوکلاز) یا سدیم و کلسیم (پلاجیو کلاس‌ها) با ساختمان سه بعدی	۶	سفید یا خاکستری، خیلی کم صورتی	تقریباً زود هوازده می‌شود.
کوارتز	سیلیکا، با ترکیب شیمیایی خیلی پایدار	۷	بی‌رنگ	در سطوح مضرس مخروطی می‌شکند.
کانی‌های رسی	آلومینوسیلیکات‌ها با کریستال‌های خیلی ریز غیر قابل مشاهده با میکروسکوپ‌های کم توان	۲-۳	غالباً سفید، خاکستری یا سیاه	ممکن است به صورت ورقه‌هایی با ویژگی‌های رس و صابونی دیده شود.
میکاها	آلومینوسیلیکات‌های پتاسیم (میکای موسکوویت) یا آلومینوسیلیکات‌های پتاسیم - مانیزوم - آهن (میکاهای بیوتیت) با ساختمان ورقه‌ای، کانی‌های نسبتاً پایدار	۲-۳	موسکوویت: بی‌رنگ بیوتیت: سبز تیره، قهوه‌ای یا سیاه	به راحتی متورق می‌شود. ضخامت ورقه‌ها کم است. موقع هوازدگی به صورت ورقه‌های نازک در می‌آید.
کلریت‌ها	با ترکیب شیمیایی آلومینوسیلیکات‌های آهن - منیزوم آبدار	۲-۲/۵	سبز	نرم، به راحتی به صورت ورقه بریده می‌شود.
کلسیت‌ها	با ترکیب شیمیایی CaCO_3	۲	سنگ معدن آهن فریک قرمز و قهوه‌ای یا سنگ معدن فروس با رنگ سبز یا خاکستری	
سنگ آهن	اکسیدها، هماتیت‌ها (Fe_2O_3)، کربنات‌ها و پیریت‌ها (FeS_2)	۵-۷	سبز تیره، قهوه‌ای تا سیاه	
کانی‌های فرومنیزوم	ترکیب شیمیایی کلسیم و سدیم و آلومینوسیلیکات دارای آهن زیاد و منیزوم (هامبلند، اوژیت و اولیوین)			

جدول پ ۱-۲- سنگ‌های آذری

اندازه ذرات تشکیل دهنده	اسیدی سنگ‌های با رنگ روشن	میانگین سنگ‌های با رنگ روشن / تیره	بازی سنگ‌های تیره رنگ	فوق بازی سنگ‌های تیره رنگ
خیلی درشت‌دانه ۶۰ میلی‌متر	سنگ‌های دارای بلورهای خیلی بزرگ با مقدار قابل توجهی از کوارتز، فلدسپار، میکا و گاه کانی‌های کمیاب پگماتیت			
درشت دانه	دست کم ۵۰ درصد سنگ به اندازه‌ای درشت‌دانه است که کانی‌ها تک‌تک قابل تشخیص هستند			
۲ میلی‌متر	گرانیت	رنگ سنگ ممکن است نیم تیره یا تیره باشد. ساختمان تقریباً یکنواخت حاوی کمتر از ۲۰ درصد کوارتز و فلداسپار و هورن بلند به وفور دیوریت	رنگ تیره، گاه متمایل به سبز با پلاجیوکلاز زیاد (حدود ۶۰ درصد) و اوژیت با کمی اولیوین، غالباً متراکم گابرو	درشت دانه و تیره رنگ (سبز مات تا سیاه) با ساختمان دانه‌ای، حاوی اولیوین و اوژیت (به وفور) ولی بدون فلداسپار پریدونیت
دانه‌بندی متوسط ۰/۰۶ میلی‌متر	میکروگرانیت	سنگ ظاهراً مانند دیوریت ولی غالباً بلورها خیلی ریزتر هستند. میکرودیوریت	ظاهراً مشابه گابرو ولی غالباً سبز رنگ با ساختمان دانه‌ای. کانی‌های منفرد را به سختی می‌توان تشخیص داد. سنگ متراکم است. دولریت	سنگ سبز مایل به خاکستری تا سیاه رنگ، هنگام شکستن تیز گوشه و نازک و غالباً صابونی یا چرب به نظر می‌رسد. با رگه‌ها و الیاف متقاطع یا تجمع یافته. سرپانتینیت
ریزدانه	دست کم ۵۰ درصد سنگ با دانه‌بندی ریز، کریستال‌ها توسط ذره‌بین قابل مشاهده‌اند ولی تفکیک کانی‌ها به تنهایی مشکل است.			
شیشه‌ای	کم‌رنگ (غالباً قهوه‌ای متمایل به قرمز کم‌رنگ و یا خاکستری مایل به صورتی) ممکن است به صورت گروهی باشد. ریولیت کم‌رنگ، با وزن مخصوص خیلی کم و تخلخل و حباب زیاد. پومایس	متمایل به تیره یا تیره رنگ (به صورت سایه‌های خاکستری، بنفش، قهوه‌ای یا سبز) و غالباً پورفیریتیک. آندزیت	سنگ تازه، سیاه رنگ و پس از هوازدگی به رنگ قرمز یا سبز در می‌آید. سنگ دارای حفره است. بازالت	سنگ شیشه‌ای است و فنوکریست آن کم یا بدون فنوکریست است. سنگ غالباً سیاه دارای جلای شیشه‌ای بوده و دارای ترک‌های تیز است. اوبسیدین
				سنگ شیشه‌ای است و بدون فنوکریست با مقدار کم آن است. ممکن است دارای رنگ سیاه، قهوه‌ای، خاکستری باشد. جلای کم داشته یا مات است. سنگ قیر (شبق)

جدول پ - ۱-۳- سنگ‌های رسوبی

گروه	رسوبات آواری، مطبق		رسوبات آذر آواری	رسوبات آلی و شیمیایی	
				لايه‌بندی شده	با لایه‌های ماسیو
ترکیب و ساختمان	کوارتز، قطعات سنگ، فلداسپار و کانی‌های دیگر.		دست کم ۵۰ درصد سنگ از کانی‌های کربنات هستند. (غالباً در HCl حل می‌شوند)	دست کم ۵۰ درصد قطعات و قطعات ریزدانه آذرین هستند. کانی‌ها غالباً تیز گوشه و یا قطعات سنگ آذرین در خمیر ریزدانه هستند.	سنگ‌های کربناتی بلوری - ساختمان رسوب‌گذاری قابل تشخیص نیست. فابریک غیر کلاستیک
اندازه قطعات درشت دانه ۲ میلی‌متر	سنگ کم و بیش متشکل از دانه‌های گرد گوشه در زمینه ریزدانه می‌باشد. کنگلومرا سنگ متشکل از قطعات تیز گوشه یا زاویه‌دار در زمینه ریزدانه‌تر. برش		کالسی رودیت	سنگ متشکل از (۱) قطعات گرد گوشه در زمینه ریزدانه. (۲) قطعات زاویه‌دار در مصالح ریزدانه. برش‌های آذرین	سنگ بلوری، با مزه نمک، با ناخن خط می‌خورد. هالیت (سنگ نمک) سنگ بلوری، با ناخن خط می‌خورد. هنگام سوختن ظرف چند دقیقه به گچ سفید تبدیل می‌شود.
متوسط دانه ۰/۰۶ میلی‌متر	قطعات متشکل از: (۱) عمدتاً قطعات کانی‌ها و سنگ. ماسه سنگ (۲) دارای ۹۵ درصد کوارتز، فضای بین قطعات یا خالی و یا مواد شیمیایی پر شده. ماسه سنگ کوارتزی (۳) دارای ۰/۷۶ کوارتز و قطعات سنگ و ۰/۲۵ درصد فلداسپار (غالباً زاویه‌دار) فضای خالی یا پر شده با سیمان شیمیایی. آرکوز (۴) دارای ۷۵ درصد کوارتز و قطعات سنگ همراه با بیش از ۱۵ درصد ریزدانه از مواد تخریبی. ماسه سنگ‌های آرژیلی		کالسی - آرنایت	سنگ بلوری، متشکل از کلسیم کربنات (بیش از ۹۰ درصد) در مقابل HCl واکنش ملایم دارد. سنگ عمدتاً متشکل از کانی‌هایی به اندازه ماسه گوشه‌دار و قطعات سنگ در زمینه ریزدانه. توف	سنگ آهک سنگ بلوری، ممکن است متمایل به سبز رنگ بوده و یا دارای حفرات باشد. در برابر HCl سرد رقیق واکنش دارد. سنگ آهک دولومیتی

ادامه جدول پ -۱-۳

گروه	رسوبات آواری، مطبق		رسوبات آذر آواری	رسوبات آلی و شیمیایی	
				لایه بندی شده	با لایه های ماسیو
ترکیب و ساختمان	کوارتز، قطعات سنگ، فلداسپار و کانی های دیگر	دست کم ۵۰ درصد سنگ از کانی های کربنات هستند (غالباً در HCl حل می شوند)	سنگ های بلوری کربناته - ساختمان رسوبی غیر قابل تشخیص زمینه غیر آواری	غالباً ساختمان رسوبی غیر قابل تشخیص دارد.	
ریزدانه ۰/۰۰۲ میلی متر	سنگ کم و بیش متشکل از دانه های گرد گوشه در زمینه ریزدانه می باشد. سنگ همگن ریزدانه در تماس زیر تا صاف	کالسی سیلتیت	سنگ بلوری، متشکل از منیزیم کربنات (بیش از ۹۰ درصد) اگر قطعه کوچک سنگ در HCl رقیق غرق شود، واکنش نشان نمی هد ولی حباب های کوچک CO۲ در رویه بروز می کند.	سنگ با رنگ سیاه یا انواع خاکستری هنگام شکستن تیز گوشه و مخروطی با لبه های تیز، سنگ با چاقو خراش بر نمی دارد.	
خیلی ریز دانه	گل سنگ ظاهراً و از نظر زبری مانند گل سنگ ولی در مقابل اسید رقیق واکنش دارد. گل سنگ آهکی سنگ متشکل از دست کم ۵۰ درصد از ذرات خیلی ریزدانه، در لمس صاف است. سنگ رس سنگ دارای لایه های نازک و یا قابل تورق است. ممکن است ریز تا خیلی ریز دانه باشد. شیل	گچ (بیو کلاستیک) کالسی - لوتیت	توف ریزدانه توف خیلی ریزدانه	فلینت ظاهر و سختی سنگ مانند فلینت است ولی کم و بیش سطح شکست صاف تری دارد.	چرت
			دولومیت		

جدول پ - ۱-۴- سنگ‌های دگرگون

دانه‌بندی متن	متورق	ماسیو
درشت‌دانه	ظاهراً سنگ ترکیب درهمی از شیست‌ها، گنایس‌ها و سنگ‌های آذرین دانه‌ای دگرگون شده است. تورق غیرمنظم و به خوبی در محل قابل مشاهده است.	سنگ به ندرت دارای قطعات کانی منظم است ریز تا درشت‌دانه، اگر تورقی وجود داشته باشد حاصل دگرگونی حرارتی همراه با نفوذ و تداخل آذرین‌ها و غالباً سخت‌تر از سنگ مادر است.
۲ میلی‌متر	میگماتیت سنگ دارای کوارتز فراوان یا فلداسپار بوده، غالباً تناوب لایه‌های کوارتز کم‌رنگ و یا فلداسپار با بیوتیت و هورن بلند تیره رنگ است. تورق در محل به خوبی قابل مشاهده است.	هورنفلس سنگ دارای بیش از ۵۰ درصد کالسیت (که در برابر اسید رقیق واکنش شدید دارد) غالباً کم رنگ و بافت و ساختمان دانه‌ای دارد.
دانه‌بندی متوسط	گنایس سنگ عمدتاً دارای کریستال‌های پهن میکا با لایه‌های قابل تشخیص موازی یا غیرموازی است. از نظر تورق مستعد بوده و گره‌دار است.	مرمر در صورتی که عامل اصلی، دولومیت، به جای کالسیت باشد (دولومیت با اسید رقیق واکنش فوری ندارد).
۰/۰۶ میلی‌متر ریزدانه	شیست سنگ حاوی کانی‌های ریزدانه مسطح، منشوری و یا سوزنی شکل منظم است. لایه‌ها کمی گره‌دار هستند که علت آن وجود کریستال‌های منفرد بزرگ و به آن شکل خالدار می‌دهد.	مرمر دولومیتی سنگ متوسط تا درشت‌دانه با بافت دانه‌ای و غالباً به هم بسته، این سنگ با متامورفیزم ناحیه‌ای همراه است.
	فیلیت سنگ دارای ذرات خیلی ریز (در نمونه‌های دستی ذرات قابل تفکیک نیستند) که منظم هستند و استعداد شکسته شدن به صورت مسطح را دارد.	گرانیولیت سنگ عمدتاً متشکل از کوارتزایت (۹۵ درصد) است. ذرات آن به صورت نامنظم در کنار همدیگر قرار گرفته‌اند. به آن بافت دانه‌ای می‌دهد.
	اسلیت	کوارتزیت (متاکوارتزیت)

جدول پ ۱-۵- طبقه‌بندی ناپیوستگی‌ها در سنگ‌ها و انواع آنها

تیپ سنگ یا خاک	نوع ناپیوستگی‌ها	ویژگی ظاهری	دیدگاه‌های ژئوتکنیکی	ملاحظات
رسوبی	صفحات ته‌نشینی - درزها بین صفحات لایه‌بندی تورق‌های لوحی (نازک)	به موازات صفحات رسوبگذاری افقی که با رسوبگذاری پیوسته نیست غالباً در سنگ‌های بدون چین‌خوردگی افقی هستند. ناپیوستگی‌های موازی نزدیک به هم که در گل‌سنگ طی دیاجنس تولید شده و سبب ترک خوردگی می‌شود.	معمولاً تخت با طول ده‌ها و صدها متر. ممکن است موجب تغییر لیتولوژی، مقاومت و آب‌گذری باشد. درزه معمولاً بسته، تنگ با چسبندگی زیاد، ممکن است بر اثر هوازدگی یا باربرداری باز شوند.	این سنگ‌ها دارای آثار رسوبی مانند ریب‌مارک و مادرک هستند که به شناسایی آنها کمک می‌کند.
آذرین	شستگی‌های تصادفی (بی‌نظم) درزهای سردشدگی	در رسوبات جدید متداول است که ممکن است به علت انقباض یا برش‌های کم ناشی از تحکیم باشد. این ترک‌ها در توده سنگ زیاد نبوده ولی مهم هستند. درزه‌های سیستماتیک شش وجهی عمود بر محور سطوح سرد شده، در لاواها و سیلت‌ها متداول است. نفوذها و تداخل‌های بیشتر با Dome های تیپ درزه دار.	در بسیاری از رس‌ها عامل مهمی در تأثیر بر مقاومت و آب‌گذری هستند. درزه‌های ستونی با ترتیب منظم که قابل تشخیص هستند. سایر درزه‌ها با فواصل زیاد با وضعیت و جهات متغیر.	تعداد آنها در تشریح، مرجع است. غالباً قابل پیش‌بینی و کمتر حالت بی‌نظم (تصادفی).
دگرگون	تورق‌های سنگ لوحی (نازک)	با فواصل کم، موازی، در سنگ‌های ریزدانه قوی به صورت ناپیوستگی‌های صفحه‌ای گروهی .	با چسبندگی زیاد در سنگ سالم ولی در هوازدگی و باربرداری به آسانی باز می‌شوند. زبری کم.	کمتر قابل نشان دادن در نقشه است (در مقایسه با تورق لوحی) ولی روند عمومی قابل تشخیص است.
عمومیت در تمامی واحدهای سنگی	درزهای تکتونیکی	درزه‌های ناشی از تنش‌های تکتونیکی، درزها غالباً به صورت گروه یا مجموعه‌ای از سامانه درزه‌ها در منطقه تنش‌ها تعریف می‌شوند.	این درزه‌ها به گروه برشی و کششی تقسیم می‌شوند که طبقه‌بندی، به منشأ احتمالی بستگی دارد. درزه‌های برشی غالباً زبری کمتری نسبت به کششی دارند. در جهت جانبی ممکن است درزه‌ها به علت مقاومت محو شوند.	تنها در صورتی که به صورت سیستماتیک بوده یا منشأ زمین‌شناسی شناخته شود، با اطمینان می‌توان ادامه آنها را تعیین نمود.

ادامه جدول پ ۱-۵

تیپ سنگ یا خاک	نوع ناپیوستگی ها	ویژگی ظاهری	دیدگاه‌های زمین‌شناسی	ملاحظات
	گسل‌ها	درزه‌هایی که در راستای آنها تغییر مکان ایجاد می‌شود، از چند میلی‌متر به صدها کیلومتر می‌رسد. غالباً همراه با منطقه سنگ‌های بریده هستند.	غالباً دارای مقاومت برشی کم خصوصاً در راستای خردشدگی‌ها، ممکن است با جریان شدید آب زیرزمینی و یا مانع جلوی آب باشند. در مناطق گسلی هوازگی‌های عمیق وجود دارد. گسل‌های جدید می‌توانند فعال باشند.	قابل ارائه در نقشه، خصوصاً اگر سنگ‌های طرفین را بتوان معین کرد؛ گسل‌های عمده غالباً به علت تمرکز فرسایش، خطواره‌های عکس‌ها را تشکیل می‌دهند.
	درزه‌های متورق کننده	دارای جدار زبر، درزه‌های با فواصل زیاد موازی سطح زمین که به علت کشش منتج از باربرداری تشکیل شده‌اند.	ممکن است در ده‌ها متر دیده شوند. غالباً موازی شیب، در راستای آنها هوازگی متمرکز است. مگر در سنگ‌های با کیفیت خوب و بالا.	ماهیت آنها با توجه به وجود کم و ارتباطشان با توپوگرافی قابل تشخیص است.
	محدودیت‌های لیتولوژیکی	محدوده بین سنگ‌های مختلف، ممکن است با هر زاویه‌ای و هر ترتیبی بسته به تاریخ زمین‌شناسی ملاحظه شوند.	از نظر مهندسی غالباً تفاوت‌های زیادی (از جمله آب‌گذری، میزان و نحوه درزه و شکستگی‌ها) وجود دارد. عموماً مانع جریان زیرزمینی هستند.	مشروط به درک کلی در نقشه‌های زمین‌شناسی قابل ارائه هستند.
اقتباس از: A.Afrouz, 1992 Practical Hand book of Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure				

۱- اطلاعات مورد نیاز از عملیات اکتشافی برای طراحی‌های پیش از اجرا

در فصل‌های اول و دوم، در مورد نیازهای اکتشافی مربوط به مرحله مطالعات به اختصار صحبت شده است. نظر به تداوم مطالعات از مرحله توجیهی به طراحی، حجم کلی کارهایی که طراحی‌های اجرایی لازم دارند در این پیوست آمده است. تفکیک این عملیات، به مطالعات توجیهی و مطالعات مرحله دوم، به اقتضای پروژه‌ها و ویژگی‌های آنها صورت می‌گیرد و از جمله وظایف گروه طراح، انجام مطالعات توجیهی به اتکای اکتشاف‌های مناسب و در حد مکفی می‌باشد. در واقع ترسیم خطی برای اینکه چه میزان از عملیات اکتشافی در مرحله اول انجام می‌گیرد، 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 می‌توان گفت اطلاعات عمده ژئوتکنیک در مرحله پیش از اجرا جمع‌آوری می‌شود ولی حفاری‌های اضافی و آزمایش‌های مورد نیاز اجرا در مرحله طراحی بعدی صورت می‌گیرد.

اطلاعاتی که از بررسی‌های ژئوتکنیک مورد انتظار است به ترتیب زیر می‌باشند:

۱-۱ اطلاعات محیطی و زمین‌شناسی

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

- ساختمان‌های موجود روی زمین، موانع زیرزمینی و روی زمینی،
- ساختمان‌های روی زمینی در شعاع تأثیر،
- مالکیت اراضی،
- زمین و آب زیرزمینی آلوده شده،
- زمین‌های حاوی گاز یا آب زیرزمینی حاوی مواد شیمیایی مضر،
- تنگناها و دشواری‌های دسترسی به محل کار و راه‌های ارتباطی،
- مکان‌های لازم برای حمل و انباشتن مواد زائد (نخاله‌ها)، و
- محدودیت‌های زیست‌محیطی و اجتماعی.

اطلاعات زمین‌شناسی لازم شامل پروفیل زمین‌شناسی، ویژگی‌های سنگ و توده سنگ، آب زیرزمینی و مواجهه با خطرات زمین‌شناسی خواهد بود. بعد از گرد آمدن اطلاعات اولیه و تهیه نقشه، مسیر تونل را به قطعاتی با تشکیلات یکسان تقسیم می‌نمایند. عوامل تقسیم، شامل ویژگی‌های موجود در محل و همچنین پارامترهای مؤثر در چگونگی انجام کار از جمله خصوصیات سنگ دست‌نخورده، توده سنگ، مسیر تونل و سامانه‌های مناسب حفاری هستند. هر قطعه (منطقه) با میانگین ویژگی‌ها و همچنین محدوده‌ای که باید در نظر گرفته شوند، معرفی می‌گردد.

نقشه‌ها و گزارش اولیه باید خصوصیات اصلی چینه‌شناسی و سازندهای زمین‌شناسی را شامل باشد. طبقه‌بندی سازندها باید به صورت مناسبی انجام شود. در هنگام عملیات اجرایی، سامانه‌های ساده‌تری توسط گروه‌های اجرایی برای احتراز از پیچیدگی و تسریع در اجرا به کار می‌رود.

اطلاعات مشروحه زیر حایز اهمیت ویژه‌ای هستند:

- نوع سنگ، عمق هوازدگی،
- مناطق آبدار، آبخوان‌ها، مناطق گسل خورده و غارها،
- شرایط کارستیک،
- سنگ‌های خیلی سخت ($> 250 \text{ mpa}$ مقاومت محوری) سنگ‌هایی که خورنده هستند و می‌توانند روی کارکرد TMB مؤثر باشند،
- مصالح تحت تنش‌های زیاد با احتمال فزاینده تنش،
- احتمال وجود گازها،
- آب زیرزمینی خورنده،
- مناطقی که مظنون به داشتن فضای خالی هستند، زمین‌هایی که پتانسیل تورم دارند،
- توده‌هایی که احتمالاً تحت اثر آب دچار تورم یا انحلال می‌شوند، و
- نواحی حاوی سنگ ضعیف (سنگ‌های کم مقاومت یا آلتزه و مناطق گسل خورده یا برش خورده).

۲-۱ برنامه‌ریزی حفاری

از نظر ویژگی‌های زمین‌شناسی، هرگز دو تونل شبیه هم نیستند. به همین دلیل نمی‌توان دستورالعمل صریح و یکسانی برای تعداد حفاری‌های اکتشافی و انواع آنها قائل شد. بنابراین تنها به اعتبار قواعد کلی و تجارب حرفه‌ای می‌توان در مورد برنامه عملیات اکتشافی عمل کرد. استراتژی و انتظارات معمول از حفاری‌ها و اکتشافات را به صورت زیر می‌توان خلاصه نمود:

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

زمین‌شناس واجد شرایط که بتواند دقیق‌ترین تفسیر را برای تهیه فرم مدل زمین‌شناسی تعیین کند در تیم حضور داشته و اطلاعات را سازماندهی کرده و آنها را با موقعیت سازه زیرزمینی منطبق کند.

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

۳-۲-۱ روش‌های اجرایی و اطلاعات لازم برای انتخاب روش‌های اجرا و برآورد هزینه‌های مربوطه (اطلاعات لازم برای برآورد هزینه‌های TBM و میزان پیشرفت حفاری‌ها) باید صورت گیرد.

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

- ۵-۲-۱ حفر حداقل یک گمانه اکتشافی در محل هر شفت و هر دروازه تونل ضروری است.
- ۶-۲-۱ عوامل ویژه، طبعاً حفاری‌های اضافی می‌طلبد.
- ۷-۲-۱ پیچیدگی و بزرگی سازه زیرزمینی، محملی برای تعیین تعداد گمانه‌های اکتشافی می‌باشد. تونل‌های طولانی با سطح مقطع کوچک نیازی به عملیات اکتشافی پرهزینه ندارند و اتخاذ یک روش عمومی حفر تونل که با شرایط مختلف سازگار باشد کافی است، در صورتی که در مغارهای بزرگ (مانند نیروگاه‌های زیرزمینی و شیرخانه‌ها) روش‌های اجرا سخت‌تر و فواصل گمانه‌های اکتشافی باید هر چه نزدیک‌تر باشد تا تحلیل‌ها با اطلاعات دقیق‌تری انجام شود. در این موارد، گاه لازم می‌شود که یک تونل^۱ نمونه حفاری شود.
- ۸-۲-۱ اغلب حتی با تعداد زیادی گمانه نمی‌توان تمام اطلاعات لازم را برای طراحی و اجرا به دست آورد. این مسئله خصوصاً در لایه‌های آبرفتی با منشأ دلتایی و یا سنگ‌های به شدت درز و شکافدار وجود دارد. در چنین مواردی، تغییرات نقطه به نقطه را نمی‌توان با حفاری‌های اکتشافی به تعداد متعارف معین نمود. در این گونه شرایط، استراتژی طراحی برای حالت متوسط یا شرایطی که وقوع آنها محتمل‌تر و کم‌هزینه‌تر است، استوار بوده و روش‌ها و تمهیداتی که بتواند در بدترین شرایط کارایی داشته باشد، مورد نظر قرار می‌گیرند.
- ۹-۲-۱ در مناطق کوهستانی، دسترسی به راستای تونل در بالای کوه مشکل و پرهزینه است. بسیاری از تونل‌ها با اطلاعات به دست آمده از حفاری در ورودی و خروجی حفر شده‌اند. در چنین مواردی، حداکثر استفاده از سنجش از دور، زمین‌شناسی عمومی و تعمیم داده‌های زمین‌شناسی به اعماق لازم است. طرح تونل برای شرایط نامطلوب، که شاید در عمل با آن برخورد نشود، صورت می‌گیرد. امروزه در استراتژی گردآوری اطلاعات از نتایج گمانه‌های افقی عمیق از دو سر تونل و یا از حفاری‌های طرفین استفاده می‌شود و به این ترتیب، پارامترهای طراحی در صورت امکان تعدیل می‌شوند.
- ۱۰-۲-۱ حفاری‌های مربوط به تونل‌هایی که از زیر رودخانه‌ها، دریاچه‌ها و اقیانوس عبور کنند بسیار سخت و پرهزینه است. در این مورد با وجود گران بودن حفاری‌ها باید میزان حفاری‌ها به تعدادی کاهش یابد که اطلاعات لازم برای تهیه پروفیل زمین‌شناسی گردآوری شود.
- اگر ابعاد سازه بزرگ و زمین‌شناسی پیچیده باشد، از تونل‌های شاهد استفاده می‌شود.

۳-۱ تعداد گمانه‌های لازم

غالباً این سؤال مطرح است که بررسی‌های ژئوتکنیک برای کارهای زیرزمینی تا چه حد و به چه میزانی باید انجام شوند. ساده‌ترین پاسخ این سؤال، ملاحظه اثرات مالی است. اگر حفر یک گمانه اضافی نتواند هزینه‌های اجرایی را به اندازه هزینه خود کاهش 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 صرفه‌جویی در هزینه‌های اجرایی فقط به صورت تخمینی و نظری برآورد می‌شود.

میزان حفاری‌های اکتشافی و تراکم آنها را به چند صورت می‌توان بیان کرد:

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

۲-۳-۱ تعیین فواصل گمانه‌ها به صورت تیپ، و

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

میزان حفاری‌ها، دست‌کم تابع عوامل زیر است:

پیچیدگی‌های زمین‌شناسی، طول تونل، هدف و عملکرد نهایی تونل، قابلیت دسترسی به محل حفاری گمانه‌ها و هزینه نسبی هر حفاری.

راهنمای عملی برای ارزیابی میزان مفید بودن برنامه حفاری‌ها در جدول پ ۱-۲ آمده است. حالت پایه مفروض یک تونل ۶ متری (۲۰ فوت) زهکشی در بافت زمین‌شناسی اندکی پیچیده در محدوده شهری با عمق متوسط ۳۰ متر (۱۰۰ فوت) است.

جدول پ ۱-۲- راهنمای ارزیابی نیازهای حفاری‌های اکتشافی برای حفر تونل در سنگ

شرح	هزینه حفاری و آزمایش درصد اجرا	فاصله گمانه‌ها	طول گمانه‌ها برای هر ۱۰۰ متر طول تونل
حالت پایه	۰/۸ - ۰/۴	۱۵۰-۳۰۰ متر	۲۵ - ۱۵ متر
حدود استثنایی	۱۰-۰/۳	۱۵-۱۰۰۰ متر	۵-۱۰۰۰ متر
برای شرایط بیان شده، اعداد پایه را به ضرایب زیر ضرب کنید:			
زمین‌شناسی ساده	۰/۵	۲-۲/۵	۰/۵
زمین‌شناسی پیچیده	۲-۳	۰/۳-۰/۵	۲-۳
شهری	۰/۵	۲-۲/۵	۰/۵
بافت متراکم شهری	۲-۴	۰/۳-۰/۴	۲-۵
تونل‌های عمیق	۰/۸-۱	فاصله گمانه‌ها به نسبت عمق تونل افزایش می‌یابند	
دستیابی مشکل به سرگمانه‌ها	۰/۵-۱/۵	۵-۱۰	متغیر
شفت و دروازه‌ها	-	حداقل ۱	-
مسائل خاص	۱/۵-۲	۰/۲-۰/۵ موضعی	متغیر

۲- حفاری‌های اکتشافی

۱-۲ وسایل و روش‌های حفاری

وسایل و روش‌های حفاری‌های اکتشافی و نمونه‌گیری با جزییات مربوطه در EM۱۱۱۰-۱-۱۸۰۴ (و دستورالعمل مربوط به US. Corp of Engineers) آمده است. متداول‌ترین قطر برای حفاری و کارهای زیرزمینی NX است که قطر آن ۷۶ میلی‌متر می‌باشد.

۲-۲ حفاری‌های عمیق و نمونه‌گیری

برای گمانه‌های عمیق، استفاده از دستگاه‌های کابلی^۱ معمول است. در این روش، مغزه‌گیر با کابل به ته چاهک فرستاده می‌شود. پس از پایان مغزه‌گیری، مغزه‌گیر بالا کشیده شده و مغزه را از آن بیرون می‌آورند. بدین ترتیب از اتلاف وقت ناشی از بالا و پایین بردن میلۀ حفاری جلوگیری می‌شود. گاهی مغزه‌گیری از اعماق معین لازم است و بقیه حفاری بدون مغزه‌گیری انجام می‌شود. بنابراین غالباً تمامی طول حفاری، مورد توجه بوده و از آن مغزه گرفته می‌شود. اگر در تمامی طول چاهک گمانه، بررسی‌های ژئوفیزیک انجام شده باشد، به علت امکان همبستگی بین نتایج ژئوفیزیک و لوگ، گمانه‌ها تنها در محدوده سازه زیرزمینی مغزه‌گیری لازم خواهد شد.

۳-۲ آزمایش‌های سنگ دست‌نخورده و توده سنگ

۱-۳-۲ کلیات

آزمایش‌های آزمایشگاهی، ارزیابی کمی ویژگی‌های نمونه‌های سالم سنگ است. آزمایش‌های آزمایشگاهی الزاماً معرف ویژگی‌های توده سنگ در محل‌هایی که تحت تأثیر درزه‌ها، صفحات لایه‌بندی و لایه‌بندی‌هایی می‌باشند، نخواهد بود. از طرف دیگر، مکانیزم رفتارهای آزمایش شده در لابراتوار با مکانیزم رفتاری مورد تجربه در محل فرق دارد. به این ترتیب، آزمایش‌های آزمایشگاهی شاخص و معرف آزمایش‌هایی است که باید در محل انجام شوند.

۲-۳-۲ آزمایش در گمانه‌ها و ترانشه‌های آزمایشی

تعدادی از مشخصات لازم برای حفر تونل‌ها تنها در محل و با آزمایش در داخل گمانه یا در ترانشه‌های آزمایشی به دست می‌آیند. روش‌های استاندارد برای آزمایش‌های برجا (در محل)، توسط ASTM تألیف و توسط ISRM^۲ و RTM^۳ توصیه شده‌اند.

1 - Wire Line

2 - International Society of Rock Mechanics

3 - Rock Testing Manual

۲-۳-۳ آزمایش‌های برجا

متداول‌ترین آزمایش‌های برجا در جدول پ ۲-۲ آمده‌اند. آزمایش‌های آبگذری را با استفاده از پکرها^۱ برای جداسازی قطعات در گمانه انجام می‌دهند. غالباً از دو پکر برای آزمایش در طول‌های ۳ تا ۶ متر (۱۰ تا ۲۰ فوت) استفاده می‌شود. در ته گمانه از تک پکر استفاده می‌شود. در هر موردی که مسئله آب زیرزمینی مطرح باشد، آزمایش نفوذپذیری باید انجام شود.

جدول پ ۲-۲- روش‌های متداول آزمایش

پارامتر	روش آزمایش
شرایط تنشی موجود (برجا)	روش دفتر معادن ایالات متحده ^۲ برای تغییر شکل گمانه ترک‌های هیدرولیکی ^۳ و مغزه‌گیری ^۴
مدول تغییر شکل	آزمایش بارگذاری صفحه صلب، آزمایش جک تخت ^۵ ، جک‌های گمانه‌های قطری ^۶ و پرسیومتری در سنگ‌های نرم ^۷
مقاومت برشی	آزمایش پیچشی برشی، آزمایش برش مستقیم و پرسیومتر (سنگ نرم)
آبگذری	آزمایش تزریق آب با فشار ثابت، روش فشار ضربه‌ای ^۸ و آزمایش پمپ

در موارد زیادی، ژئوفیزیک رو به پایین در چاهک^۹ در زمین‌های سنگی لازم می‌شود. در ۱۸۰۲-۱۱۱۰-EM روش متداول برای ژئوفیزیک رو به پایین در گمانه‌ها ارائه شده است. ترکیب‌های متداول برای ژئوفیزیک را می‌توان به ترتیب زیر بیان کرد:

- اندازه‌گیری قطر گمانه و تعیین نقاط شستگی، به روش Clapier log،
- مقاومت الکتریکی برای اندازه‌گیری تغییرات مقاومت الکتریکی توده سنگ،
- پتانسیل نقطه‌ای برای اندازه‌گیری تغییرات احتمالی بین یک نقطه در زیر زمین و یک نقطه مبدأ، و
- روش گاما برای اندازه‌گیری تشعشع گاما از مواد رادیواکتیو در زمین.

1 - Packers
 2 - U.S. Bureau of Mines
 3 - Hydraulic Fracturing
 4 - Overcoring
 5 - Flat Jock Test
 6 - Diametrically Loaded Borehole Jack
 7 - Pressuremeter
 8 - Pressure Pulse Technique
 9 - Downhole

سایر روش‌های گمانه‌ای برای تجسم شکل از جدار گمانه (با کنترل ژيرواسکوپي) و اطلاعات لازم در زمینه دانسيته، تخلخل و سرعت عبور امواج صوتی در سنگ انجام می‌شود. روش‌های سايسمیک در گمانه‌ها شامل آزمایش‌های گمانه به گمانه^۱ و یا روش‌های انتخاب منبع در سطح زمین و ژئوفون در چاهک و یا برعکس می‌باشد.

۲-۳-۴ آزمایش‌های آزمایشگاهی

برخی آزمایش‌های معین شده توسط ISRM و RTM با متدولوژی‌های مربوطه در ASTM به عنوان آزمایش‌های اندکس (شاخص) توصیه شده‌اند که برای انطباق با سایر شرایط و مقایسه به کار می‌روند. حال آنکه برخی دیگر فقط ویژگی‌های مهم رفتاری را معین می‌کنند. متداول‌ترین آزمایش‌هایی که در آزمایشگاه انجام می‌شوند در جدول پ-۲-۳ آمده است.

جدول پ-۲-۳- آزمایش‌های آزمایشگاهی

ویژگی‌های سنگ	پارامتر / ویژگی‌های حاصل
ویژگی‌های شاخص	چگالی (دانسیته)، تخلخل، میزان آب، دوام، شاخص تورم، شاخص بارگذاری نقطه‌ای و سختی فرسایش
مقاومت	آزمایش فشار تک محوری، آزمایش فشار سه محوری و آزمایش کشش (برزيلي)
تغییر شکل	آزمایش برش در سطوح شکست، مدول یانگ و ضریب پواسون
وابستگی به زمان آبدگري، کانی‌شناسی و اندازه قطعات	ویژگی‌های خزش، ضریب آبدگري، آنالیز مقاطع نازک، آنالیز تغییرات دما و آزمایش اشعه X

۲-۳-۵ موارد استفاده از نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی و برجا

در زیر عنوان موارد استفاده از نتایج آزمایش‌ها به صورت فهرست‌وار قید شده است:

۲-۳-۵-۱ تغییرات سنگ

الف - آزمایش‌های شاخص، و

ب - آزمایش‌های بارگذاری نقطه‌ای.

۲-۳-۵-۲ همگنی توده سنگ

الف - آزمایش فشاری تک محوری، و

ب - تنش برجا.

۲-۳-۵-۳ پایداری سنگ‌های ترک خورده

الف - شاخص توده سنگ،

ب - مقاومت فشاری تک محوری،

پ - مقاومت برشی در سطوح ترک، و

ت - تنش‌ها در توده برجا.

۲-۳-۵-۴ فشار و دبی آب زیرزمینی

الف - آبگذری در محل،

ب - اندازه‌گیری فشار آب در محل،

پ - تخلخل، و

ت - نتایج آزمایش پمپاژ.

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

الف - آزمایش پایداری^۱،

ب - شاخص تورم،

پ - مقدار آب در توده، و

ث - کانی‌ها.

۲-۳-۵-۶ مدل‌سازی کامپیوتری

الف - تنش‌ها در توده برجا،

ب - مدول یانگ،

پ - نسبت پواسون، و

ت - داده‌های آزمایش تک محوری و سه محوری^۲.

1 - Slake

۲- این پارامترها بسته به مدل مورد استفاده و پارامترهای قابل اتکاء، می‌توانند تغییر کنند.

الف - مقاومت فشاری تک محوری،

ب - مقاومت کششی،

پ - سختی و مقاومت در برابر سایش، و

ت - کانی.

آزمایش‌های شاخص روی توده، آزمایش‌های شاخص آزمایشگاهی و همچنین آزمایش‌های لازم برای طراحی‌ها در محل و لابراتوار و اندازه‌گیری و ابزارهای لازم در نشریات ISRM بیان شده که مراجعه به آن لازم است.

۲-۴ روش‌های طبقه‌بندی توده سنگ^۱

غالباً طبقه‌بندی توده سنگ برای منظوره‌های مهندسی، از تجربیات اجرایی و عملی به‌دست آمده است.

طبقه‌بندی سنگ، توده سنگ و ساختمان سنگ که در زمین‌شناسی و ژئوتکنیک مهندسی به کار می‌رود، نه تنها تابع تغییرات کیفی سنگ، بلکه انتخاب ویژگی‌ها از روی طبقه‌بندی انتخاب شده نیز می‌باشد. طبقه‌بندی‌های معروف که امروزه در طراحی سازه‌های زیرزمینی به کار می‌روند، در این پیوست معرفی و استفاده از آنها در محاسبات حفاظها در پیوست شماره ۴ آمده است.

۲-۴-۱ روش بار سنگ

استفاده از یک طبقه‌بندی، برای محاسبه حفاظت‌های تونل‌ها، اولین بار توسط ترزاقی (۱۹۴۶) پیشنهاد شد. توصیه وی برای محاسبه عناصر جدار و عناصر طولی برای انواع سنگ بود. این روش، مبتنی بر شرایط مشاهداتی سنگ بوده و حتی امروزه هم در صورت استفاده از شبکه حفاظهای جدار و عناصر موقت فولادی از آن استفاده می‌گردد.

۲-۴-۲ شاخص کیفی سنگ (RQD)^۲

این شاخص (که توسط دیر^۳ و همکاران ۱۹۶۷ و ۱۹۶۸) به کار رفته، یک شاخص کمی برای تعیین میزان شکستگی و ترک در توده سنگ بر اساس بازیافت مغزه می‌باشد. RQD شاخص عملی است و با شمارش تمامی قطعات مغزه با طول‌های بیش از ۱۰۰ میلی‌متر (۴ اینچ) به عنوان مغزه و بازیافت آن به صورت درصدی از طول کل حفاری شده محاسبه می‌شود. رابطه RQD به صورت زیر است:

$$\text{طول کل مغزه‌گیری در یک Run} / ۱۰۰ * (\text{طول مغزه‌هایی که طول هر یک بیش از ۱۰۰ میلی‌متر است}) = \text{RQD (\%)}$$

شاخص به صورت تیپ مربوط به مغزه‌های به قطر استاندارد (حداقل ۵۰ میلی‌متر بر طول گمانه‌ای که حداقل ۱/۵ متر معادل ۵ فوت است) می‌باشد. اگر چه میزان شکستگی و ترک‌ها در توده سنگ، عامل قابل توجهی در تعیین عناصر

1 - Rock Characterization Testing and monitoring ISRM Suggested Methods – 1981, Edited by E.T.Brown

2 - Rock Quality Designation

3 - Deer

حفاظت تونل است، اما سایر پارامترهای زمین‌شناسی نیز در اجرای حفاری مؤثر می‌باشند. این شرایط، شامل وضعیت آب زیرزمینی، تنش‌ها در توده برجا، شرایط شکستگی و ترک‌های توده و جهات آنها و ابعاد گشودگی می‌باشد. در جدول پ ۴-۲ سامانه‌های طبقه‌بندی عمومی، و در جدول پ ۵-۲ کیفیت سنگ بر اساس طبقه‌بندی RQD ارائه شده است.

جدول پ ۴-۲ - سامانه‌های طبقه‌بندی عمده که امروزه به کار می‌روند (بارتون^۱ - ۱۹۸۸)

اسم طبقه‌بندی	بنیانگذار و تاریخ	کشور مبدأ	کاربرد
بار سنگ	ترزاقی (۱۹۶۴)	آمریکا	تونل با حفاظ فولادی
زمان ایستایی	لافر ^۲ (۱۹۵۸)	اتریش	حفر تونل
RQD	دیر و همکاران (۱۹۶۷)، دیر (۱۹۶۸)	آمریکا	ارائه چاهک‌های گمانه، حفر تونل
RQD روش	ویکام و همکاران ^۳ (۱۹۷۲)	آمریکا	تونل با حفاظ فولادی
ژئومکانیک (RMR)	بینیاوسکی ^۴ (۱۹۷۹)	افریقای جنوبی	تونل‌ها، معادن
سامانه Q	بارتون و همکاران (۱۹۷۴)	نروژ	تونل‌ها، مغارهای بزرگ

جدول پ ۵-۲ - تشریح کیفیت سنگ بر اساس شاخص RQD (بر اساس دیر سال ۱۹۸۸)

درصد RQD	تشریح کیفیت سنگ
۰-۲۵	خیلی ضعیف
۲۵-۵۰	ضعیف
۵۰-۷۵	نسبتاً خوب
۷۵-۹۰	خوب
۹۰-۱۰۰	عالی

1 - Barton

2 - Lauffr

3 - Wickham

4 - Bienawski

۲-۴-۳ طبقه‌بندی ساختمانی سنگ^۱ (RSR)

این روش مبتنی بر ارزیابی‌های حاصل از شرایط ۵۳ پروژه تونل بوده و یک روش کمی است که به استناد آن، ضمن تشریح کیفی توده سنگ، می‌توان حفاظت‌های لازم و حفاظت‌های جدار را انتخاب کرد. عوامل مربوط به شرایط زمین‌شناسی و حفاری با سه پارامتر اصلی A، B و C بیان می‌شوند (ویکهام، تیدمان^۲، اسکینر^۳ ۱۹۷۲ و اسکینر ۱۹۸۸).

پارامتر (A) شاخص عمده برای ساختمان سنگی است که تونل در آن حفر شده و بر اساس منشأ و اصل سنگ محاسبه می‌شود. پارامتر (B) تشریح کننده اثرات تیپ ناپیوستگی‌ها در راستای تونل و براساس فواصل درزه‌ها، امتداد آنها و محور تونل می‌باشد. پارامتر (C) شامل اثر جریان آب زیرزمینی (برمبنای کیفیت کلی توده سنگ)، شرایط درزه و جریان آب زیرزمینی می‌باشد. کمیت RSR برای هر مقطع تونل، با جمع کردن مقادیر عددی هر سه پارامتر به دست می‌آید:

$$RSR = A + B + C$$

از روی RSR شاخص RR^۴ (نیاز به حفاظت موقت تونل) به دست می‌آید. در بخش پنجم این مجموعه طبقه‌بندی RSR و سایر روش‌های طبقه‌بندی تشریح شده‌اند.

۲-۴-۴ سامانه طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ

این سامانه، یک روش کمی برای تشریح کیفیت توده سنگ و انتخاب حفاظت‌های مناسب و برآورد زمان پایداری حفاری بدون حفاظ می‌باشد. در این محاسبه، از شش مشخصه سنگ شامل مقاومت سنگ بکر RQD، فاصله درزه‌ها، شرایط و کیفیت درزه‌ها و ناپیوستگی‌ها، شرایط آب زیرزمینی و امتداد درزه‌ها یا ناپیوستگی‌ها نسبت به حفاری می‌باشند.

۲-۵ اکتشافات بزرگ مقیاس

علاوه بر اکتشافات ژئوفیزیک و بررسی‌های ژئوتکنیک، نتایج برخی بررسی‌های بزرگ مقیاس برای پروژه‌های سازه‌های زیرزمینی مفید می‌باشند. فهرستگان و مختصری از این روش‌ها عبارتند از:

۱-۵-۲ حفر ترانشه‌ها و چال‌های آزمایشی برای ویژگی‌های پی سازه‌ها (از جمله سدها)، ورودی تونل‌ها.

۲-۵-۲ انفجارهای آزمایشی برای بهره‌برداری از معادن.

۳-۵-۲ آزمایش‌های پمپاژ یا آبکشی برای پی‌های عمیق آبدار و همچنین تونل‌هایی که از زمین‌های نرم عبور می‌کنند.

۴-۵-۲ آزمایش‌های تزریق که کاربرد آنها بیشتر برای تزریق در پی سدها و ندرتاً در پروژه تونل‌ها می‌باشد.

۵-۵-۲ گمانه‌های با قطر زیاد برای مشاهده جداره چاه.

1 - Rock Structure Rating

2 - Tiede Mann

3 - Skinner

4 - Rib Ratio

۶-۵-۲ تونل‌های اکتشافی: کاربرد آنها بیشتر در پی سدها و پروژه نیروگاه‌ها بوده و در داخل آنها آزمایش‌های مختلف از قبیل بارگذاری صفحه‌ای، جک تخت و جک شعاعی و سایر آزمایش‌ها به عمل می‌آید. همچنین از این تونل‌ها برای مشاهده کیفیت سنگ و طراحی حفاظ‌ها استفاده می‌شود.

۷-۵-۲ تونل‌های نمونه با ابعاد کوچک در بسیاری از پروژه‌ها مورد استفاده بوده‌اند.

۶-۲ کیفیت توده سنگ^۱ (Q)

در این سامانه، شش پارامتر برای تشریح کیفیت سنگ (Q) به صورت زیر ترکیب می‌شود:

$$Q = RQD / J_n \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

که در این ترکیب:

RQD = شاخص کیفی سنگ،

J_n = تعداد گروه درزه‌ها،

J_r = عدد زبری درزه (مربوط به نامناسب‌ترین گروه ناپیوستگی‌ها)،

J_a = عدد آلتراسیون درزه (مربوط به نامناسب‌ترین گروه ناپیوستگی‌ها)،

J_w = ضریب کاهش آب درزه‌ها، و

SRF = نسبت کاهش تنش.

سه نسبتی که مربوط به کیفیت توده سنگ (Q) هستند، اندازه‌گیری‌های خام شرایط فیزیکی برای تعریف توده سنگ می‌باشند. $\frac{RQD}{J_n}$ یک شاخص هندسی است که ممکن است به عنوان اندازه قطعه سنگ تعبیر شود. $\frac{J_r}{J_a}$ شاخص مقاومت برشی است که مربوط به مقاومت داخل بلوک است. $\frac{J_w}{SRF}$ شاخص تنش بیرونی و عددی مربوط به تنش‌های مؤثر یا فعال می‌باشد. در پیوست شماره ۴، طبقه‌بندی و رده‌بندی سنگ‌ها براساس روش‌های مختلف تشریح شده است.

۷-۲ ارائه اطلاعات ژئوتکنیک

تمامی اطلاعات ژئوتکنیک باید در اختیار پیمانکارانی که در مناقصه شرکت می‌کنند قرار داده شود. از جمله استانداردهایی که در این زمینه تدوین شده ۱۸۰۴-۱-۱۱۱۰ EM می‌باشد.

با توجه به حجم زیاد اطلاعات مربوط به حفاری‌ها و آزمایش‌ها، غالباً گنجاندن تمامی آنها در اسناد مناقصه عملی و مناسب نیست. در هر پروژه، بسته به ویژگی و اهمیت آن، اطلاعات لازم انتخاب و ارائه می‌شوند و بقیه اطلاعات برای ملاحظه و

اطلاع پیمانکاران در دسترس آنان قرار داده می‌شود. لوگ چاهک‌ها، ترانشه‌های آزمایشی و گالری اکتشافی، ضمیمه اسناد مناقصه می‌شوند.

گزارش مختصر طراحی‌های ژئوتکنیک (GDSR) را می‌توان در اسناد مناقصه آورد. در این گزارش، بهترین برآورد گروه طراحی در مورد شرایط زمین و چگونگی تأثیر داده‌های ژئوتکنیک روی طراحی‌ها منظور می‌شود. البته چنین گزارشی برای پیمانکار به عنوان پایه‌ای برای طرح ادعا در مورد تغییرات زمین خواهد بود. بنابراین در تدوین این گزارش، باید دقت‌های لازم به کار رود. در این زمینه، به ASCE (۱۹۹۱) می‌توان مراجعه نمود.

۸-۲ اکتشافات زمین‌شناسی دوره ساخت

گاهی در دوره ساخت بر اثر یک یا چند دلیل که در زیر به آنها اشاره می‌شود، اکتشافات اضافی برای دسترسی به اطلاعات بیشتر لازم می‌شود:

- حفاری‌های اکتشافی در جبهه حفاری پیش‌رونده در حال اجرا، برای بررسی وجود احتمالی آب یا احتمال وجود زمین سست یا غارهای آهکی یا دره‌های مدفون یا لایه‌بندی در پروفیل‌های هوازده.
 - طبقه‌بندی توده سنگ برای تعیین و انتخاب روش‌های حفاظت.
 - تعیین شرایط نهایی و یا اعمال دقت بیشتر در ویژگی‌های مفروض برای استفاده در محاسبات نهایی پوشش تونل شامل حذف پوشش.
 - تهیه نقشه به عنوان داده‌هایی که در آینده برای اهداف بهره‌برداری، بازدید و تعمیرات مورد استفاده قرار می‌گیرند.
- حفاری‌های گفته شده غالباً توسط دستگاه ضربه‌ای و به طولی بیشتر از پیشرفت روزانه انجام می‌شود. میزان (پیشرفت) حفاری ثبت خواهد شد. در فواصل زمانی، این حفاری‌ها برای بررسی وضع آب زیرزمینی موقوف می‌شود. اگر احتمال برخورد آب زیرزمینی با فشار بالا موجود باشد، در حفاری از پکرها استفاده می‌شود. در مواردی حفاری با استفاده از شیلدهایی برای مقابله با جهش آب انجام می‌گردد.
- حفاری‌های اکتشافی همزمان با حفر چال‌ها انجام می‌شود. در صورت استفاده از TBM هنگام حفاری گمانه، دستگاه کار نمی‌کند.
- اگر حفاظت‌های اولیه بر اساس ویژگی‌های واقعی زمین انتخاب شده باشند، پس از هر دوره انفجار (و در حفاری با تی.بی.ام به صورت مداوم) بررسی زمین‌شناسی به عمل می‌آید. تهیه نقشه کامل براساس متد Q زمان‌بر، دشوار و غالباً غیرلازم است. در صورت نیاز به تهیه نقشه دقیق، تا زمانی که سنگ تازه است این کار باید انجام شود. روش‌های انجام کار که توسط زمین‌شناس بیش از حفاظت‌های پوششی انجام می‌شود در ۱۸۰۴-۱۱۱۰ EM آمده است.

مقدمه

در این پیوست، روش‌های مختلف اجرای حفاری تونل‌ها و مغارها و برخی عوامل، و ویژگی‌های مهم در هر روش و نیز تعاریف لازم آمده است. به روش‌های حفاری با استفاده از مواد ناریه که از دیرباز شناخته شده و متداول است اشاره گردیده، ضمن اینکه روش‌های جدید نیز در حدی که خواننده آگاهی اولیه به آنها پیدا کند تعریف شده‌اند.

۱- حفر تونل با استفاده از مواد ناریه

برخی از جزییات مربوط به حفر تونل‌ها با استفاده از مواد ناریه، در زیر تشریح شده‌اند:

۱-۱ برش گوه‌ای یا بادبزنی

برش گوه‌ای^۱ یا بادبزنی^۲ با حفر چال‌هایی که نسبت به هم زاویه دارند، در میانه پایین جبهه کار انجام می‌شود. انفجار چال‌ها ابتدا سبب خالی شدن قسمت گوه گردیده و متعاقب آن، رویه آزاد^۳ به وجود می‌آید.

۲-۱ حفاری‌های آتشیاری

در حفاری‌های آتشیاری^۴، چال‌ها موازی همدیگر و غالباً چهار چال نزدیک هم ایجاد می‌گردد که دو چال خرج‌گذاری می‌شود. به جای این آرایش، ممکن است یک یا دو چال با قطر زیاد (معمولاً ۱۲۵ میلی‌متر) بدون خرج‌گذاری نیز حفر شود. سایر چال‌ها به صورتی جانمایی می‌شوند که هنگام آتشیاری به فضای خالی ریزش کند. چال‌هایی که بلافاصله در بیرون حفاری هستند، برای محدود کردن مقطع می‌باشند که به آنها چال‌های رهایی^۵ یا گسترش^۶ گفته می‌شود. آخرین چال‌ها، چال‌های کنتور یا تراش^۷ در محیط هستند (چال‌های محیطی).

۳-۱ محیط کار

چال‌های محیطی با زاویه انحراف کوچکی به سمت بیرون حفر می‌شوند. میزان تئوریک انحراف از دیواره حدود ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. ابعاد دستگاه‌های حفر چال، عقب‌نشینی از دیوار را لازم می‌سازد. حفاری‌های متوالی سبب می‌شود که راستای دیوار تونل به صورت زیگزاگ (مضرس) ایجاد شود. به این ترتیب، غالباً حفاری بیش از ابعاد تئوریک اجتناب‌ناپذیر است.

1 - "V" cut
2 - Fan cut
3 - Free Face
4 - Burn cut
5 - Relief
6 - Enlarge
7 - Trim

برای کنترل توالی و زمان انفجار، غالباً تأخیر در انفجار، با استفاده از چاشنی‌های برقی لازم می‌شود. چاشنی‌ها انواع مختلف دارند. تأخیرهای میلی ثانیه^۱ سریع و دامنه تأخیر آنها بین ۲۵ تا ۵۰ میلی ثانیه است. تأخیرات بعدی کندتر هستند (چاشنی‌های تا ۲۴ میلی ثانیه تأخیر معمولاً مورد استفاده‌اند). تأخیرها باید طوری انتخاب شوند که توده‌های سنگ قبل از انفجار بعدی به بیرون پرت شده باشد. چاشنی‌های حدود میلی‌ثانیه، در یک بخش آتشباری کار گذاشته شده و تأخیر نیم ثانیه برای بقیه به کار می‌رود.

۴-۱ مواد ناریه

در انفجار، معمولاً مواد کمکی در کنار دینامیت‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. انواع این مواد، از نظر میزان خرج‌گذاری در متر طول چال، قطر چال، سرعت انفجار، انواع گازهای ناشی از انفجار، مقاومت در برابر آب و سایر ویژگی‌ها متفاوت می‌باشند. در سنگ‌های خشک، معمولاً از "آنفو" (مخلوط نیترات آمونیوم و روغن موتور) استفاده می‌شود. در چال‌های تراش یا نازک‌کاری، از مواد کمکی مخصوص که میزان مصرف کمی دارند استفاده می‌گردد. قطر متوسط چال‌های آتشباری ۴۵ تا ۵۱ میلی‌متر است. چوبه‌های مواد کمکی به قطر ۴۰ میلی‌متر در چال‌های معمولی و به قطر ۲۵ میلی‌متر در چال‌های تراش کار گذاشته شده و غالباً لایه فوقانی بسته می‌شود.^۲

۵-۱ فاکتور پودر - فاکتور چال

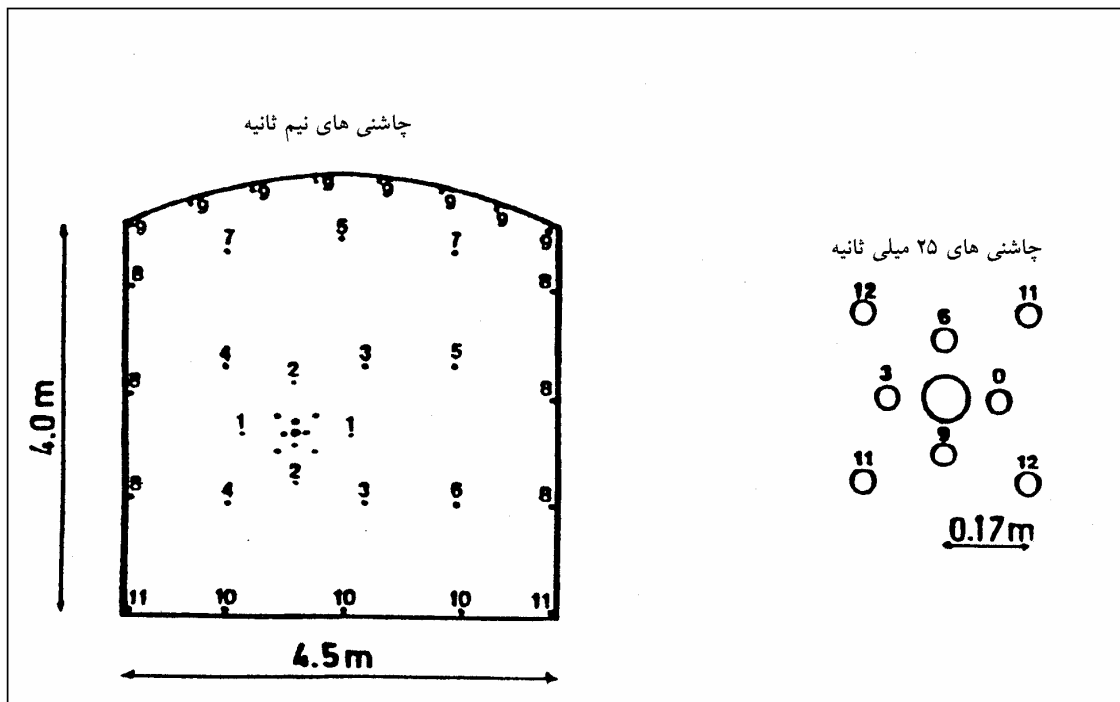
غالباً دو پارامتر از طراحی انفجار (آتشباری) به دست می‌آید که عبارتند از: فاکتور پودر یا خرج ویژه (مقدار مواد منفجره بر حسب کیلوگرم برای ترکاندن هر مترمکعب سنگ) و فاکتور چال (طول کل چاله‌ها در حجم سنگی که ترکانده می‌شود بر حسب متر بر مترمکعب).

این دو عدد، شاخص‌های عمومی انفجار هستند که با استفاده از آنها می‌توان آرایش چال‌ها را در روش‌های مختلف مقایسه نمود. سنگ‌های با تخلخل زیاد، گاه فاکتور پودر بالایی دارند. برای اغلب تونل‌ها، فاکتور پودر بین ۰/۶ تا ۵ کیلوگرم بر مترمکعب سنگ است. برای تونل‌های با سطح مقطع بیشتر از ۳۰ مترمربع، فاکتور پودر حدود ۱ کیلوگرم بر مترمکعب سنگ می‌باشد در حالی که برای سطح مقطع کمتر از ۱۰ مترمربع در همان نوع زمین، ضریب پودر تا ۳ کیلوگرم بر مترمکعب می‌رسد. فاکتور چال تیپ بین ۰/۸ تا ۶ مترمکعب سنگ است. در شکل پ ۳-۱ یک مقطع تیپ با مساحت ۱۹/۵ مترمربع با ۴۰ چال برای یک دور آتشباری با فاکتور پودر ۱/۹ کیلوگرم بر مترمکعب و ضریب چال ۲/۲ متر بر مترمکعب نشان داده شده است. نمودارهای پ ۳-۱ و پ ۳-۲ فاکتور پودر و طول لازم برای چال را به صورت تیپ نمایش می‌دهند. عمق هر چال ۳/۲ متر و پیشرفت حفاری در هر مرحله ۳ متر است.

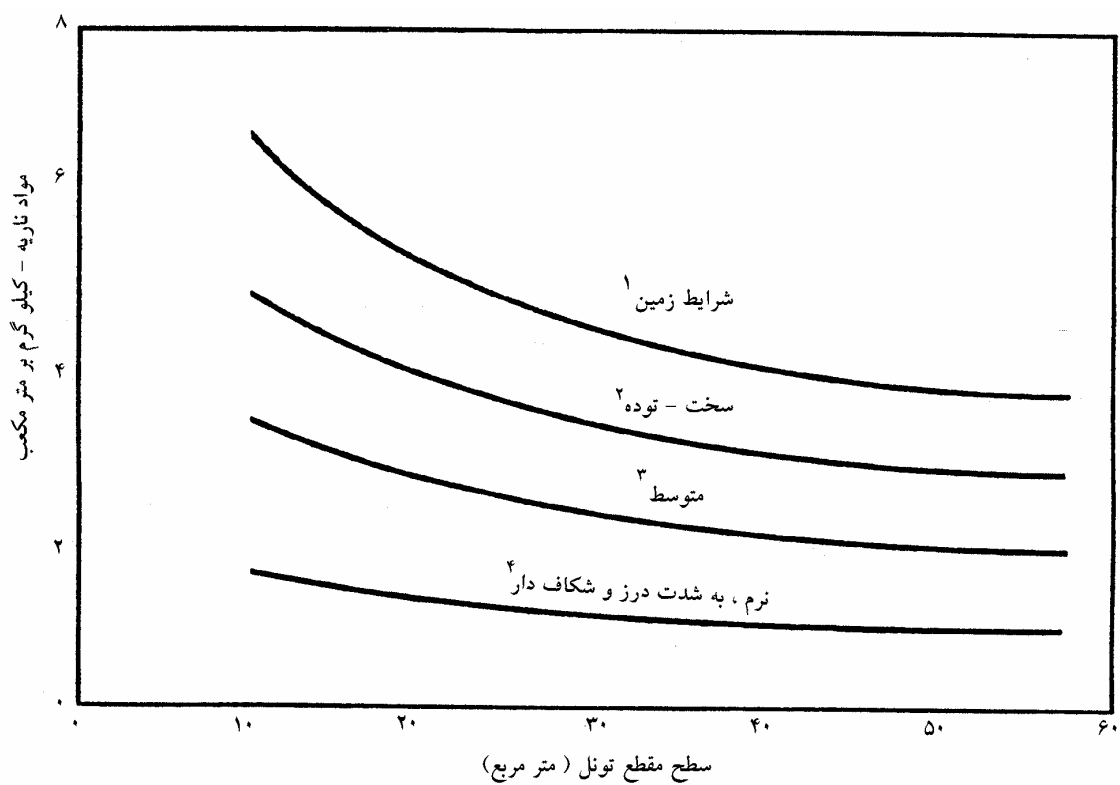
برخی از جزییات حفاری که کلیات آن در بندهای قبلی مورد استفاده قرار گرفتند، در ادامه تشریح می‌شوند.

1 - Millisecond

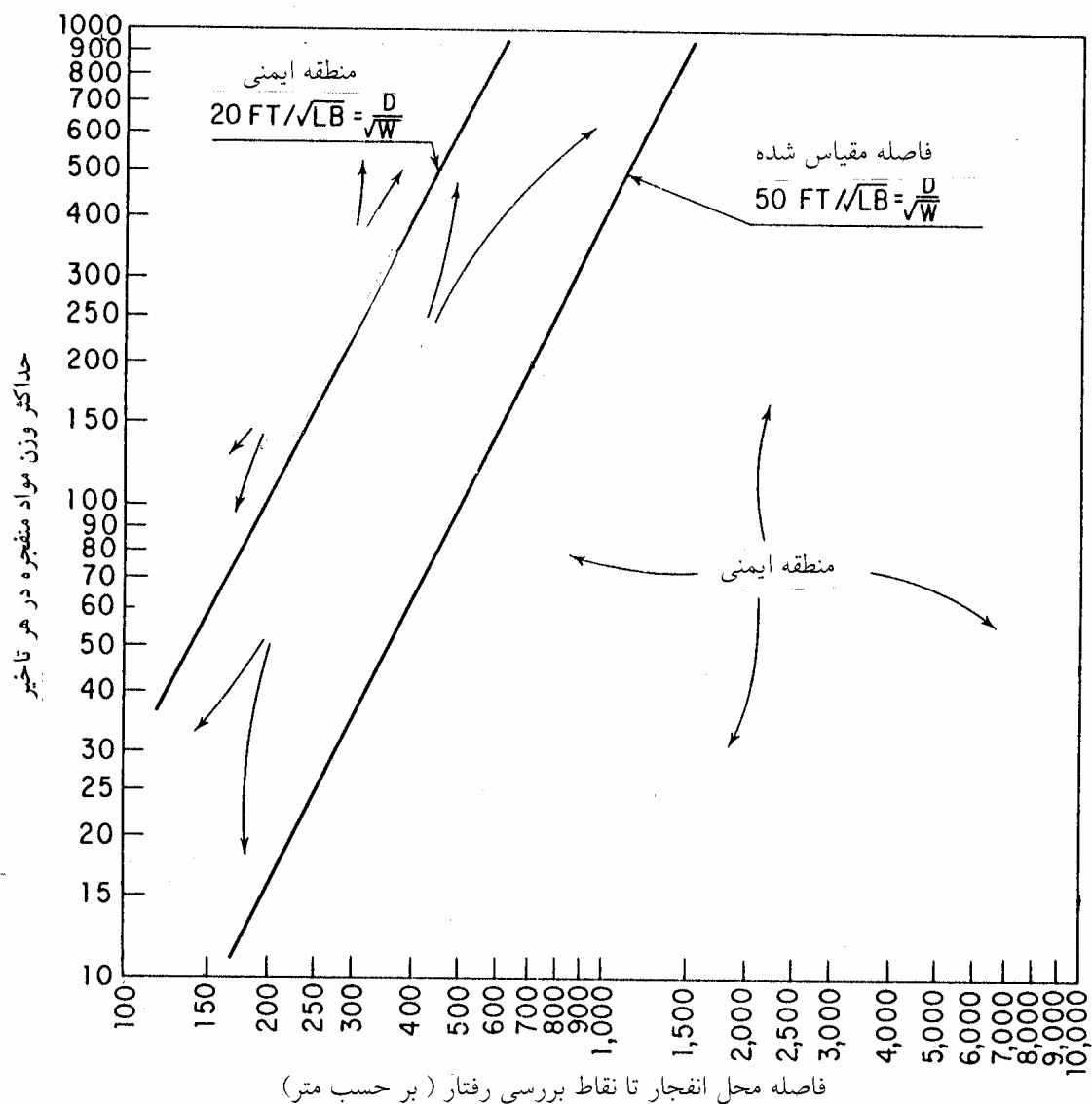
2 - Stemming



شکل پ - ۳-۱- روش پرسون



نمودار پ - ۳-۱- فاکتور تیپ پودر



نمودار پ ۳-۲- وزن مواد و فاصله حد مربوط به اثرات انفجار

۶-۱ انفجار کنترل شده

۱-۶-۱ انفجار مطلوب، عملکردی است که در آن، سنگ‌های باقی‌مانده سالم یا با حداقل صدمه بوده و انفجار حفره اضافی^۱ حداقل داشته باشد. این هدف، با انفجار کنترل شده به دست می‌آید. کنترل صدمات وارده به توده سنگ و برش اضافی، امتیازات فراوان دارد از جمله:

- حداقل صدمه وارده به سنگ سبب پایداری بیشتر و بی‌نیازی به حفاظ‌های موقت و دائم است.
- عملیات اجرایی در شرایط ایمن‌تر انجام می‌شود.
- در تونل‌های بدون پوشش، نبود برش اضافی، سطح هیدرولیکی صاف‌تری به دست می‌دهد.

1 - Over break

- ۱-۶-۲ انفجار کنترل شده، نیازمند چال‌های محیطی نزدیک‌تر است. در این چال‌ها، خرج‌گذاری سبک‌تر از سایر چال‌ها است. قاعدتاً فاصله چال‌های تراش (محیطی) ۱۲ تا ۱۵ برابر قطر چال در سنگ‌های خوب و ۶ تا ۸ برابر قطر چال در سنگ‌های ضعیف و درز و شکافدار است. از آنجا که در این نوع کار، تعداد چال‌ها بیشتر از آتشیاری‌های معمولی است، به علت همین امر و چال‌زنی بیشتر، پیمانکاران غالباً از انجام حفاری از این نوع استقبال نمی‌کنند.
- ۱-۶-۳ باید توجه داشت که انفجار کنترل شده، بیشتر و فراتر از طراحی چال‌های محیطی است. صدمات به توده سنگ ممکن است پیش از انفجار چال‌های تراش (محیطی) اتفاق افتد. در انفجار کنترل شده ژئومتری هر دور انفجار، قطر چال‌ها، خرج‌گذاری چال‌ها و فواصل چال‌ها، زمان‌های تأخیر و سرانجام دقت عمل مطلوب ضرورت دارد.
- ۱-۶-۴ از عوامل کلیدی در انفجارهای کنترل شده، دقت در حفر چال‌ها است. انحراف از راستاها سبب برش‌های خارج از محدوده و ایجاد سطوح نامنظم می‌گردد. برای دقت عمل، امروزه از جامبوه‌های با کنترل‌های کامپیوتری استفاده می‌شود.
- ۱-۶-۵ بازدید سطوح بعد از انفجار، راهنمای خوبی برای ارزیابی دقت چال‌زنی و ملاحظه تأثیر روش انفجار کنترل شده به حساب می‌آید. برای رعایت استاندارد، به ۲۹۰۱-۲-EM۱۱۱۰ مراجعه شود.

۷-۱ ارتعاش‌های انفجار

- انفجار، طبعاً ارتعاش‌هایی ایجاد می‌کند که در جسم زمین به صورت امواج جابه‌جایی یا تنش پخش می‌شود. این ارتعاش‌ها اگر شدید باشند، موجب ایجاد صدمات عمومی یا ناراحتی‌هایی برای مردم می‌شود. کنترل ارتعاش خصوصاً در مناطق مسکونی و شهری مهم است. ثبت و کنترل انفجار با جزییات در چند نشریه از جمله دودینگ^۱ آمده است.
- ۱-۷-۱ شدت احساس ارتعاش‌های انفجار در فاصله معین از محل انفجار تابع عوامل زیر است:
- کل خرج‌گذاری در هر تأخیر (تأخیرهای با فاصله زمانی ۸ میلی‌ثانیه برای تفکیک دو انفجار کافی است. به این معنی که با این فاصله زمانی، امواج β انفجار در هم تداخل خواهد داشت).
 - فاصله نقطه مورد نظر از محل انفجار.
 - ویژگی‌های زمین (سنگ‌های با مدول بالا، امکان عبور امواج با فرکانس بالاتر را دارند. حال آنکه این امواج در مصالح مثل خاک سریعاً تخفیف یافته و از بین می‌روند).
 - میزان محدود بودن چال یا انفجار (هر چه میزان محاط بودن بیشتر باشد، درصد بیشتری از انرژی کل به صورت انرژی مؤثر در انفجار عمل می‌کند).
 - ویژگی هندسی محل، گاهی موجب تشدید ارتعاش می‌شود (مانند تأثیر وجود لایه‌های نرم و سخت).
- برای یک خرج‌گذاری معین و در فاصله مطلوب، شدت لرزش را می‌توان از قوانین "مقیاس" کردن به دست آورد. از متداول‌ترین مقیاس‌ها، اصل ریشه دوم است که به موجب آن، شدت ارتعاش تابع ریشه دوم خرج (W) می‌باشد. مهم‌ترین عامل یا پارامتر سرعت اوج (حداکثر) ذره است که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$V = \frac{H}{\left(\frac{D}{W^{1/2}}\right)^{\beta}}$$

H سرعت اوج (حداکثر) در فاصله مقیاس برابر واحد می‌باشد. در این رابطه β توانی است عددی که به صورت تجربی به دست می‌آید. کمیت $\left(\frac{D}{W^{1/2}}\right)^\beta$ را فاصله مقیاس شده می‌گویند و

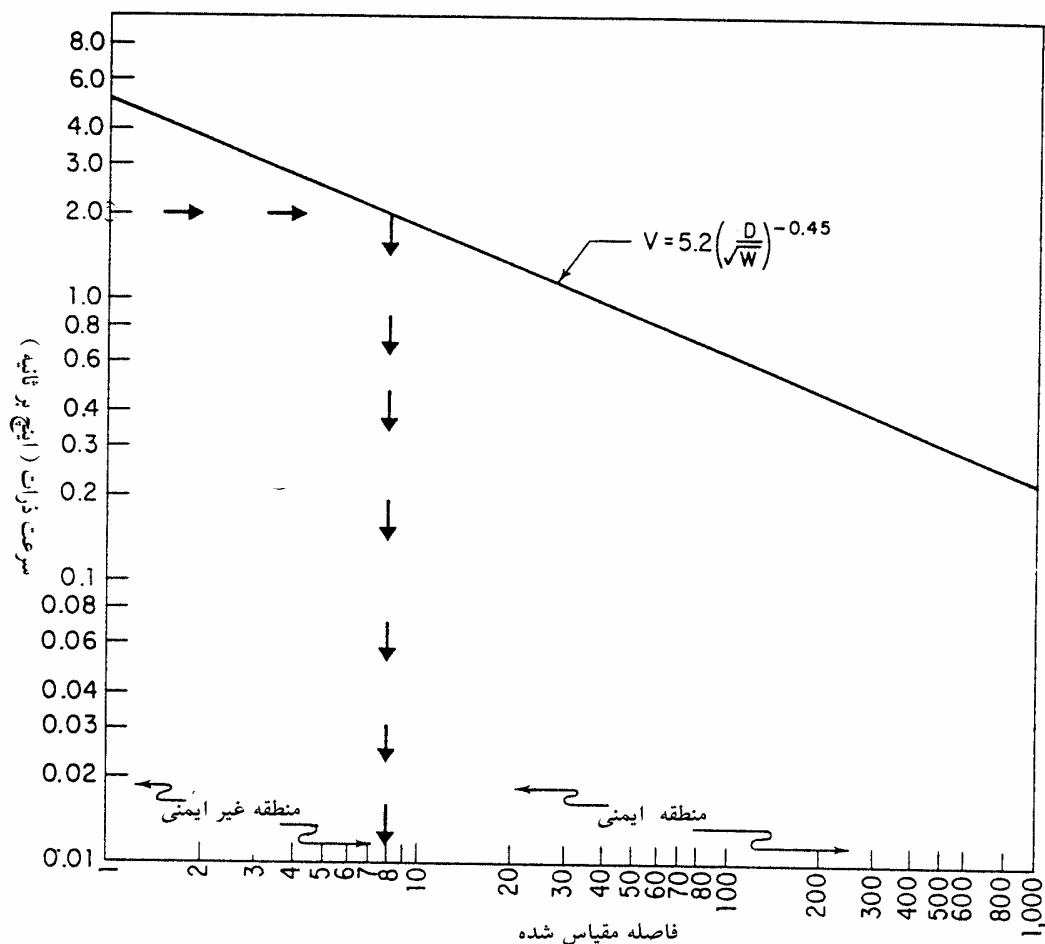
اگر سرعت اوج و فاصله مقیاس شده در مختصات لوگ - لوگ ترسیم شوند، خطوط مستقیم حاصل خواهد شد.

در این نمایش، واحدها: D بر حسب متر، W بر حسب کیلوگرم مواد منفجره، V بر حسب میلی‌متر بر ثانیه و H به طوری گفته شد سرعت اوج در فاصله مقیاس شده‌ای برابر واحد است. مقدار H به ویژگی‌های انفجار بستگی دارد. مقدار تیپ H بین ۱۰۰ تا ۸۰۰ (در سیستم متریک) است. برای یک واحد ژئولوژیک متوسط، برای انفجار یک مرحله، مقدار H حدود ۲۵۰، برای انفجار V شکل حدود ۲۰۰ و برای چاله‌های تراش ۱۵۰ می‌باشد. مقدار H برای دورهای انفجار کوچک، غالباً کمتر است. عدد β (توان رابطه) بین ۰/۷۵ و ۱/۷۵ است که معمولاً ۱/۶۰ گرفته می‌شود. برای یک سایت معین، رابطه تجربی را از انفجارهای آزمایشی به دست آورده و نمودار لوگ - لوگ را ترسیم می‌کنند.

فاکتورهای متعددی روی سرعت اندازه‌گیری شده مؤثر می‌باشند و رابطه دقیق‌تری از پیش موجود نیست. نمودار تیپ برای نشان دادن سرعت اوج ارتعاش در مقابل فاصله مقیاس شده در نمودارهای پ - ۳-۲ و پ - ۳-۳ ارائه شده است. رابطه تیپ بین مقدار خرج‌گذاری مجاز در هر تأخیر و فاصله برای سرعت ارتعاش محدود به ۵۰ میلی‌متر بر ثانیه (۲ اینچ بر ثانیه) در جدول پ - ۳-۱ نشان داده شده است.

جدول پ - ۳-۱ - مقدار خرج‌گذاری تیپ مجاز در هر تأخیر^۱

فاصله		مقدار مجاز خرج‌گذاری	
متر	فوت	کیلوگرم	پوند
۳/	۱۰	۰/۱۱	۰/۵۲
۶/۱	۲۰	۰/۴۵	۱/۰
۱۵/۲	۵۰	۲/۷	۶
۳۰/۵	۱۰۰	۱۱/۲۵	۲۵
۷۶/۲	۲۵۰	۷۰/۲	۱۵۶



نمودار پ - ۳-۳- رابطه سرعت و فاصله مقیاس شده

۲-۷-۱

خسارات و صدمات وارده به ساختمان‌ها به حداکثر سرعت ارتعاش بستگی دارد. به تجربه معلوم شده که سرعت حداکثر ۵۰ میلی‌متر بر ثانیه، به ساختمان‌های مسکونی یا سایر ساختمان‌ها آسیبی وارد نمی‌کند. در واقع، ساختمان‌های با اجرای خوب، سرعت‌های بیشتر را می‌توانند تحمل کنند ولی سرعت ۵۰ میلی‌متر بر ثانیه، حد سرعت ناشی از انفجار در نظر گرفته می‌شود.

در صورتی که انفجار در مجاورت بتن تازه باشد، حفظ سلامت بتن لازم است. بتن با عمر ۱۰ روز، غالباً می‌تواند در برابر سرعت ۲۵۰ میلی‌متر بر ثانیه یا بیشتر پایدار باشد. بتن خیلی تازه که هنوز خودش را نگرفته، حداکثر سرعت مجاز حدود ۵۰ میلی‌متر بر ثانیه یا بیشتر دارد ولی بتن‌های تازه که خودشان را گرفته‌اند دچار صدمه می‌شوند. در این حالت، برای بتنی که حداقل ۳ روز از عمر آن گذشته است، سرعت حداقل ۶ میلی‌متر بر ثانیه و سرعت حداکثر به ۵۰ میلی‌متر بر ثانیه محدود می‌شود.

در سنگ‌های سالم سرعت‌های ارتعاش متر از ۵۰۰ تا ۱۰۰۰ میلی‌متر بر ثانیه بسته به مقاومت سنگ، ترک‌های موئی^۱ ایجاد نمی‌نماید.

۳-۷-۱

حساسیت مردم در مقابل انفجار، طبعاً بسیار بیشتر از ساختمان‌ها است. معمولاً سرعت ارتعاش کم حدود ۵ میلی‌متر بر ثانیه قابل احساس بوده و در حد ۲۰ میلی‌متر در ثانیه آزار دهنده است. احساس ارتعاشات توسط مردم تا اندازه‌ای تابع فرکانس ارتعاشات نیز می‌باشد. ارتعاشات با فرکانس پایین (بین ۱۰ تا ۱۵ هرتز) غالباً بیشتر از فرکانس‌های بالاتر احساس می‌شوند. انفجار در ساعت‌های شب، شکایت‌ها و ناراحتی‌های بیشتری تولید می‌کند. در مناطق شهری و تجمع جمعیت، مراعات کدهای استاندارد خاص لازم است. دفتر معادن ایالات متحده^۲ توصیه‌هایی برای حداکثر سرعت به عمل آورده که در فقدان استانداردها می‌توانند کاربرد داشته باشند.

۴-۷-۱

برخی محاسبات مربوط به محدودیت‌ها: با توجه به اهمیت عملیات آتشباری، در این پیوست برخی محاسبات و محدودیت‌های لازم که مراعات و توجه به آنها در عملیات لازم است، آورده شده‌اند.

در انفجار، اگر L طول موج (فوت)، F فرکانس امواج (هرتز) و V سرعت پخش امواج (فوت بر ثانیه) باشد:

$$L = \frac{V}{F}$$

سرعت V (اینچ بر ثانیه) ذرات مرتعش، تابع دامنه موج A (اینچ) است:

$$V = 2\pi \times F \times A$$

اگر سرعت V_1 در فاصله D_1 از محل انفجار مشخص باشد، سرعت V_2 در فاصله D_2 از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$V_2 = V_1 \times \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{1/5}$$

شتاب a ذرات (اینچ بر مجذور ثانیه) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$a = 4\pi^2 \times F^2 \times A$$

در صورتی که انفجار در سطح زمین انجام شود، افزایش فشار P (بر حسب Psi) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$P = 226 / 62 \times \left(\frac{W^{1/3}}{D} \right)^{1/407}$$

1 - Micro Crack

2 - U.S.Bureau of Mines (Siskind et al, 1980)

در این رابطه :

W = وزن حداکثر مواد منفجره (بر حسب پوند) در هر تأخیر، و

D = فاصله نقطه مورد نظر تا محل انفجار (بر حسب فوت).

تراز فشار صوت از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$d\beta = \left(\frac{P}{6/95 \times 10^{-28}} \right)^{0/084}$$

برای کنترل ارتعاش، طبعاً باید انفجار کنترل شود. کنترل توسط فاصله مقیاس شده انجام می‌شود.

$$V = H \times \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-\beta}$$

در رابطه بالا:

β = متغیری است که به محل بستگی دارد، و

H = ثابتی است که به محل بستگی دارد.

فاصله D (بر حسب فوت)، بخش بر جذر حداکثر مواد منفجره در هر تأخیر (بر حسب پوند) می‌باشد. در نمودار پ ۳-۲

رابطه بین مقدار مواد در هر انفجار و فاصله D و منطقه‌بندی در فواصل نشان داده شده است.

رابطه بین فاصله مقیاس شده و سرعت ذرات (در سیستم انگلیسی) در نمودار پ ۳-۳ نشان داده شده است. در نمودار

پ ۳-۴ مسائل ایجاد شده برای مردم و سرعت ذرات نشان داده شده است.

۸-۱ روش‌های شناخته شده برای حفاری‌های انفجاری

در اینجا روش‌های متداول و شناخته شده برای آشنایی با متدولوژی‌های اجرا آمده‌اند. وجه تفکیک عمده‌ای که باید قائل شد، حفر مقطع کامل و حفاری مرحله‌ای می‌باشد.

۱-۸-۱ اجرای تونل‌ها به روش مقطع کامل

حفاری‌ها همراه با حفاظت‌ها انجام می‌شود. اتصالات، با گوه به همدیگر محکم می‌شوند. روش‌های متداول به این شرح می‌باشند:

۱-۸-۱-۱ روش انگلیسی

در این روش، تمامی مقطع از تاج تا کف، در مقطعی با طول ۳ تا ۶ متر حفر می‌شود. پس از حفر بخش فوقانی (تاج) و نصب حفاظ بخش تاج، تکیه‌گاه‌های طرفین مستقر شده و سپس حفاری بخش فوقانی توسعه می‌یابد. مراحل کار در شکل‌های پ ۳-۲ و پ ۳-۳ نشان داده شده است. پس از خاتمه عملیات حفر، اجرای دیوارها و متعاقب آن طاق‌زدن انجام می‌شود.

در روش انگلیسی، قاب باید دارای کیفیت خوب و مطلوب باشد تا پیشرفت مناسب کار تضمین گردد. این روش در سازندهای سخت بهتر از زمینهای نرم عمل می کند.

۱-۱-۲ روش حفاظت با عناصر مقاطع (روش اتریشی)

در این روش، بخش فوقانی مقطع (قسمت قوسی) حفاظت می شود. مانند حالت قبل، به فواصل ۵۰ تا ۱۰۰ متر یک شفت برای ریختن قطعات سنگ به قسمت زیرین پیش بینی می شود. مراحل کار در شکل های پ ۳-۴ و پ ۳-۵ نشان داده شده است. به عنوان یک اصل، تا زمانی که پوشش دائمی یک بخش (طول معینی از تونل) به پایان نرسیده، حفاری در بخش مجاور شروع نمی شود. طول قطعات، بین ۱/۵ تا ۱۲ متر است. فاصله بنایی تا حفاری، باید حداقل ۱۲ تا ۱۵ متر باشد تا انفجار صدمه ای به بتن وارد نکند.

روش اتریشی از نظر مصرف قابهای زیاد، روشی غیر اقتصادی است. بنابر همین ملاحظات، امروزه روش جدید اتریشی ناتم^۱ جایگزین روش اتریشی شده است. در این روش از خاصیت قوس دادن به سنگ (به صورت موقت) استفاده به عمل می آید. حفاری ها ابتدا در بخش فوقانی سپس در بخش میانی بالا و بعد در کناره های پایینی و سرانجام در کرسی پایین انجام می شود. به محض آماده شدن مقطع تونل، بخش فوقانی هر چه سریع تر با پوشش نازکی از شاتکریت یا بتن پاشیدنی به ضخامت تا ۲۰ سانتی متر پوشیده می شود. طول بخش اجرا شده ۰/۶ تا ۱/۳ متر می باشد.

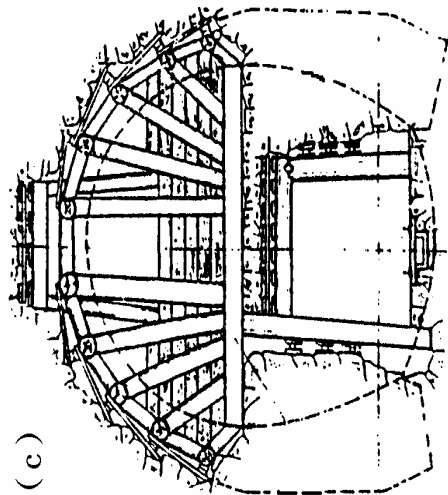
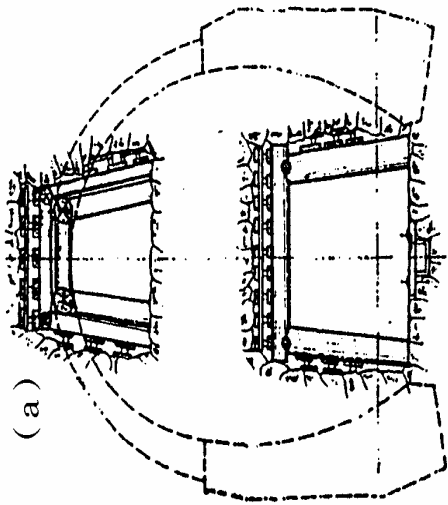
بعد از این مرحله، برداشتن بخش میانی و بعد کناری پایین و سپس پوشش پاشیدنی در بخش پایین انجام می گردد. تقویت موقت قوس ها سبب افزایش پایداری طاق یا زمان پایداری می شود. تغییر شکل در نقاط مختلف، اندازه گیری و سپس در صورت نیاز، تقویت های لازم اجرا می شود که ممکن است به اجرای پوشش بتنی دیگر منجر گردد.

۱-۱-۳ روش حفاظت های متحرک

این روش جزو روش های تقریباً جدید است که با استفاده از عناصر متحرک فلزی اجرا می گردد. مراحل اجرا در این روش ارائه شده است.

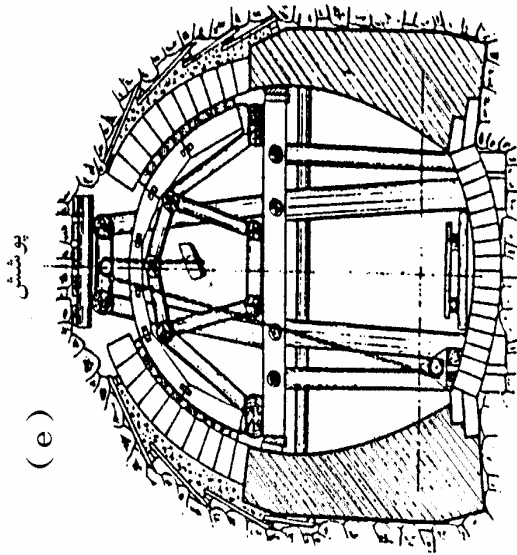
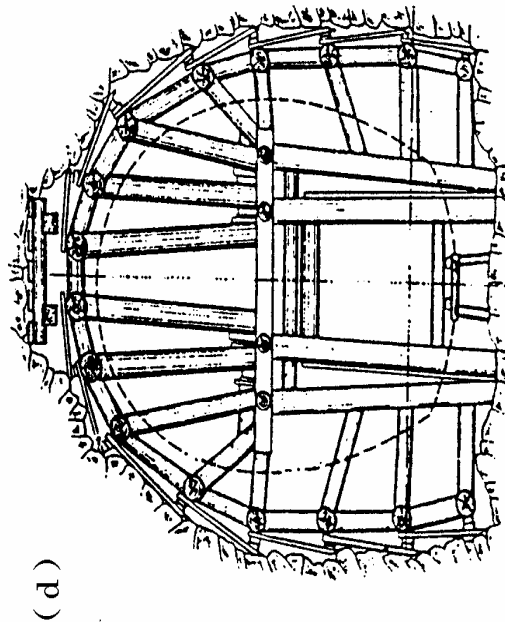
۱-۱-۴ روش حفر بخش میانی

در سنگ های با مقاومت کافی، حفر بخش میانی کارایی بیشتری دارد. مراحل اجرای کار در تصاویر نشان داده شده است.

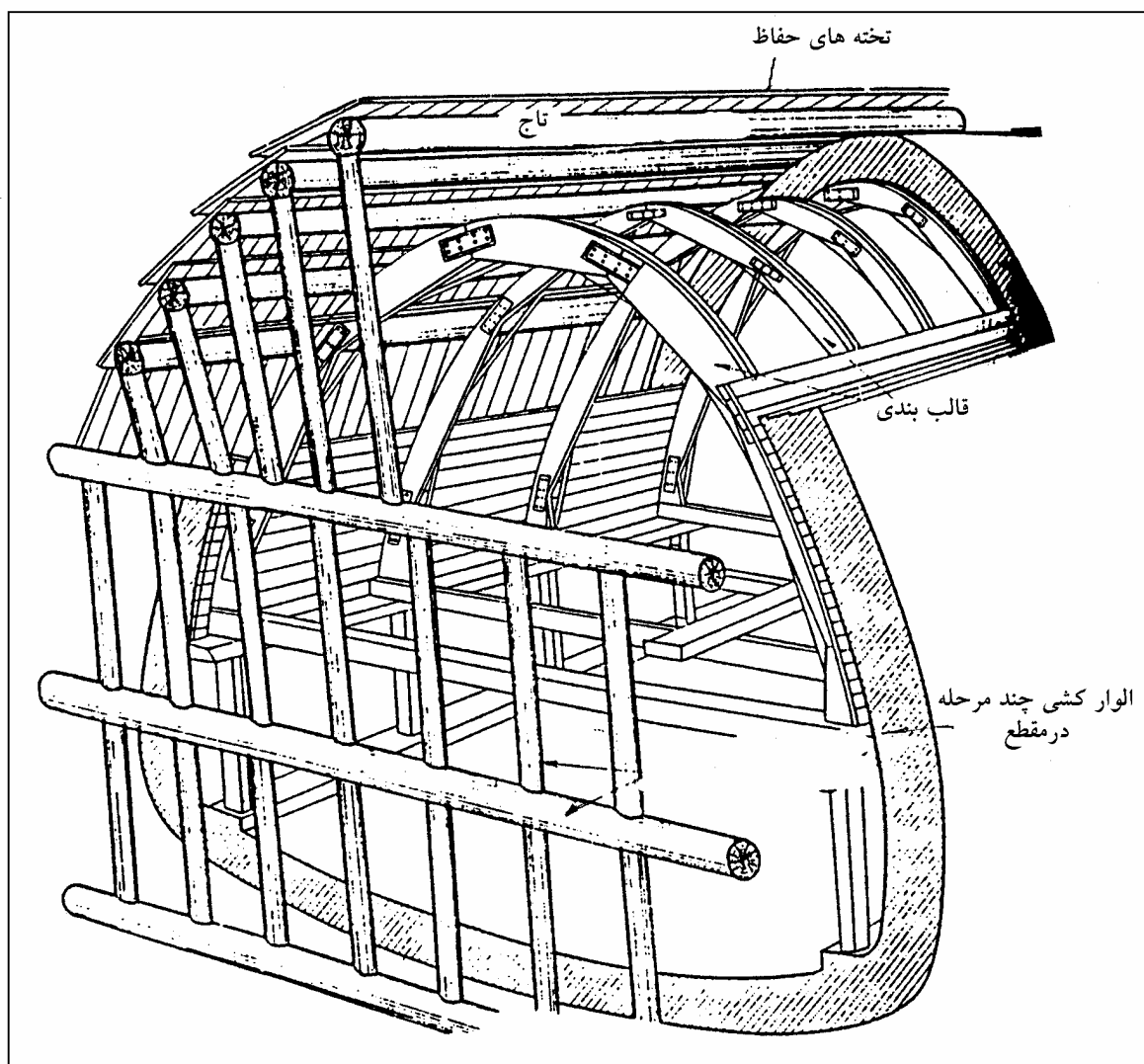


توسعه حفاری در تاج

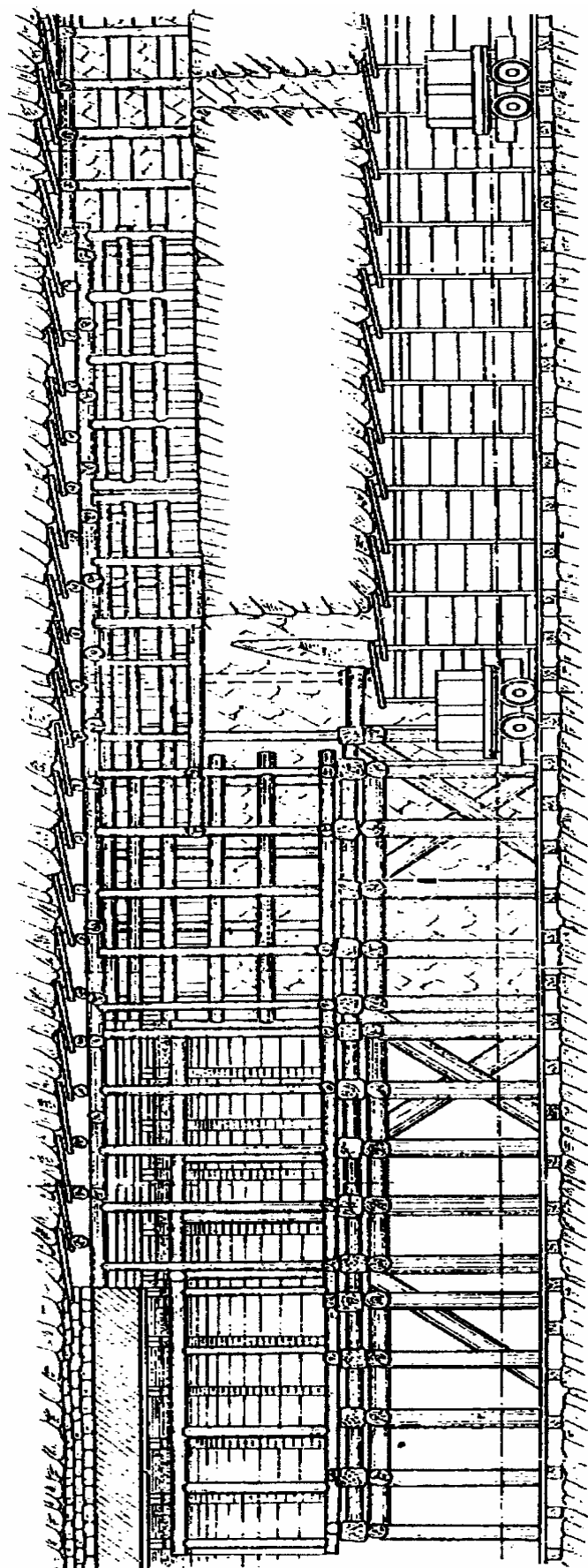
مقطع حفر شده کامل



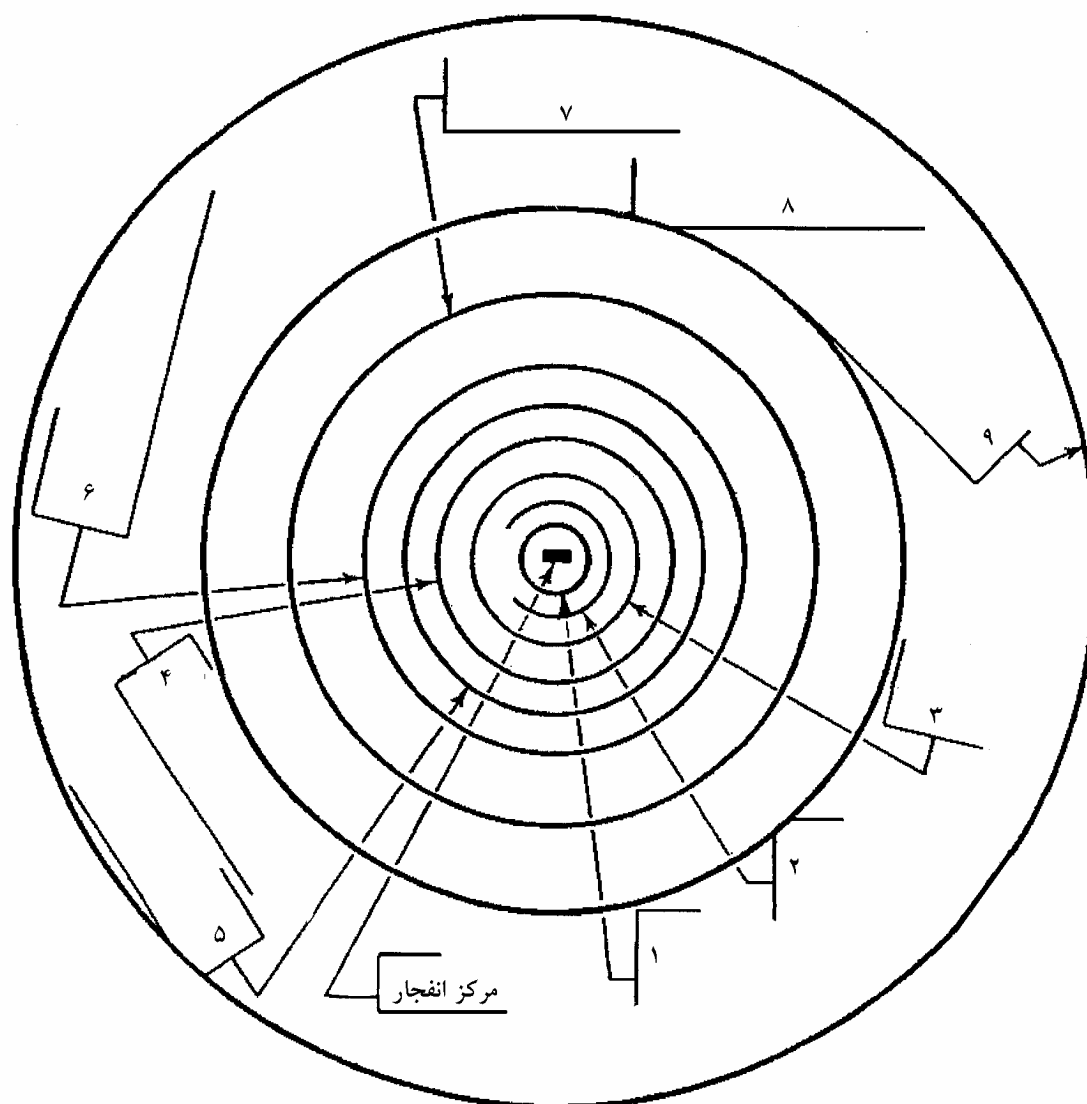
شکل پ ۲-۳- مراحل پیشروی در روش انگلیسی (حفاری در تاج)



شکل پ - ۳-۳ - نمای پرسپکتیو روش انگلیسی



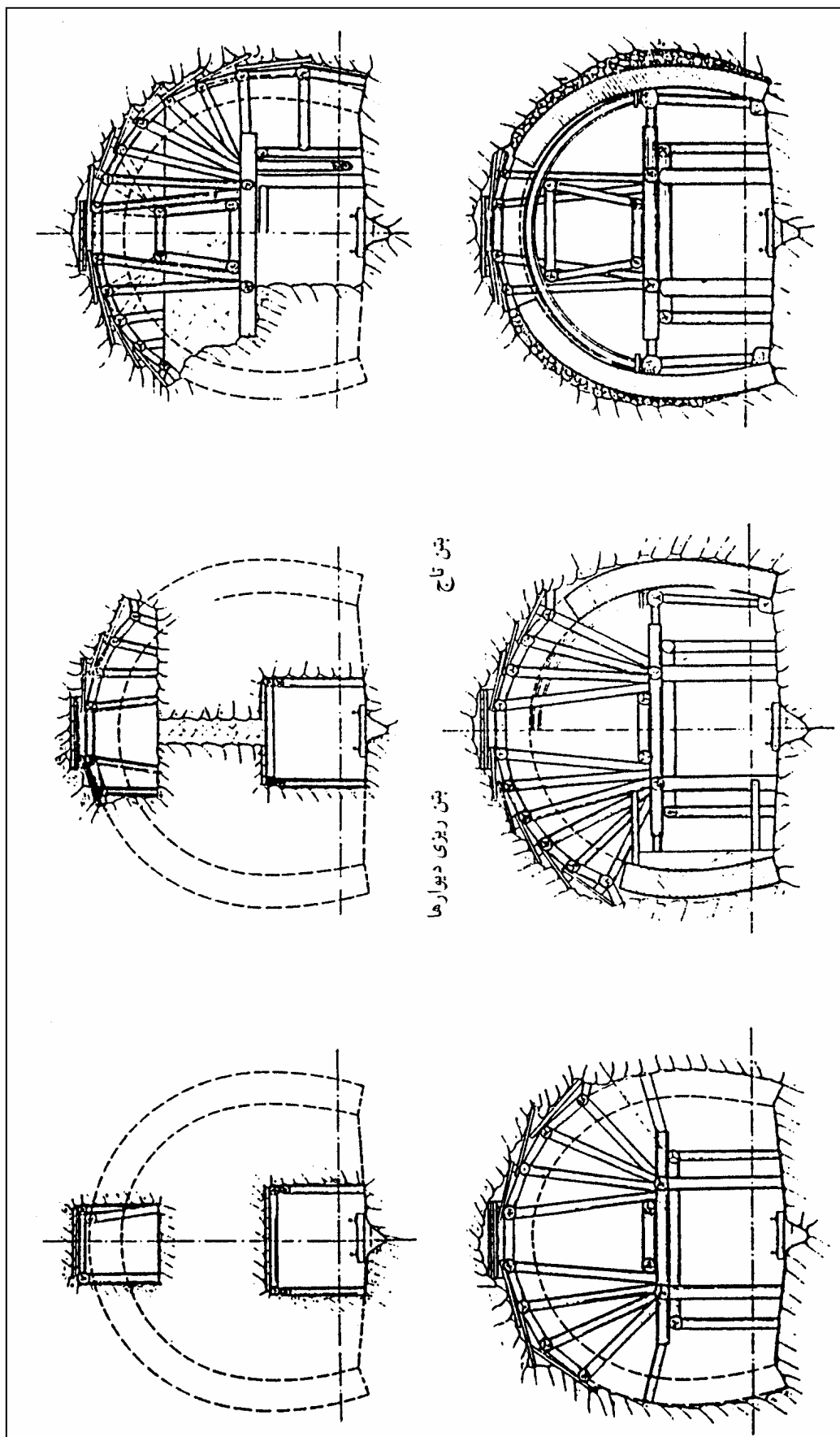
شکل پ ۳-۴- مراحل اجرا در روش اتریشی (مقطع طول)



- ۱- ۹۰ درصد شکایت از اینکه غیرقابل تحمل است.
- ۲- ۶۵ درصد از اینکه طاقت‌فرسا است.
- ۳- ۴۵ درصد شکایت از اینکه خیلی ناراحت‌کننده است.
- ۴- ۲۴ درصد شکایت از اینکه خیلی ناراحت‌کننده است.
- ۵- ۱۸ درصد شکایت از اینکه مزاحم است.
- ۶- ۹/۳ درصد شکایت از اینکه کاملاً قابل حس است.
- ۷- ۴/۵ درصد شکایت از اینکه محسوس است.
- ۸- ۱/۲ درصد شکایت از اینکه محسوس است.
- ۹- ۰/۰۸ درصد شکایت از اینکه می‌توان آنرا حس کرد.

نمودار پ - ۳-۴- اثرات انفجار در فواصل مختلف از مرکز انفجار

شکل پ-۳-۵- مراحل اجرا در روش اتریشی (مقاطع عرضی)



۱-۸-۲ اجرای تونل‌ها با استفاده از روش‌های کلاسیک حفر مرحله‌ای

عموماً این روش‌ها در زمین‌های نرم به کار می‌روند. شیوه‌های مختلف و متداول عبارتند از:

الف - روش بلژیکی،

ب - روش آلمانی یا روش حفظ هسته میانی،

پ - روش ایتالیایی یا روش طاق معکوس، و

ت - ترکیب روش‌ها یا روش‌های مرکب.

۱-۸-۲-۱ روش بلژیکی

این روش مانند روش انگلیسی است و در صورتی که در ارتفاع طاق، زمین دارای استحکام کافی باشد، از آن انجام می‌شود. در این روش، برعکس روش انگلیسی، بنایی با ساخت دیوارها و حفاری به صورت متناوب انجام می‌شود. تصاویر روش اجرا، در شکل‌های پ - ۳-۶ و پ - ۳-۷ ارائه شده است.

۱-۸-۲-۲ روش آلمانی

این روش در زمین‌هایی که دارای مقاومت کم هستند ولی در کف به صورت موقت بار وزن و فشار دیوارها را می‌توان به پی منتقل کرد مورد استفاده قرار می‌گیرد (شکل‌های پ - ۳-۸ و پ - ۳-۹).

۱-۸-۲-۳ روش ایتالیایی

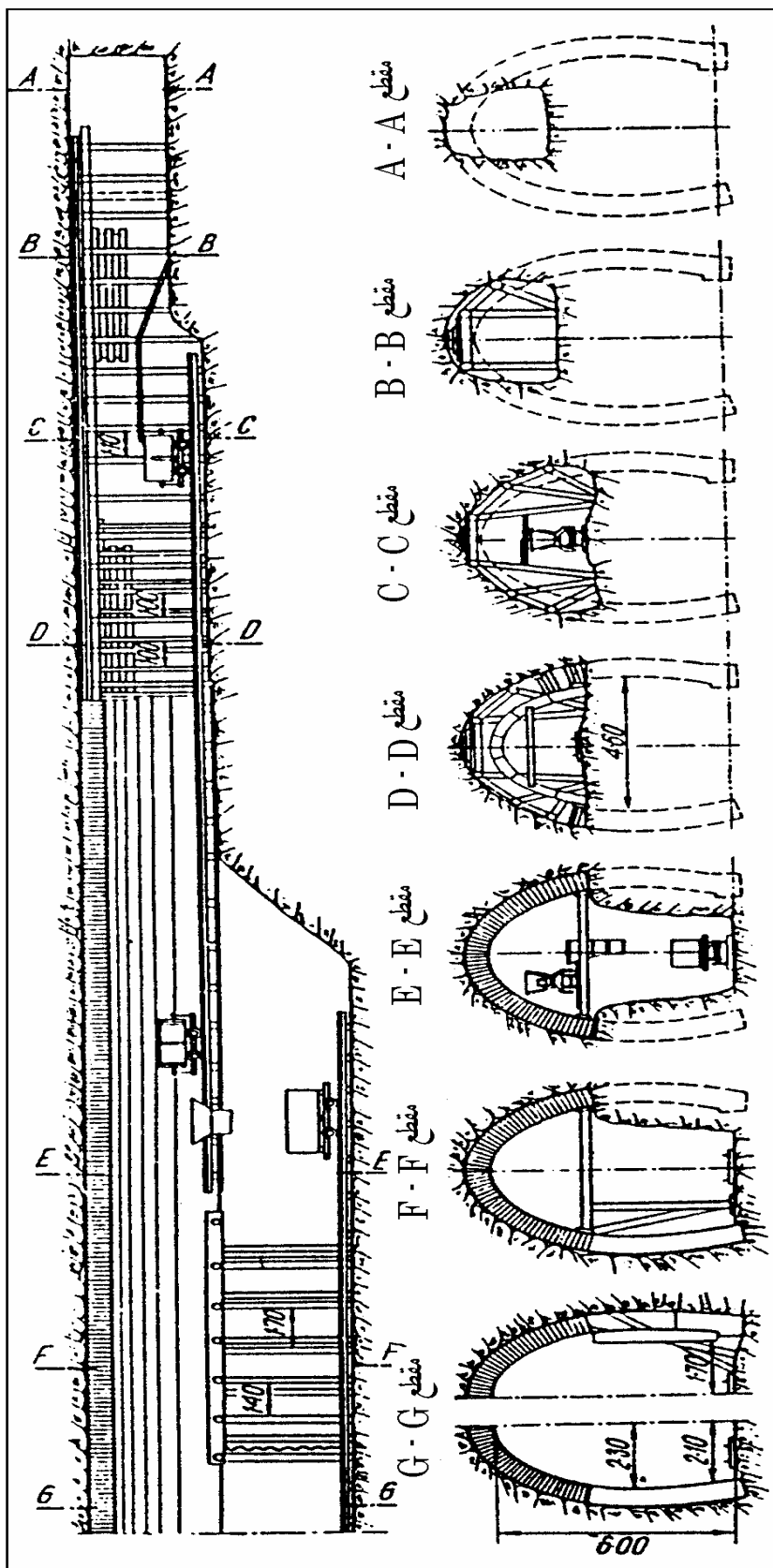
این روش در زمین‌های نرم‌تر مورد استفاده قرار می‌گیرد (شکل‌های پ - ۳-۱۰ و پ - ۳-۱۱).

۱-۸-۲-۴ روش‌های جدیدتر

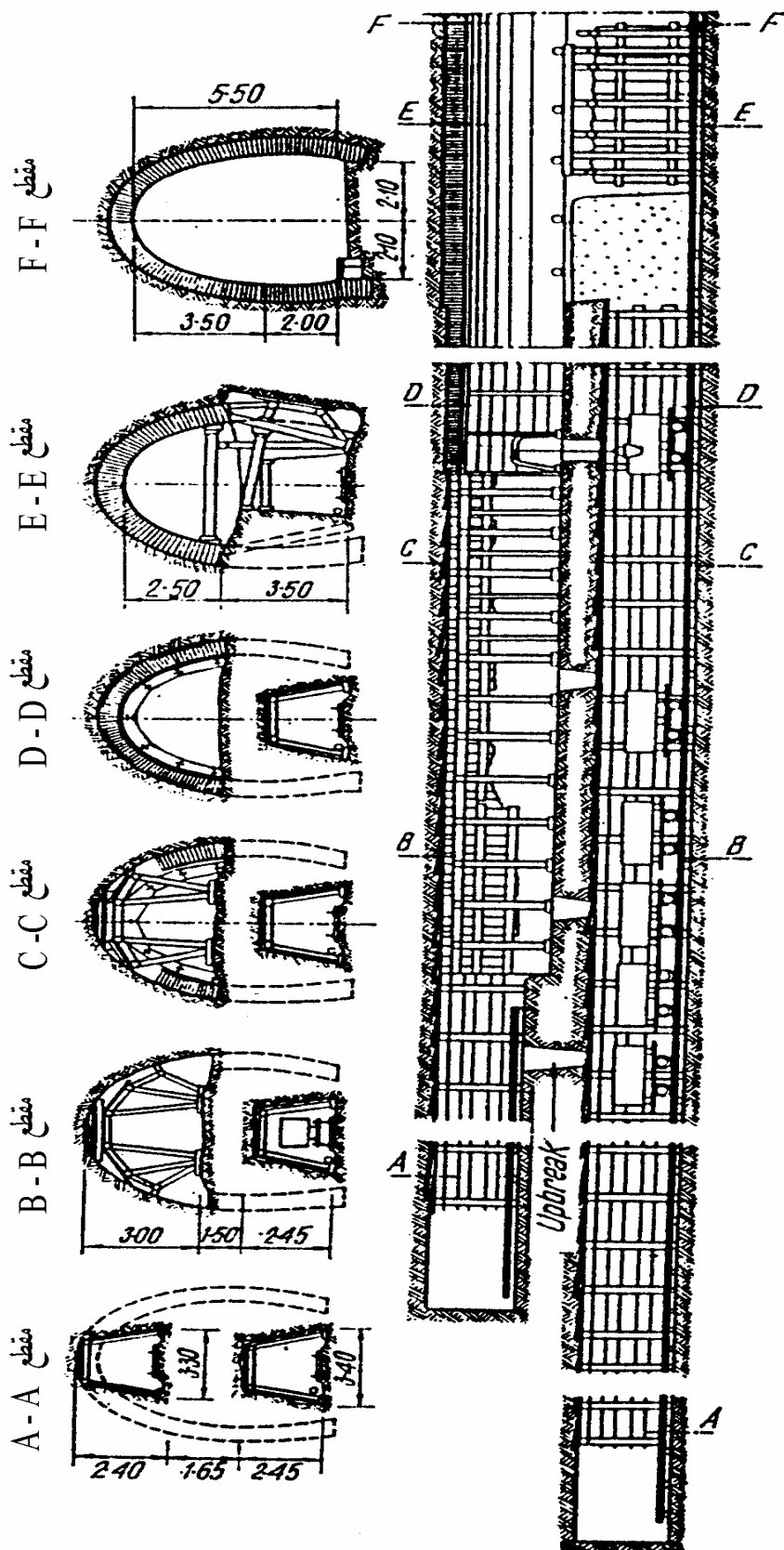
از جمله این روش‌ها، می‌توان روش کونتز^۱ و کلنی^۲ را نام برد. مراحل اجرا و روش کار در این روش‌ها، به ترتیب در شکل‌های پ - ۳-۱۲، پ - ۳-۱۳ و پ - ۳-۱۴ نشان داده شده‌اند.

1 - Kunz

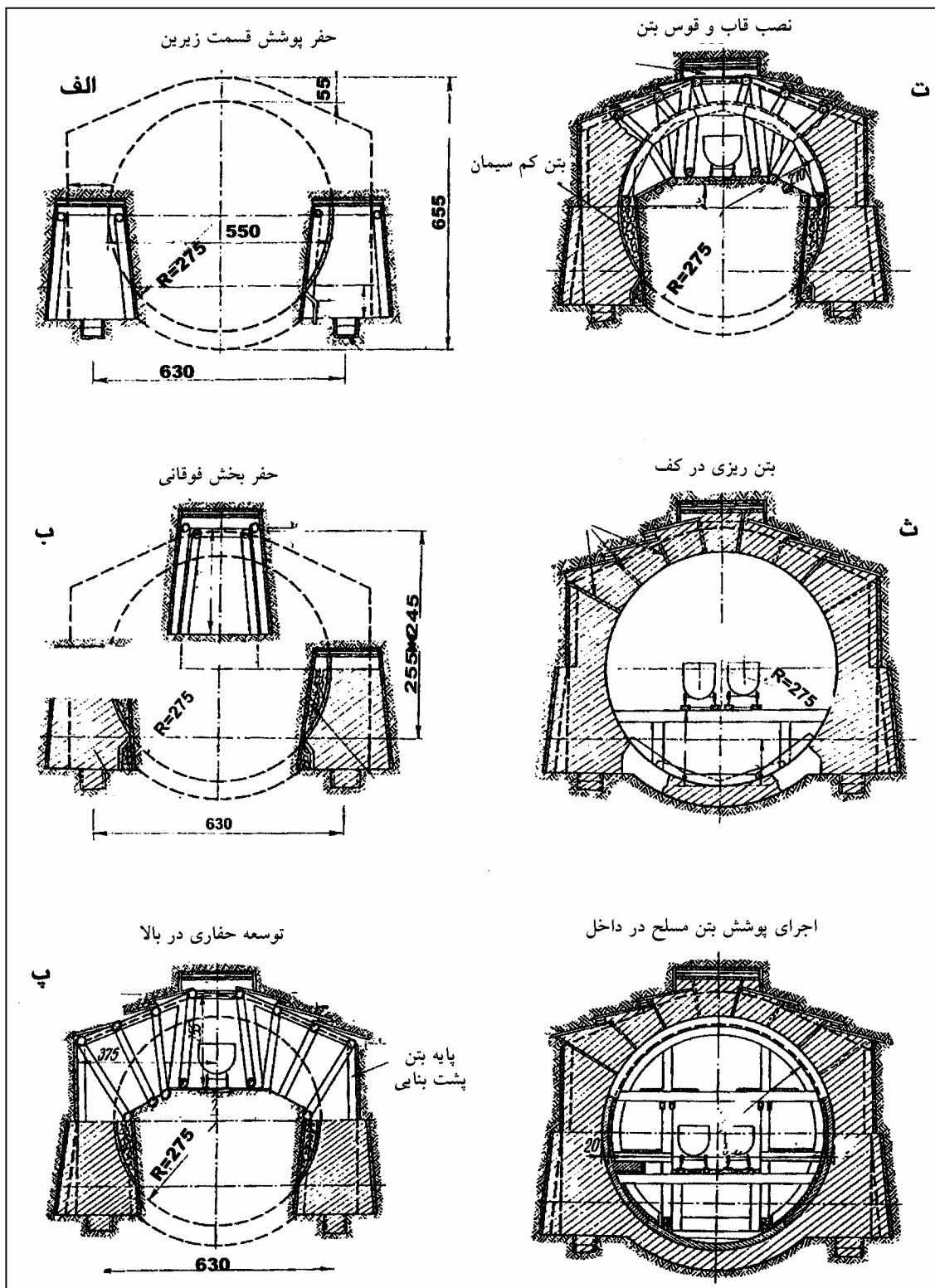
2 - Cologne



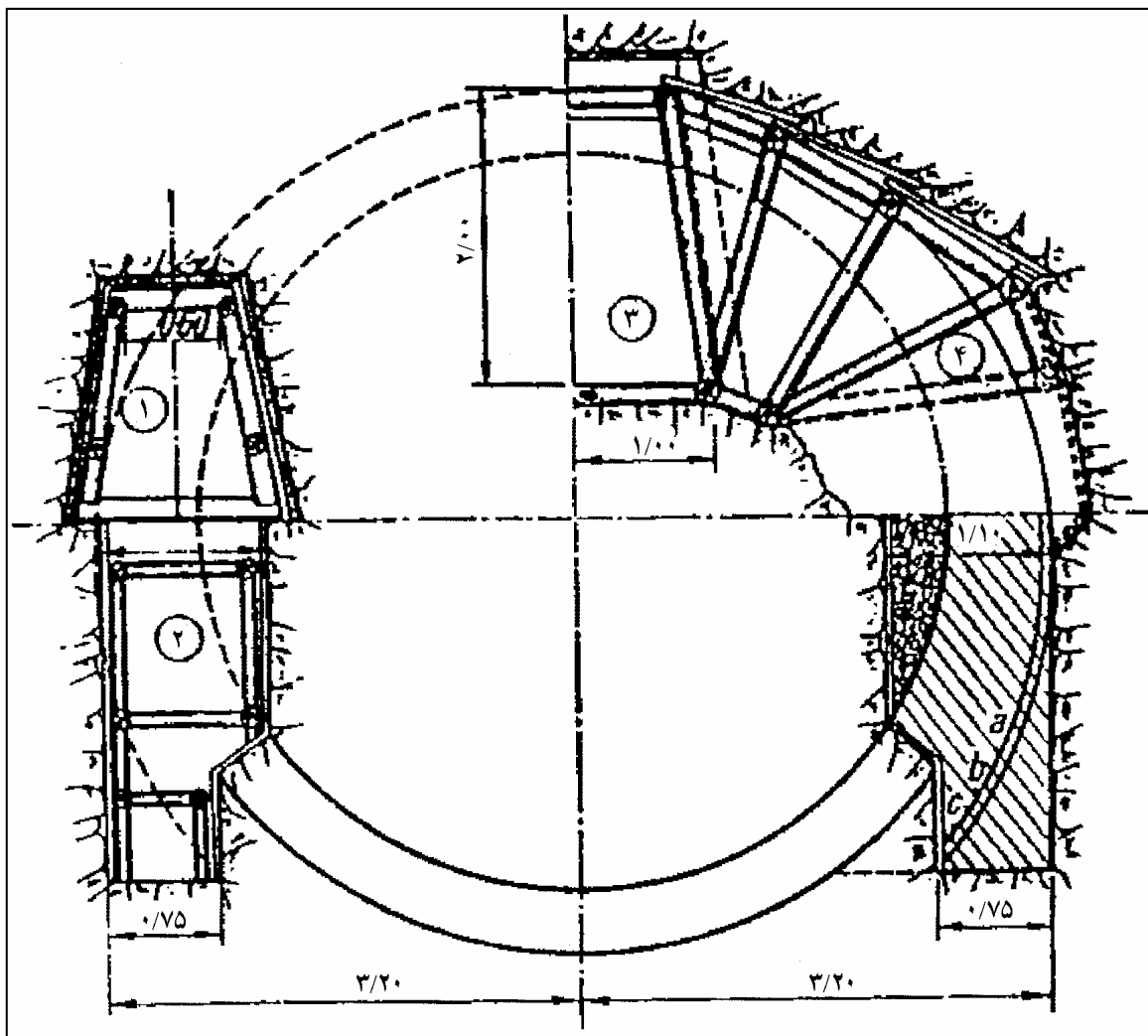
شکل پ - ۳-۶- مراحل اجرا، روش بلژیکی جبهه پیش‌رونده در پیشانی



شکل پ - ۷-۳ - مراحل اجرا با دو جبهه و پیشروی (روش بلژیکی)

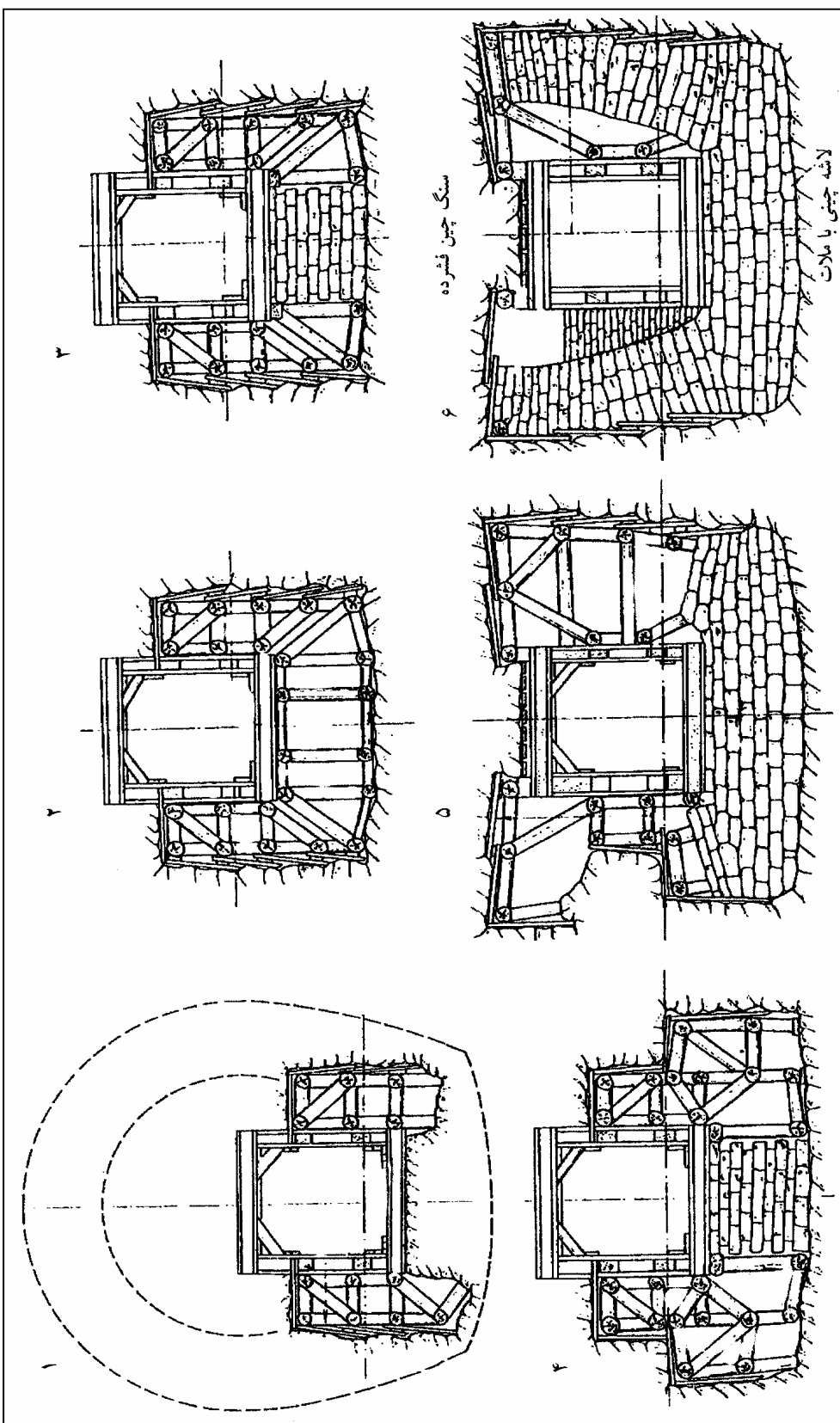


شکل پ - ۳-۸- روش آلمانی با دیوارهای یک مرحله

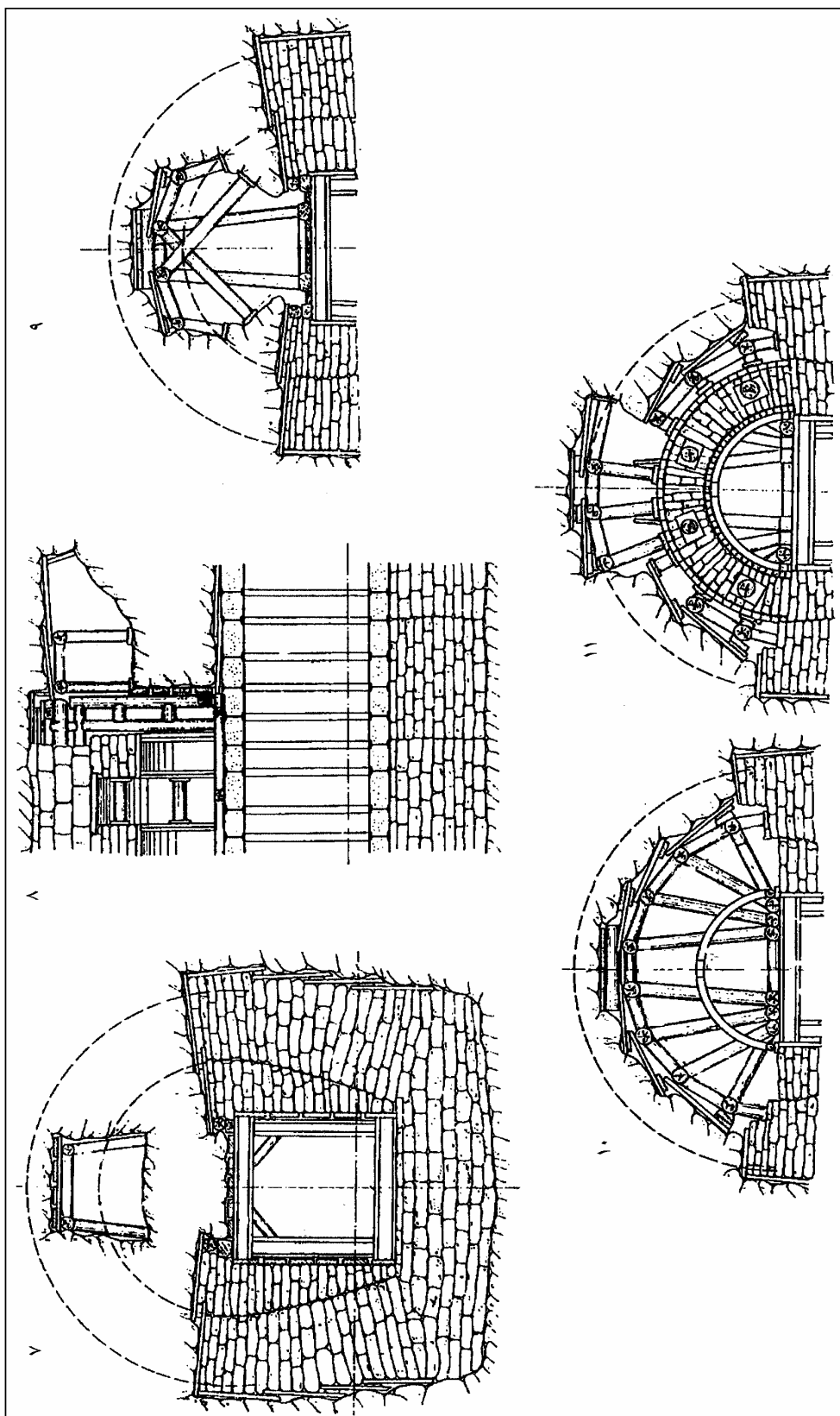


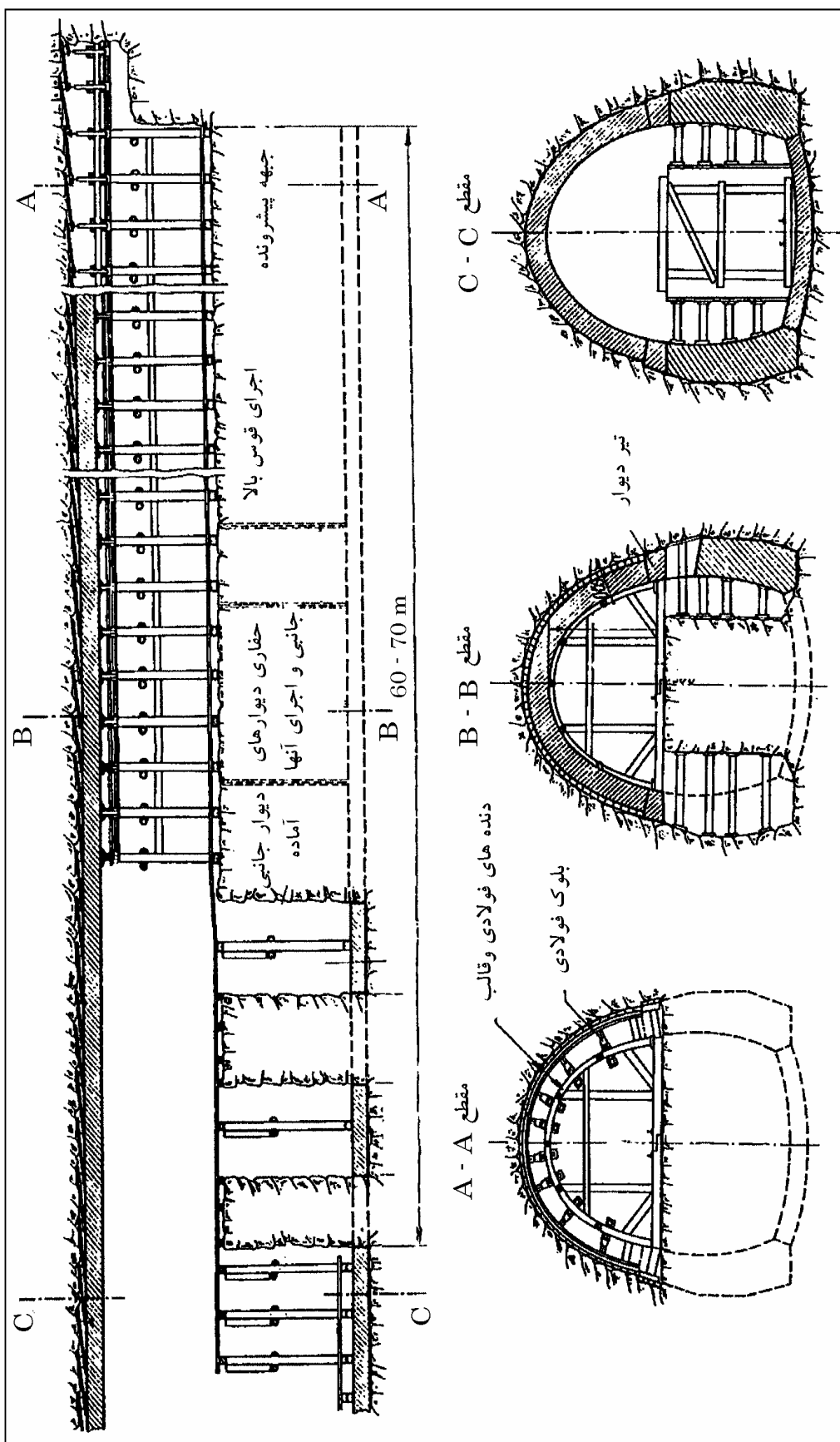
شکل پ - ۳-۹- روش اجرای آلمانی - دیوارها در دو مرحله ۱

شکل پ - ۳-۱۰- روش اجرایی ایتالیایی

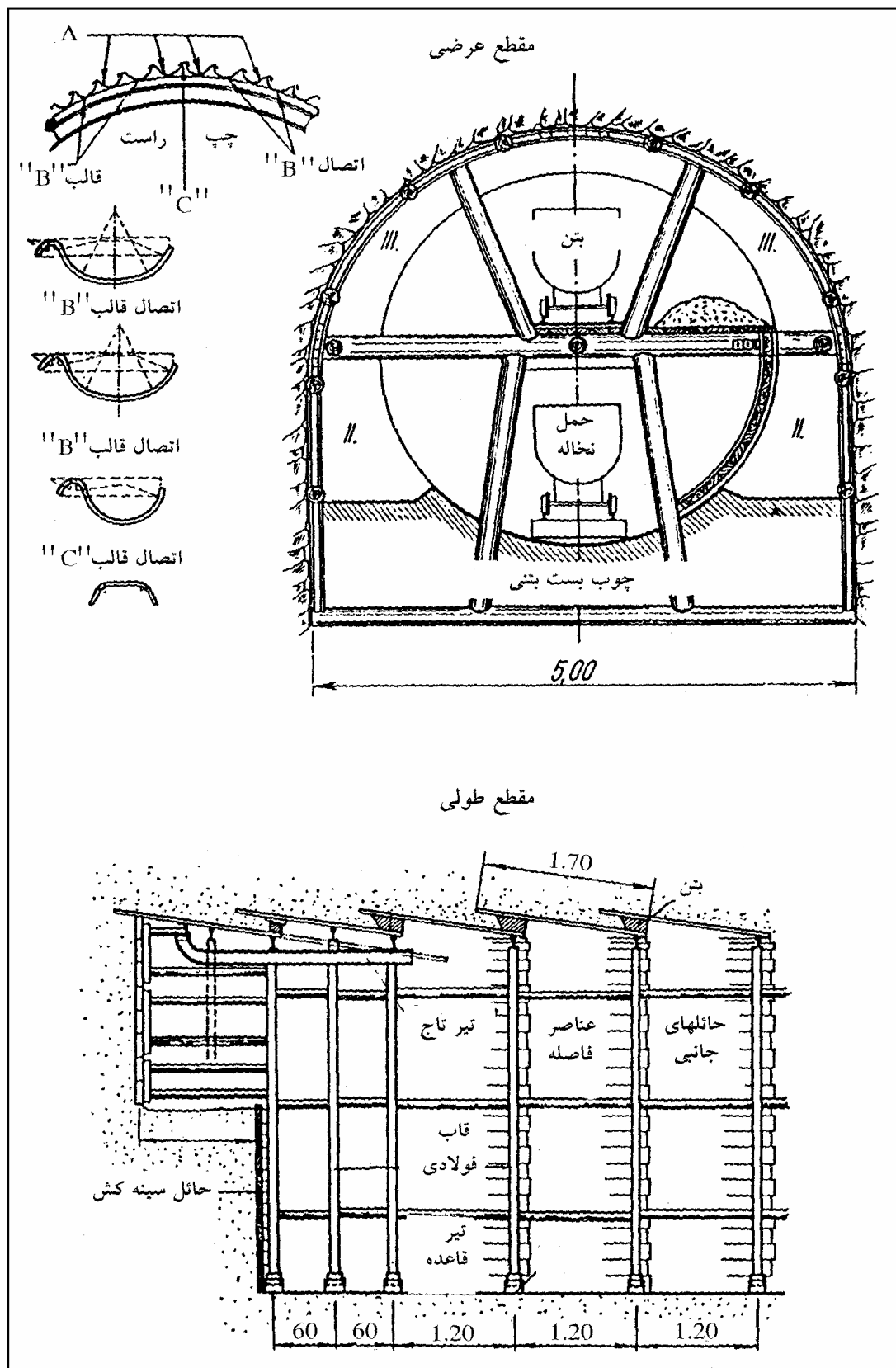


شکل پ - ۱۱-۳- روش اجرایی ایتالیایی

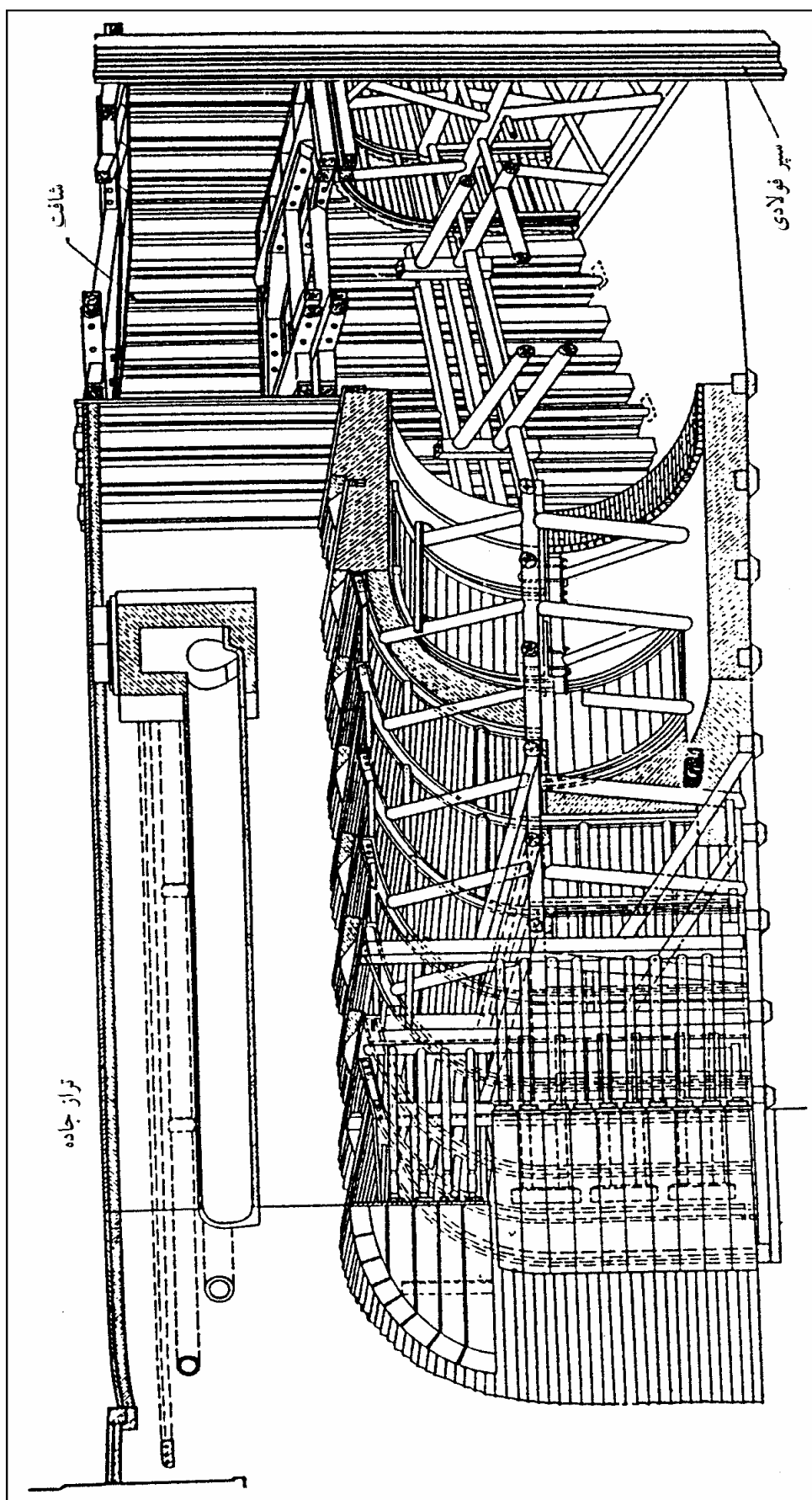




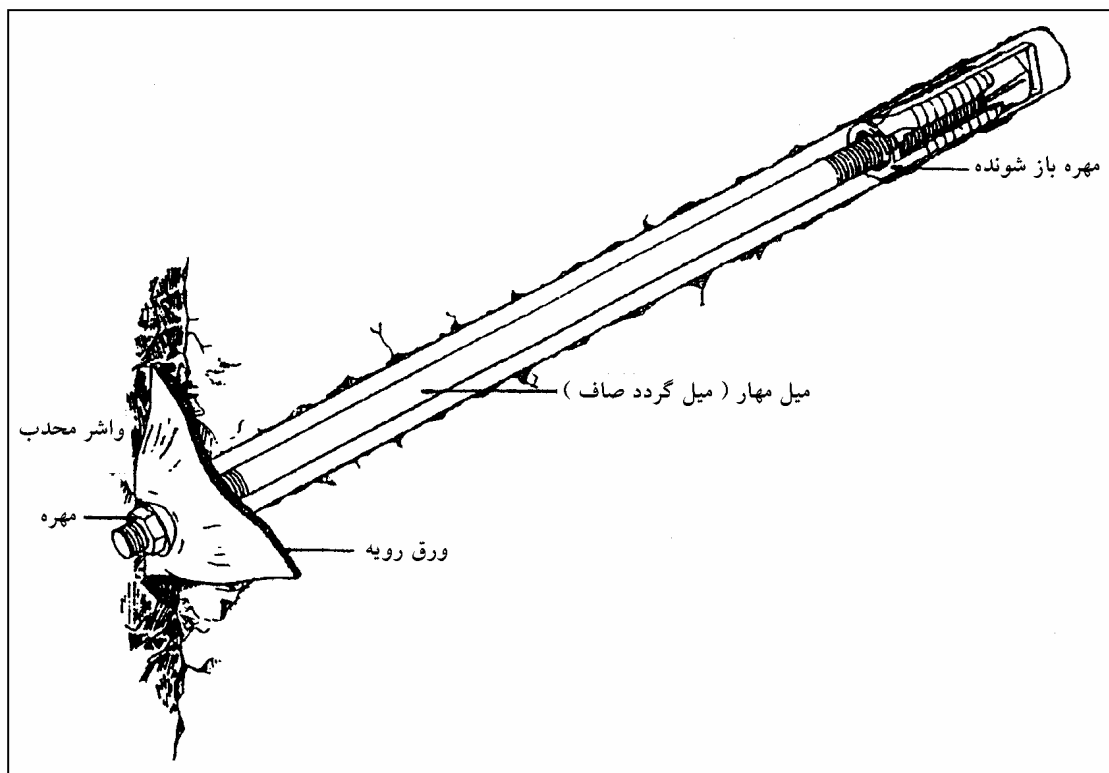
شکل پ - ۱۲-۳ - روش اجرای کونتر، طاق تیز با حایل های فولادی



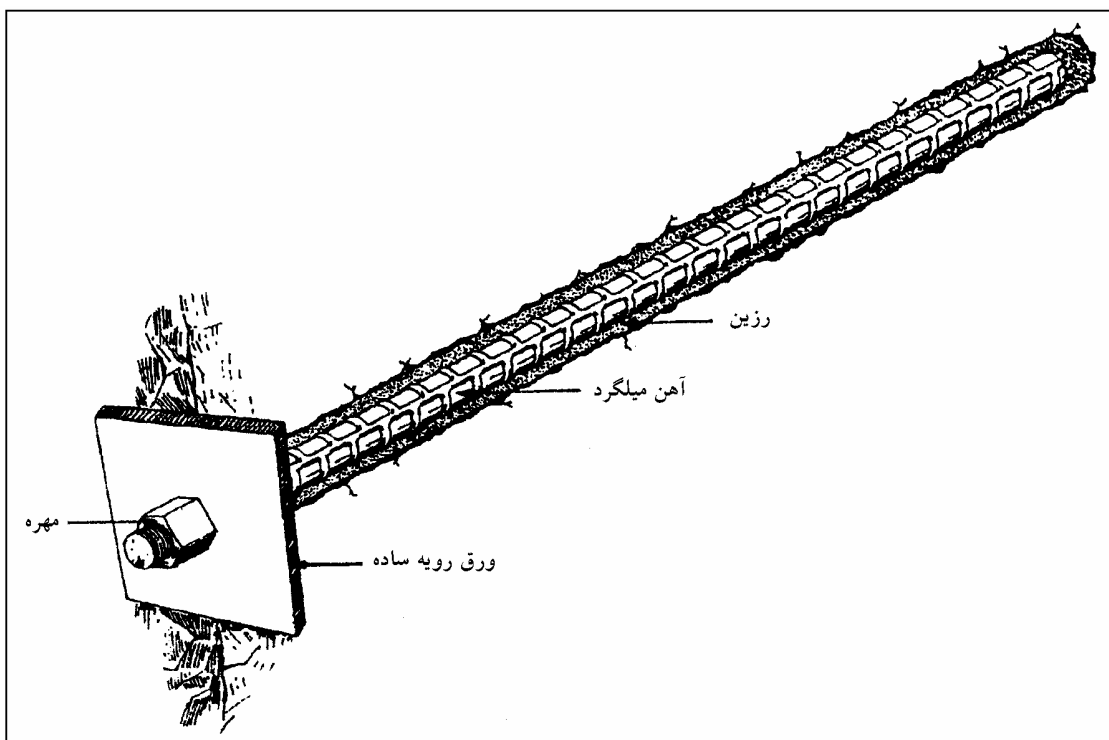
شکل پ - ۳-۱۳ - مقطع در روش کلنی



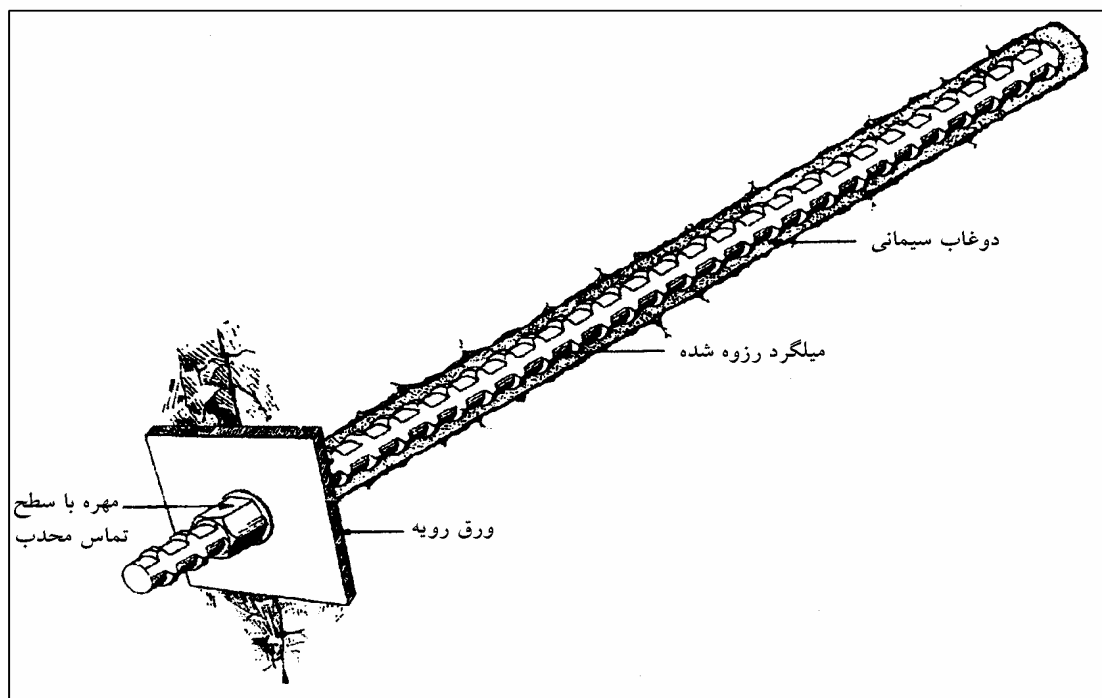
شکل پ - ۱۴-۳ - نمای ایزومتریک روش کلنی



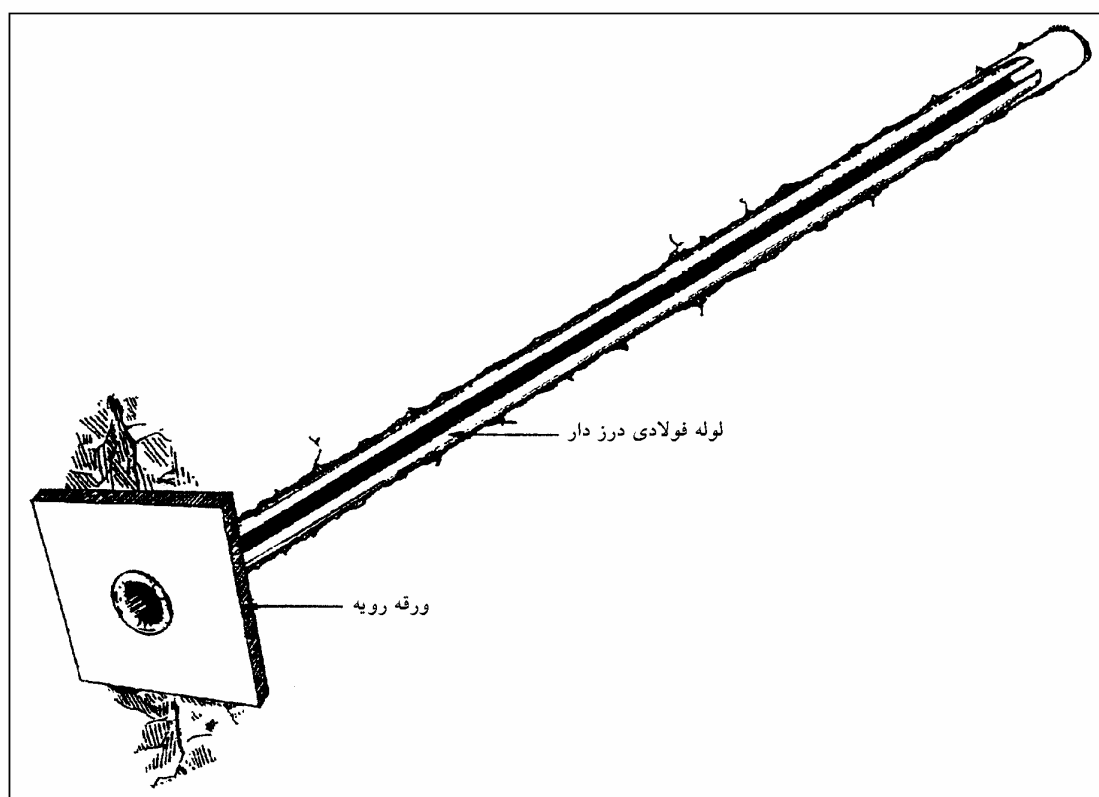
شکل پ - ۳-۱۵- میل مهار مکانیکی با مهره باز شونده



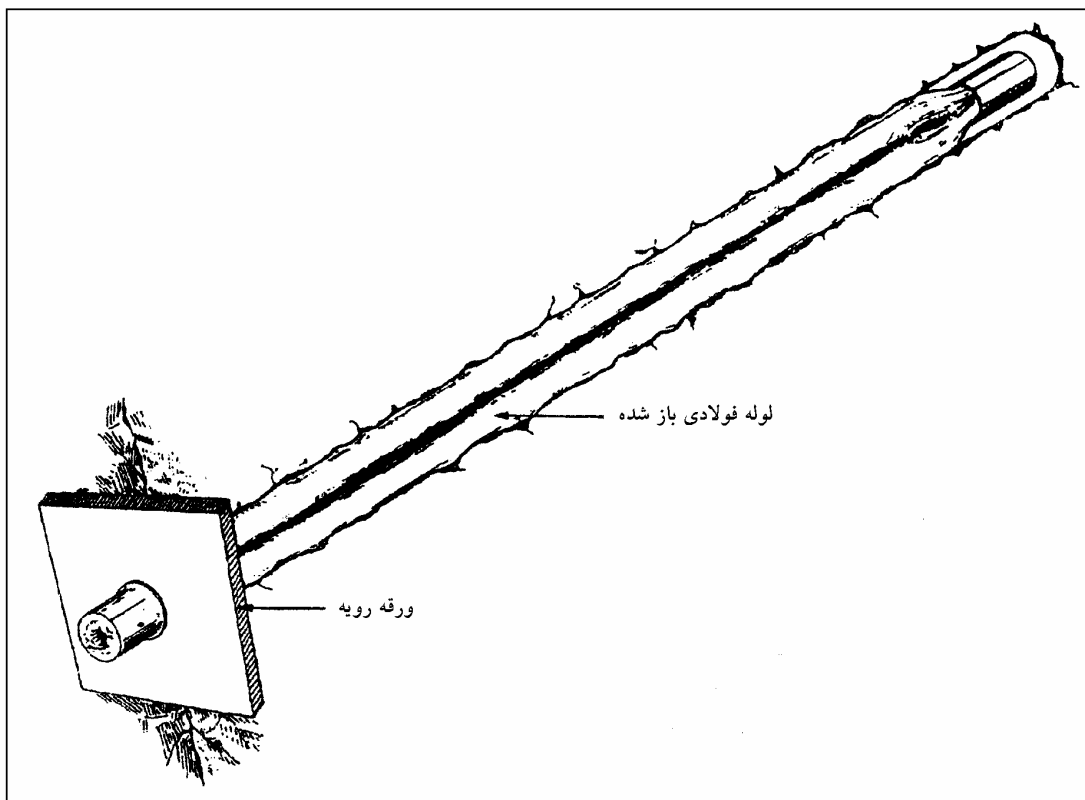
شکل پ - ۳-۱۶- آرماتور با ماده تزریق



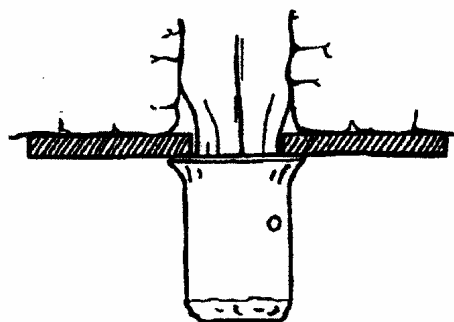
شکل پ - ۳-۱۷- آرماتور با ماده تزریق (فولاد رزوه شده)



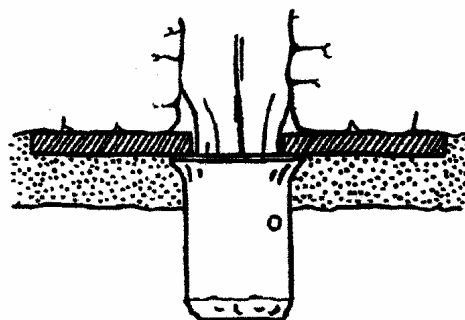
شکل پ - ۳-۱۸- رشته مهار اصطکاکی



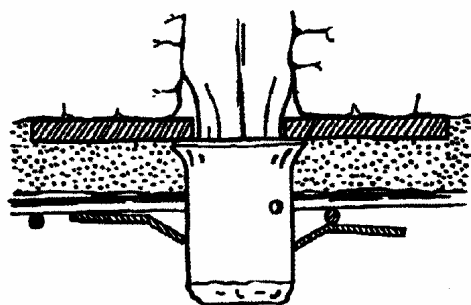
شکل پ - ۳-۱۹ - مهار اصطکاکی Swellex



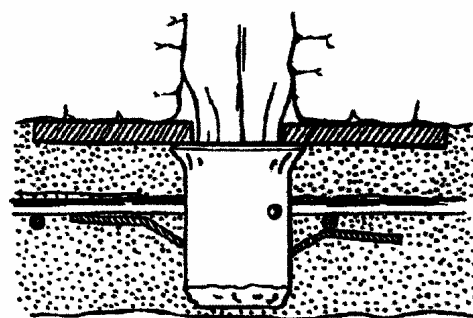
پیچ سنگ درجا



لایه اول بتن پاشیدنی

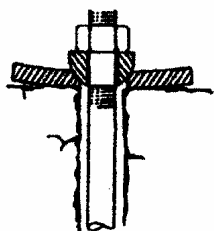


شبكة میل گرد واشر مشبك

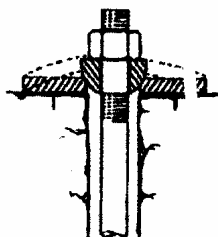


لایه دوم بتن

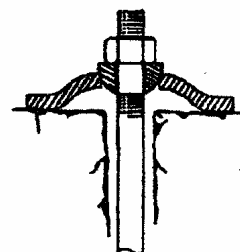
الف - انتهای مهار در شانکریت تثبیت سده است



ورق تخت



ورق برجسته



ورق مثلثی برجسته

ب - انواع تثبیت کننده های مهار

شکل پ - ۳-۲۰- ابزار تحکیم انتهای مهار

۲- حفاری توسط دستگاه‌های مکانیکی

در دانشگاه تکراس، مجموعه اطلاعات پروژه‌های تونل که با استفاده از تی.بی.ام حفاری شده‌اند وجود دارد. اطلاعات این جدول از ۲۳۱ پروژه واقع در امریکا، ۳۴۷ پروژه در کشورهای اروپایی و ۵۲ پروژه از سایر کشورها استخراج شده‌اند. سنگ‌هایی که پروژه در آنها انجام شده، غالباً رسوبی با مقاومت محوری بین ۲۰ تا ۲۰۰ مگاپاسکال بوده است. شرح پروژه‌ها در جدول پ - ۳ و نوع سنگ و سایر اطلاعات در جدول پ - ۳-۳ ارائه شده‌اند. نیروی عمودی بر دستگاه یا پیچش را می‌توان با مهار کردن دستگاه به دیوار تونل خنثی کرد.

از مواردی که توجه به آنها در استفاده از دستگاه‌ها شاخص هستند، زمان کاری دستگاه، میزان پیشرفت حفاری، نسبت زمان حفاری به زمان جابه‌جایی، نرخ پیشروی و میزان حفاری را می‌توان نام برد. برخی پیمانکاران زمان کاری^۱ دستگاه را تمام شبانه‌روز، و نگهداری دستگاه را شرایط آماده به کار تلقی می‌کنند. عملاً این زمان عبارتست از تمامی ساعات کار پروژه و زمانی که منحصرأً برای تعمیرات و نگهداری دستگاه مصرف می‌شود. بنابر این:

$$\text{زمان خارج از کار (برای تعمیر)} + \text{زمان حفاری TBM} = (\text{زمان کار})$$

مقدار برش^۲ عبارت است از حجمی از سنگ دست‌نخورده که در زمان واحد حفاری برداشته می‌شود. طبعاً زمان واحد متوسط باید به طور روشن تعریف شود. مقدار تیپ CR بین ۲۰ تا ۲۰۰ مترمکعب در ساعت حفاری دستگاه است. در جدول پ - ۳-۴ پارامترهای اجرایی و دامنه تغییرات آنها برای پروژه‌هایی که با تی.بی.ام انجام شده‌اند مندرج است.

1 - Shift Time

2 - Cutting Rate (CR)

جدول پ ۳-۲- شرح پروژه‌ها و ویژگی‌های آنها در فهرست UT

شرح	زمان کار	تعدادی از پروژه‌های فهرست
تعداد پروژه‌ها بر حسب زمان اجرا (برای جمع ۶۳۰ پروژه)	۱۹۶۳-۱۹۷۰ ۱۹۷۱-۱۹۷۵ ۱۹۷۶-۱۹۸۰ ۱۹۸۱-۱۹۸۵ ۱۹۸۶-۱۹۹۰ ۱۹۹۱-۱۹۹۴	۲۶ ۵۳ ۱۲۲ ۱۳۹ ۱۷۶ ۱۱۴
طول تونل‌ها بر حسب کیلومتر (طول کل در فهرست ۲/۳۹۰ کیلومتر)	۱۹۶۳-۱۹۷۰ ۱۹۷۱-۱۹۷۵ ۱۹۷۶-۱۹۸۰ ۱۹۸۱-۱۹۸۵ ۱۹۸۶-۱۹۹۰ ۱۹۹۱-۱۹۹۴	۸۱ ۱۳۴ ۴۰۰ ۵۳۰ ۶۶۶ ۵۷۹
تعداد پروژه‌ها بر حسب قطر (m)	۲-۳/۵ ۳/۶-۵/ ۵/-۶/۵ ۶/۵-۸ ≥۸	۲۱۹ ۲۳۷ ۱۰۴ ۳۶ ۳۴
تعداد پروژه‌ها بر حسب طول شفت‌ها	تعداد شفت ≤۱۵ ۱۵-۵۰ ≥۵۰	۴۰۲ ۳۵ ۹۲ ۱۰۱
طبقه‌بندی بر حسب گرادبان	سربالا، شیب بیشتر از ۲۰ درصد ۱۰ تا ۲۰ درصد ۳ تا ۱۰ درصد ۳ تا ۳- درصد ۳- تا ۱۰- درصد ۱۰- تا ۲۰- درصد بیش از ۲۰- درصد، سرازیر	۴۰ ۶ ۱ ۵۷۳ ۳ ۷ ۰
طبقه‌بندی بر حسب کیفیت تی‌بی‌ام	نو استفاده بلافاصله بعد از تعمیر تجهیز مجدد معین نشده	۳۱۸ ۲۲ ۲۶۱ ۲۹۰
طبقه‌بندی بر حسب سپر تی‌بی‌ام	باز تک سپر دو سپر سپر خاص پایین	۵۱۲ ۵۶ ۳۸ ۱۵ ۹

جدول پ ۳-۳- تشریح سنگ و مسائل مربوط به پروژه‌های TBM

شرح		
نوع سنگ و طبقه‌بندی زمین‌شناسی	رسوبی متامورف آذرین	۶۰٪ ۳۰٪ ۱۰٪
مقاومت تک محوری (MPa) (متوسط ۹۶ محدوده ۳ تا ۳۰۰)	<۲۰ مگاپاسکال ۲۰ تا ۸۰ مگاپاسکال ۸۰ تا ۲۰۰ مگاپاسکال بیشتر از ۲۰۰ مگاپاسکال	۱۱٪ ۲۸٪ ۵۲٪ ۹٪
پروژه‌ها با مسائل ویژه		
محدودیت ظرفیت تخلیه	تعداد پروژه‌ها	۷
فرسودن و سایش شدید ناخن‌ها		۱۸
وجود گاز در زمین		۲۵
دامنه وسیع تغییرات مقاومت		۴۳
دامنه وسیع تغییرات در کیفیت توده سنگ		۱۰۸
دامنه وسیع، هم در مقاومت و هم کیفیت توده سنگ		۱۴
جریان ورودی زیاد		۲۳
هوازدهی سنگ		۱۴
گسترده‌ی مناطق درز و شکافدار		۳۳
سنگ با تنش‌های زیاد		۷
شکستگی بزرگ در دستگاه		۳۰
توقف قرارداد		۹

جدول پ ۳-۴- پارامترهای اجرایی در پروژه‌هایی که با تی.بی.ام کار شده‌اند

پارامترهای تونل	میانگین	دامنه کار
طول تونل (در پروژه)	۳/۸ کیلومتر	۱۰۰ متر تا ۳۶ کیلومتر
قطر (بر حسب متر)	۴/۴	۲/ تا ۱۲/۲
میزان پیشروی (متر در ماه)	۳۷۵	۵/ تا ۲۰۸۴
میزان پیشروی (متر در هر ساعت شیفت)	۱/۲	۰/۳ تا ۳/۶
میزان پیشروی (متر بر ساعت تی.بی.ام)	۳/۳	۸/۵ تا ۰/۶
میزان پیشروی (میلی‌متر در هر گردش مته)	۷/۲	۱/ تا ۱۷
درصد	۳۸	۵ تا ۶۹

نرخ پیشرفت حفاری^۱: زمان کار TBM با ساعتی که روی دستگاه نصب می‌شود اندازه‌گیری خواهد شد. راه‌اندازی ساعت با فشار حداقل پروانه یا حداقل نیروی پیچش و آغاز حفاری توسط سرمته است.

زمان حفاری دستگاه / طول حفاری شده = PR

PR را غالباً به صورت متوسط ساعتی در یک زمان پایه اندازه‌گیری می‌کنند. در برخی موارد PR در هر گردش سر مته نیز حساب می‌شود (PREV)^۲. مقدار تیپ ۲ تا ۱۵ میلی‌متر در هر دور است.

بهره‌وری دستگاه، نسبت مدت حفاری به زمان کاری دستگاه است:

$U = 100 \times \text{مدت حفاری} / \text{زمان کار}$

برای U، میزان ۳۵ تا ۵۰ درصد متداول است. این عامل تابع نوع سنگ، وضعیت دستگاه، توانایی‌های پیمانکار، شرایط پروژه و عوامل انسانی می‌باشد. پیشروی واحد زمان^۳ (یا AR) بر پایه زمان کار دستگاه به دست می‌آید:

زمان کار / طول حفر شده = AR

مقدار AR به تغییرات PR (به علت سختی سنگ یا ضعیف بودن TBM) و تغییرات U مانند ضعیف بودن بیش از حد سنگ، ناپایدار بودن کف تونل (که موجب خارج شدن سامانه از ریل می‌شود و یا سنگ‌های بسیار خورنده که سبب خورده شدن سریع مته می‌شوند) بستگی دارد.

مقدار خورندگی در مته، بسته به سختی و نرمی سنگ متفاوت است و تیغه برش از ۲۰۰ تا ۴۰۰ کیلومتر تا هر ۲۰۰۰ کیلومتر (در سنگ‌های نرم) باید تعویض شود.

نوع مناسب دستگاه و میزان پیشروی حفاری، تابع مقاومت فشاری و کشش سنگ می‌باشد. فرمول‌های تجربی در این زمینه وجود دارد. با استفاده از ایندکس‌های توده از جمله RMR و RSR نیز روابطی تعریف شده‌اند.

۳- مهاربندی و قاب‌ها و بتن‌پاشی به عنوان حفاظ موقت

بتن‌پاشیدنی^۴ به علت انعطاف عملی آن در شرایط متفاوت، یکی از روش‌های مناسب همراه با مهاربندی سنگ‌ها است. بتن‌پاشیدنی را می‌توان روی شبکه میلگرد یا تور سیمی اجرا کرد. امروزه گذشته از دو مورد بالا، از الیاف فولاد مخلوط در بتن به جای سامانه‌های سنتی بتن‌پاشیدنی استفاده می‌شود. در SFRS^۵ بتن مقاومت بلند مدت زیادی پیدا کرده و در مقابل ضربه نیز مقاوم‌تر می‌شود. برای افزایش مقاومت و آب‌بندی، از مواد افزودنی از جمله میکروسیلیکا استفاده می‌گردد.

1 - Penetration rate

2 - Prev: Penetration per revolution پیشروی در هر دور گردش

3 - Advance Rate

4 - Shot crete

5 - Steel Fibre Reinforced Shotcrete

بتن پاشیدنی به ضخامت ۵ تا ۱۰ سانتی متر روی سطح سنگ تازه اجرا می شود. زمان گیرش، از چند دقیقه تا چند ساعت متغیر است. با توجه به اینکه پاشیدن بتن در زیر لایه های میل گرد و همچنین حفظ آن در رویه غالباً مشکل می باشد، امروزه در دنیا روش غالب در بتن پاشیدنی همان بتن با الیاف فولادی است. طول قطعات فولاد ۲۵ تا ۳۸ میلی متر و نسبت طول به عرض یا ضخامت بین ۵۰ تا ۷۰ بوده و فولاد معمولاً آجدار است. مقدار آهن مصرفی بین ۵۰ تا ۸۰ کیلوگرم فولاد به مترمکعب بتن است. ساخت و آزمایش قطعات (الیاف فولاد) در استانداردهای مختلف از جمله ASTM A۲۸۰ و اختلاط بتن پاشیدنی با الیاف در ASTM C۱۱۶ تشریح گردیده. در جدول پ-۳-۵ جزئیات فنی تیپ مهارها نشان داده شده است.

در رویه سنگ های مهار شده توسط انواع مهارها، قطعات تقویتی به کار می رود که غالباً شامل قطعات ورق فولاد در شکل ها و با ویژگی های مختلف واکثر و مهره می باشد. حتی هنگام استفاده از لایه بتن پاشیدنی نیز، اتصال مهار با سنگ و با لایه میلگرد یا توری، به بستن مهار در رویه با جزئیات مناسب نیاز دارد.

۱-۳ قاب ها و تیرهای مشبک^۱

یکی از روش های قدیمی و سنتی به عنوان حفاظت موقت تونل ها، چوب بست بوده است. این روش امروزه به قاب های فولادی و قاب های مشبک تبدیل شده است. در شکل های پ-۳-۲۱ و پ-۳-۲۲ قاب فولادی معمولی و عناصر مشبک، و در شکل پ-۳-۲۳ قاب مشبک با بتن پاشیدنی و میل مهار در یک سنگ گسل خورده نشان داده شده، استفاده از مهارها و بتن پاشیدنی متداول تر است، مگر اینکه توده سنگی که بار اعمال می کند بزرگ بوده یا منطقه گسلیده باشد. نصب قاب ها از پایین به بالا انجام شده و برای ایجاد یکپارچگی و حفظ توده، عناصر طولی (لاپه ها) نصب می گردند. قاب ها باید تماماً در بتن پاشیدنی مستغرق شوند. قاب های مشبک، علاوه بر نشاندن در بتن پاشیدنی، در آن مدفون می شوند. حفاظت توسط قاب و قاب های مشبک سنگ های ضعیف به کار می روند.

از جمله حفاظت های متداول، عناصر پیش ساخته بتن در روش تی.بی.ام است. در این روش، اگر مقطع در زیر تراز آب باشد، عناصر بتنی به هم پیچ می شوند تا آب بندی لازم حاصل شود. از آنجا که استفاده از واکثر و پیچ و مهره پر هزینه است در تونل های آب بر و تنها در موارد ضروری مورد استفاده قرار می گیرند؛ در غیر این صورت قطعات بدون پیچ کافی است.

روال معمولی در زمینه پوشش های بتنی پیش ساخته این است که پس از حصول اطمینان از مناسب بودن این روش، طراحی توسط مهندس طراح انجام می شود. پیمانکار سامانه معادلی را که با روش های او سازگارتر است به کار می برد. در شکل های پ-۳-۲۴ و پ-۳-۲۵ برخی جزئیات اجرایی تیپ داده شده که در عمل، باید تغییرات لازم در آنها اعمال گردد. روش اجرایی به اختصار به این ترتیب است که بخش زیرین روی سپر دستگاه قرار داده می شود. با عبور سپر، این قطعه به صورت آزاد روی کف قرار می گیرد تا با انطباق جای پیچ ها، قطعات قبلی با آنها متصل شود. با توجه به مقاومت بلند مدت مورد انتظار، پوشش های بتنی تمام مقطع باید دارای مقاومت و عمر کافی باشد. از این جهت، بتن ها دارای پوزولان بوده و مقاومت بتن پیش ساخته برای استوانه (۲۸ روزه) حدود ۴۰ مگاپاسکال خواهد بود. آرماتورها ترجیحاً به صورت شبکه بوده و تا حد امکان باید شکل ساده داشته باشند.

به عنوان جمع بندی این بخش، می توان این موارد را بیان نمود:

جدول پ ۳-۵- جزییات فنی تیب در مهارهای مختلف

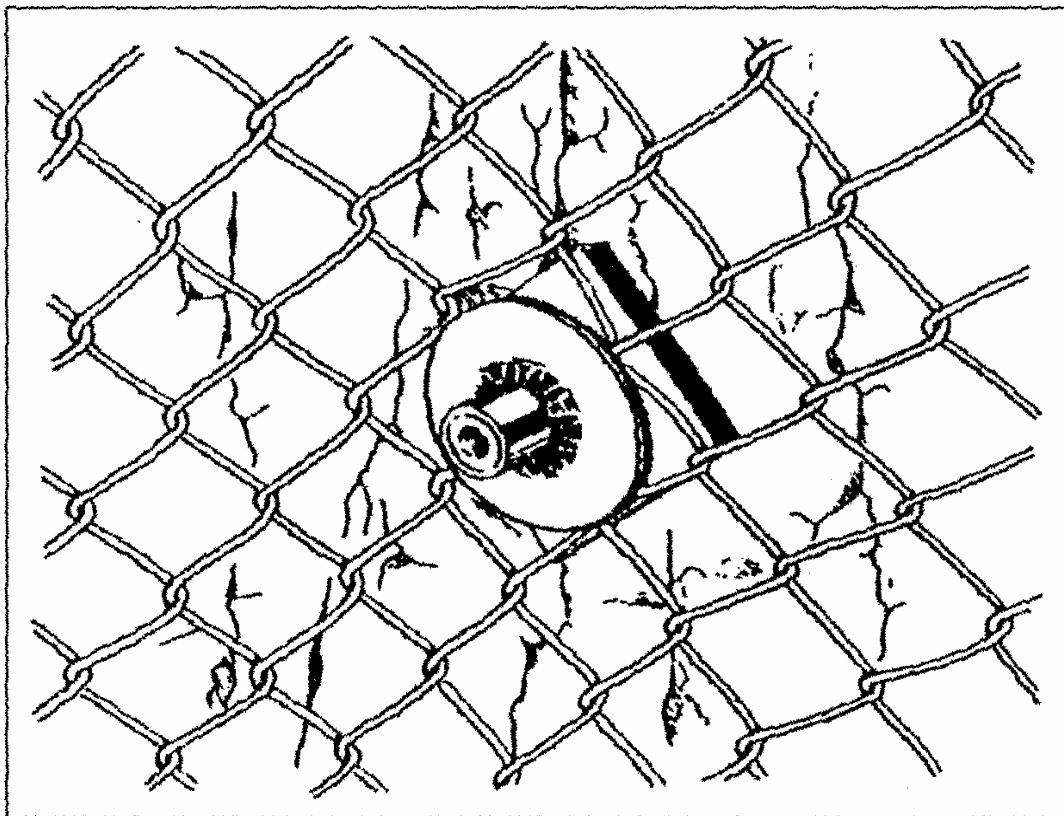
شرح	مهارهای مکانیکی	پیچ سنگ‌های تزریق شده با رزین ^۱	پیچ سنگ‌های تزریق شده با سیمان ^۲	مهارهای اصطکاکی (چاکدار) ^۳	مهارهای اصطکاکی (سولکس) ^۴
کیفیت فولاد (مگاپاسکال)	۷۰۰	۵۷۰	۱/۰۸۰	ویژه	ویژه
قطر میله	۱۶	۲۰	۲۰	۳۹	۲۶
بار تسلیم فولاد (کیلونیوتون)	۱۴۰	۱۲۰	۲۸۳	۹۰	۱۳۰
بار نهایی فولاد (کیلونیوتون)	۱۸۰	۱۸۰	۳۲۹	۱۱۰	۱۳۰
کشش نهایی محوری فولاد (درصد)	۱۴	۱۵	۹/۵	۱۶	۱۰
وزن فولاد (کیلوگرم بر متر طول)	۲	۲/۶	۲/۶	۱/۸	۲
طول میله (متر)	نامحدود	نامحدود	نامحدود	۰/۹-۳	نامحدود
قطر معمول برای چال (میلی‌متر)	۳۵-۳۸	۳۰-۴۰	۳۲-۳۸	۳۵-۳۸	۳۲-۳۸
امتیازات:	ارزانی، تأمین فوری پایداری، استفاده دائمی باربری زیاد سنگ	باربری سریع، قابلیت کشش، مقاومت در برابر خوردگی. کاربرد در اغلب سنگ‌ها.	مقاومت و سهولت، مقاومت در برابر خوردگی، کاربرد در اغلب سنگ‌ها، ارزانی.	نصب سریع و ساده، تأمین فوری پایداری مناسب بودن برای شرایط متفاوت.	نصب سریع و ساده، تأمین فوری پایداری مناسب بودن برای شرایط متفاوت.
نقاط ضعف:	کاربرد فقط در سنگ‌های سخت، نصب مطمئن و دشوار است. برای کشش مناسب باید کنترل شود. بر اثر انفجار، لقی می‌شود.	مواد زائد، و ریخت و پاش دارد. رزین عمر کاری محدود دارد. نسبت به محیط تونل حساس است.	زمان نصب آن از رزین بیشتر است. برای پیچ‌های با رزین کاربرد دارد.	گران است، قطر حفاری مهم است. برای طول‌های کوتاه کاربرد دارد. در مقابل خوردگی مقاوم نیست.	گران است. در برابر خوردگی مقاوم نیست. پمپ مخصوص نیاز دارد.

1 - Resin Grouted Bolts (Dowels)

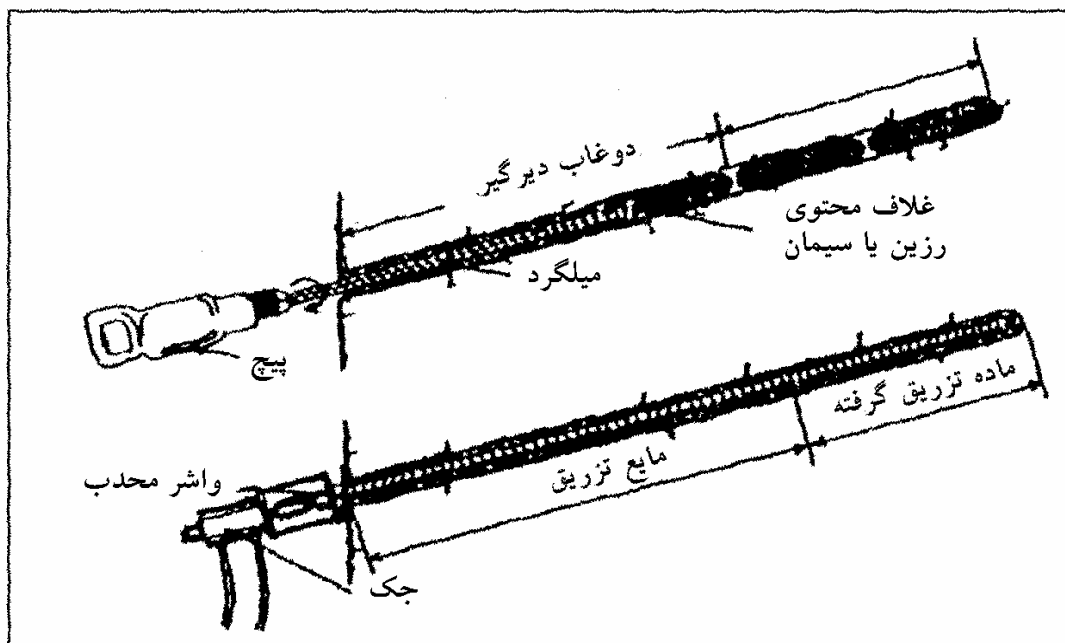
2 - Cement Grouted Bolts

3 - Friction Anchored (Split set)

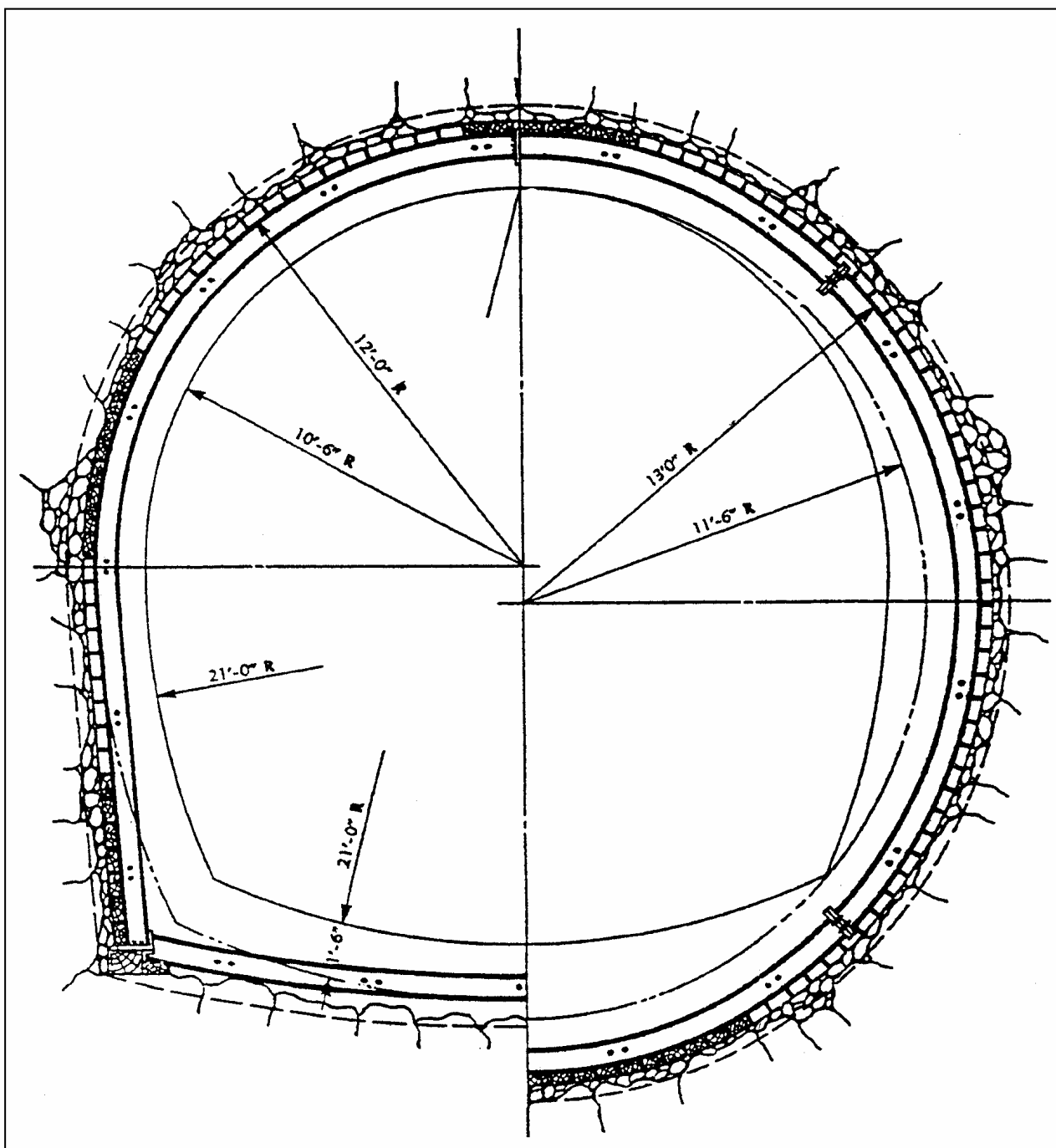
4 - Swellex



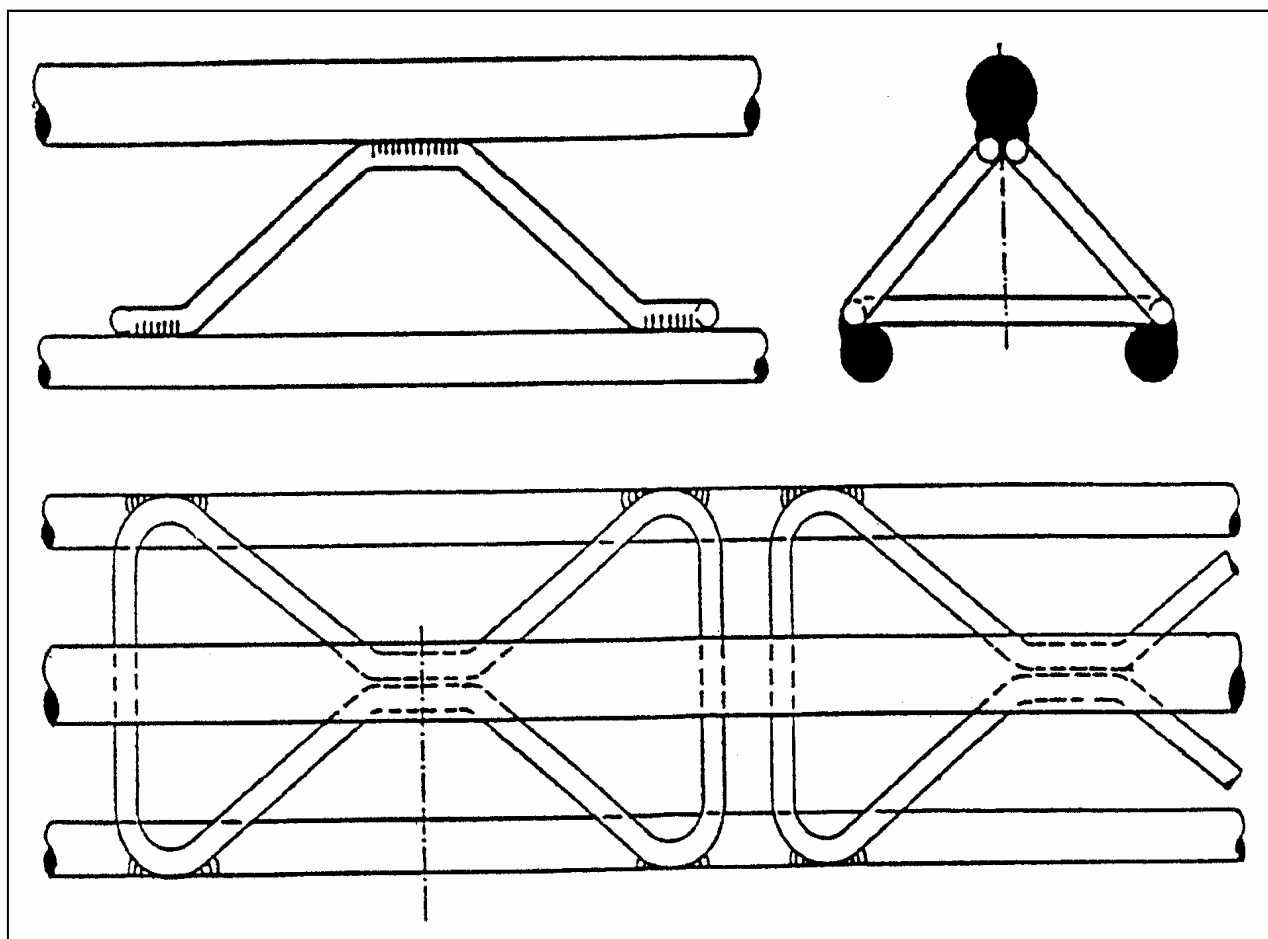
شکل پ - ۳-۲۱- توری سیمی و قطعات تثبیت انتهای مهار



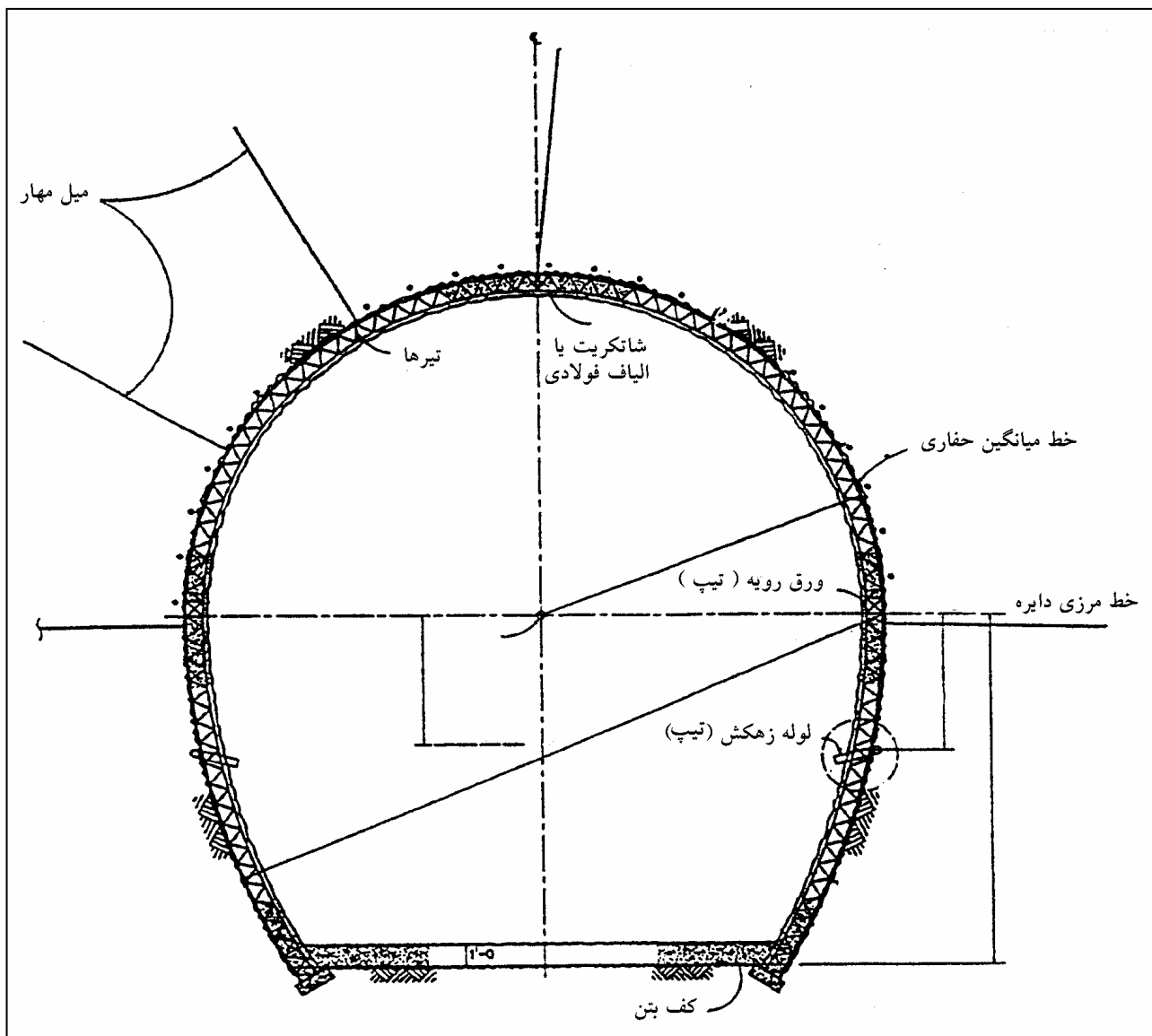
شکل پ - ۳-۲۲- نصب مهار کششی با تزریق از نوع زرین



شکل پ - ۳-۲۳ - نمونه قاب فولادی تبدیل تونل هیدرولیکی نعل اسبی - مقطع دایره معادل

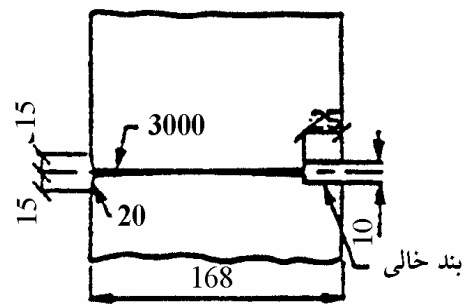
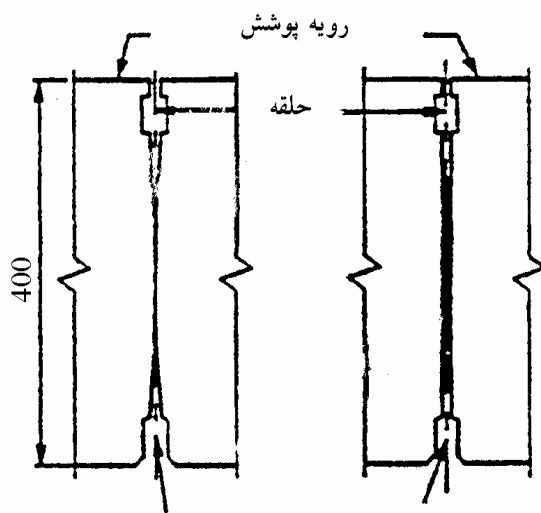
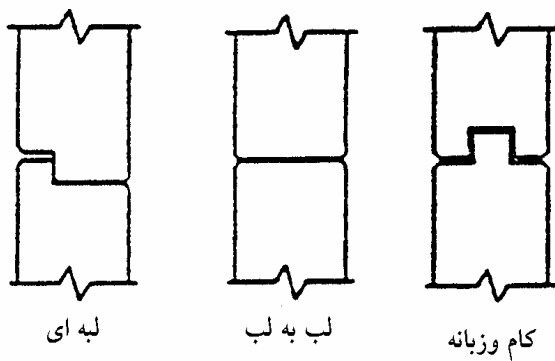
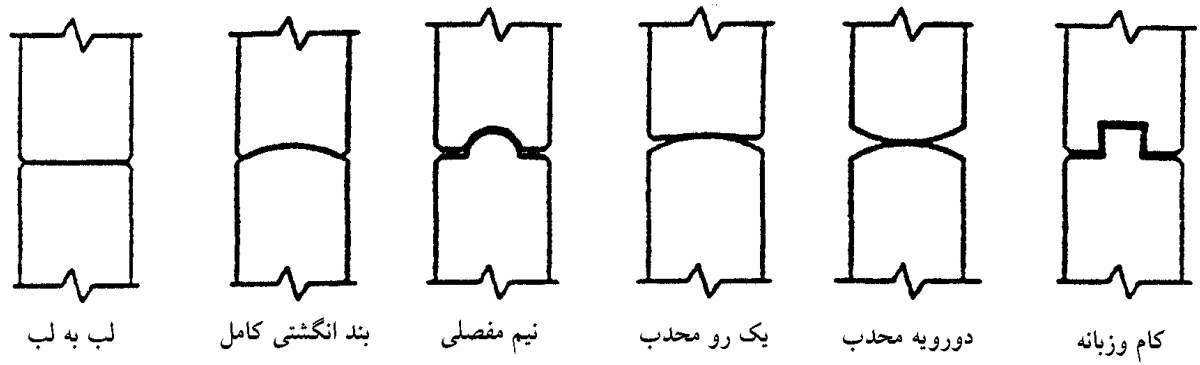


شکل پ - ۳-۲۴ - تیرهای مشبک

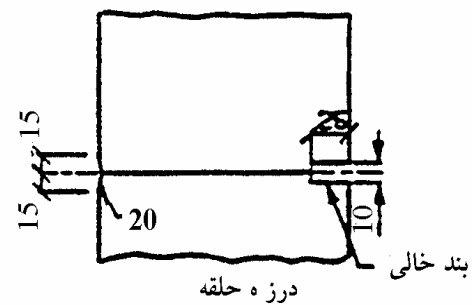


شکل پ - ۳-۲۵ - قاب‌های مشبک و کاربری آنها به عنوان بخشی از تقویت دائمی

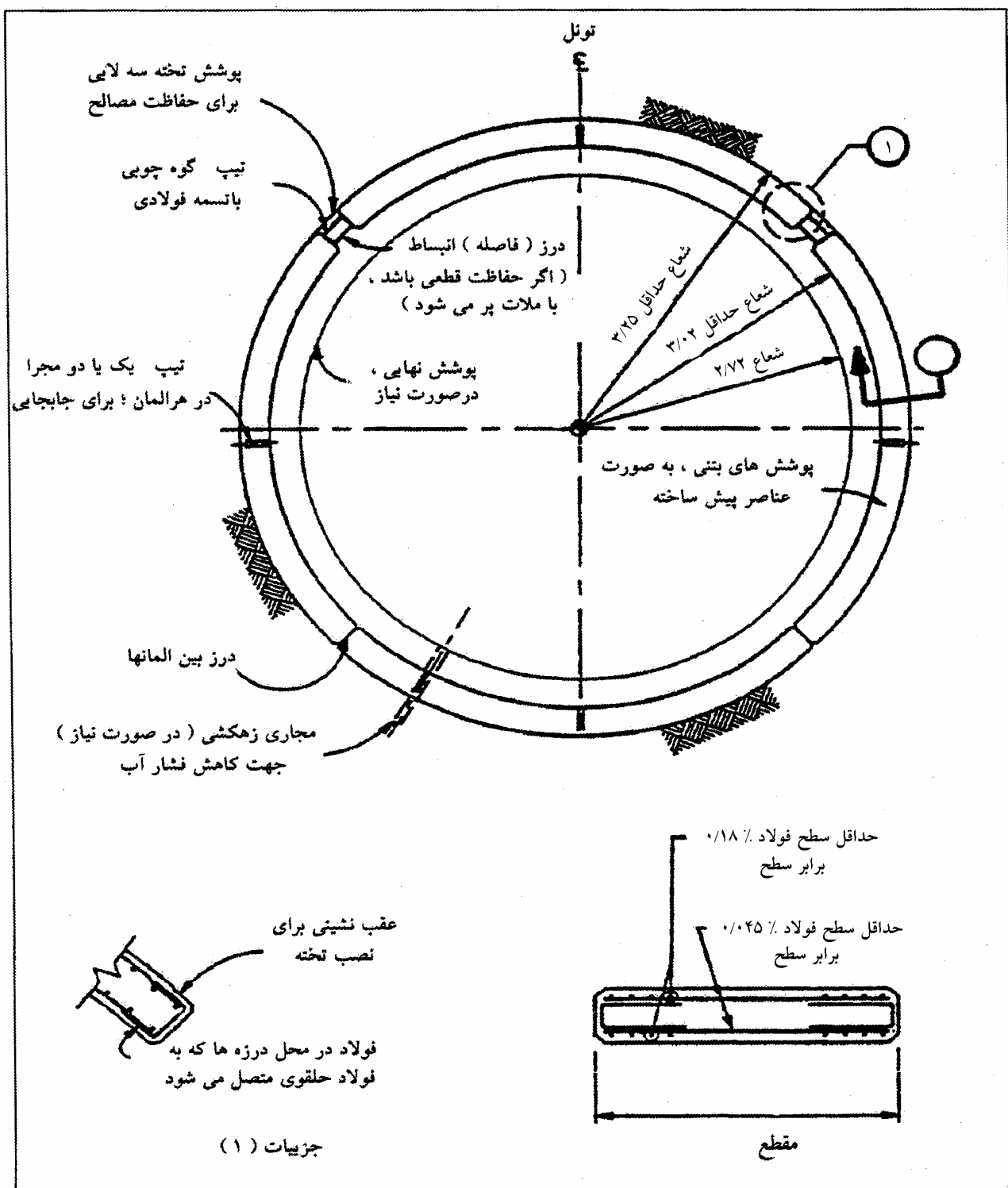
انواع درزهای بین دو بخش



درز بین قطعات



شکل پ - ۳-۲۶- انواع درزهای پوشش بتنی



شکل پ - ۳-۲۷- پوشش بتن سازه ساده از نوع بازشونده و کاربرد آن به عنوان نگه دارنده زمین یا پوشش دائم

متداول‌ترین روش حفاری در تونل‌ها، روش جدید اتریشی است. در این روش، هم از انفجار و هم از دستگاه حفار کله‌گاو استفاده می‌شود. وجه تمایز روش در شکل اجرا و تقدم و تأخر عملیات است. حفاظت‌های موقت شامل بتن‌پاشی، انواع مهارها، عناصر فولادی (امروزه قاب‌های مشبک) و یا نصب پایه‌های عمودی موقت، پایدارسازی موقت، سطوح حفاری، بتن‌پاشیدنی و یا بتن‌های الیافی و مهارها، ترمیم سنگ (با تمهیداتی از جمله تزریق، روش انجماد و آبکشی) می‌باشد.

۲-۳ تیپ‌های عملی مهاربندی

برای تعیین حرکت همگرای دیوارها به سمت هم، حرکت دیواره به سمت تاج، ملاحظه تورم کف، کرنش در تاج و سایر تغییر شکل‌ها حایز اهمیت می‌باشند. ابزار مورد استفاده عمده عبارتند از:

- انبساط‌سنج‌های^۱ در جهات مختلف
- کرنش‌سنج‌ها^۲ یا اندازه‌گیرهای بار^۳ در بتن پاشیده، در سطح تمامی سنگ و بتن پاشیدنی یا عناصر فولادی و یا قاب‌های مشبک

اگر تغییر شکل‌ها زیاد بوده یا تونل پایداری کافی نداشته باشد، حتی بدون ابزار دقیق نیز این تغییر شکل‌ها را می‌توان ملاحظه کرد.^۴ روش جدید اتریشی، خصوصاً در زمین‌های نرم و در مواردی که ضخامت پوشش در بالای تونل کم است، خطر آفرین بوده و به پرسنل ماهر نیاز دارد. ریزش‌ها خصوصاً در رویه‌ها زیاده‌تر است. برای رسیدن به اطمینان لازم و کافی، معمولاً آنالیزهایی برای حالت‌های شبیه‌سازی شده در هنگام اجرا صورت می‌گیرد.

از جمله روش‌هایی که به اجرای کار کمک می‌کند، تیپ کردن مقاطع از نظر پیش‌بینی حفاظت‌ها است که در شکل‌های پ-۳ تا پ-۳۰ نمونه‌هایی از این طبقه‌بندی ارائه شده است.

در این طبقه‌بندی، مبنای کار، طبقه‌بندی Q است. در کلاس A، $Q < 4$ در کلاس B، $0/4 < Q < 4$ و در کلاس C، $Q < 0/4$ می‌باشد.

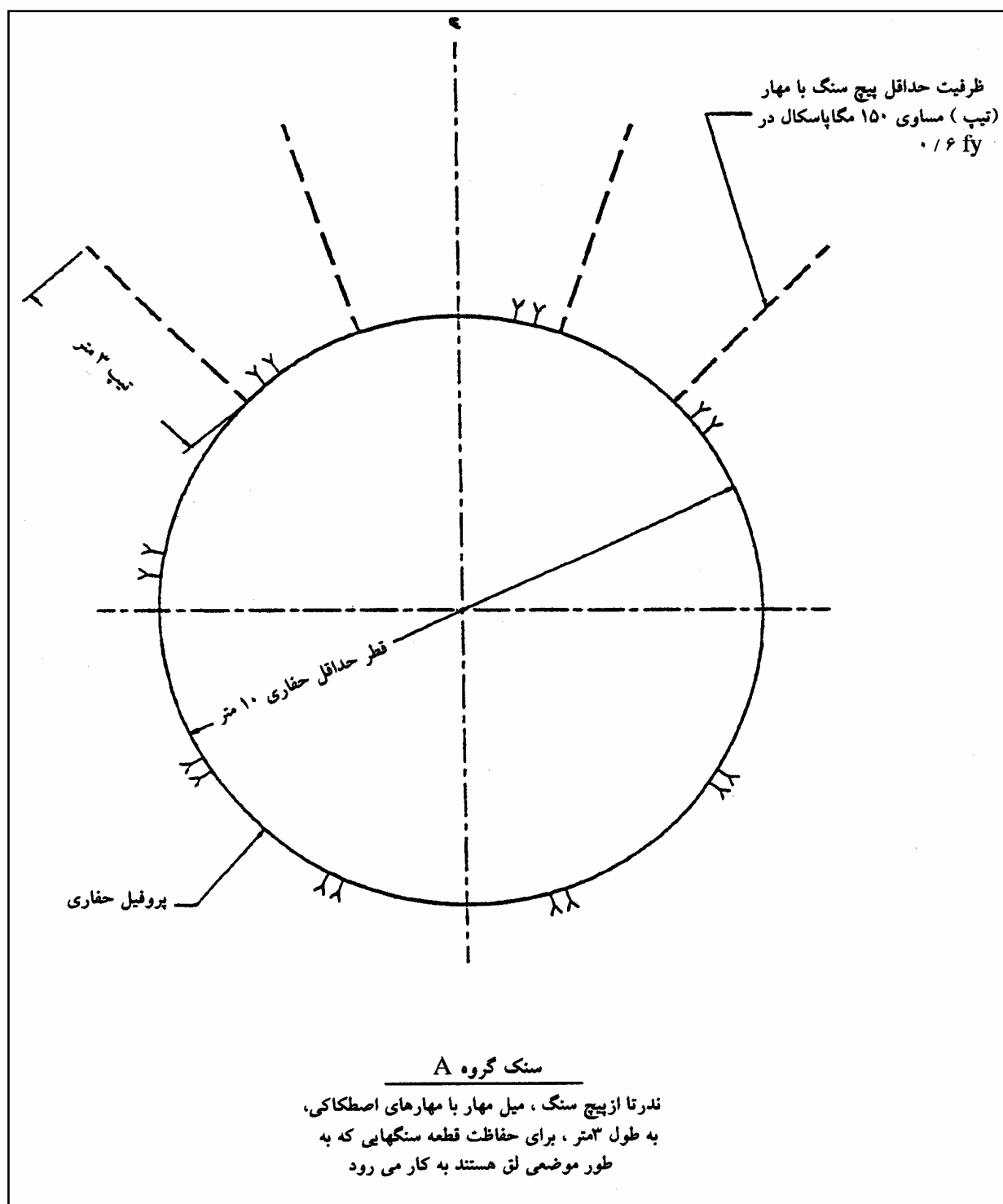
امروزه به علت محدودیت و مشکلات عملی طبقه‌بندی Q، روش ساده شده Q برای استفاده در کارگاه به کار می‌رود. گروه A با حداقل شرایط شامل: $RQD = 30\%$ با دو سری درزه (یک‌سری در راستای لایه‌بندی) به اضافه درزه‌های تصادفی، درزه زبر و نامنظم، مستوی یا خم‌دار، درزه کمی آلتزه یا آلتزه نشده با جریان متوسط آب، گروه B با حداقل شرایط شامل $10\% RQD$ = به سه سری درزه، درزه‌ها و خم‌دار و یا زبر و نامنظم ولی مستوی، سطوح درز با آلتراسیون کم، با آب زیاد و گروه C به سنگ‌های ضعیف‌تر از B اتلاق می‌شود. طبقه‌بندی سنگ‌ها برای حفاظت موقت در فصل‌های بعدی تشریح گردیده‌اند.

1 - Extensometer

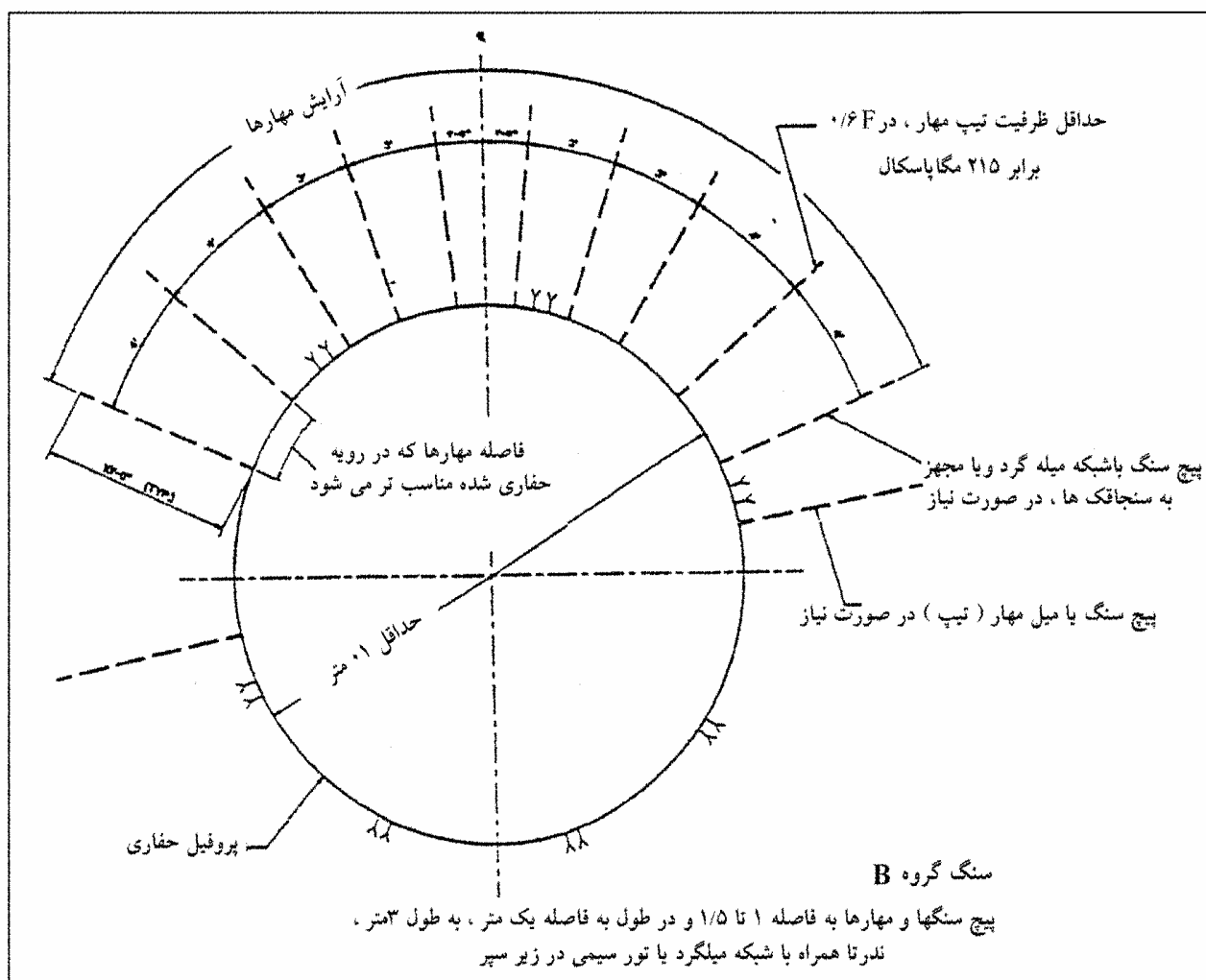
2 - Strain gage

3 - Load cell

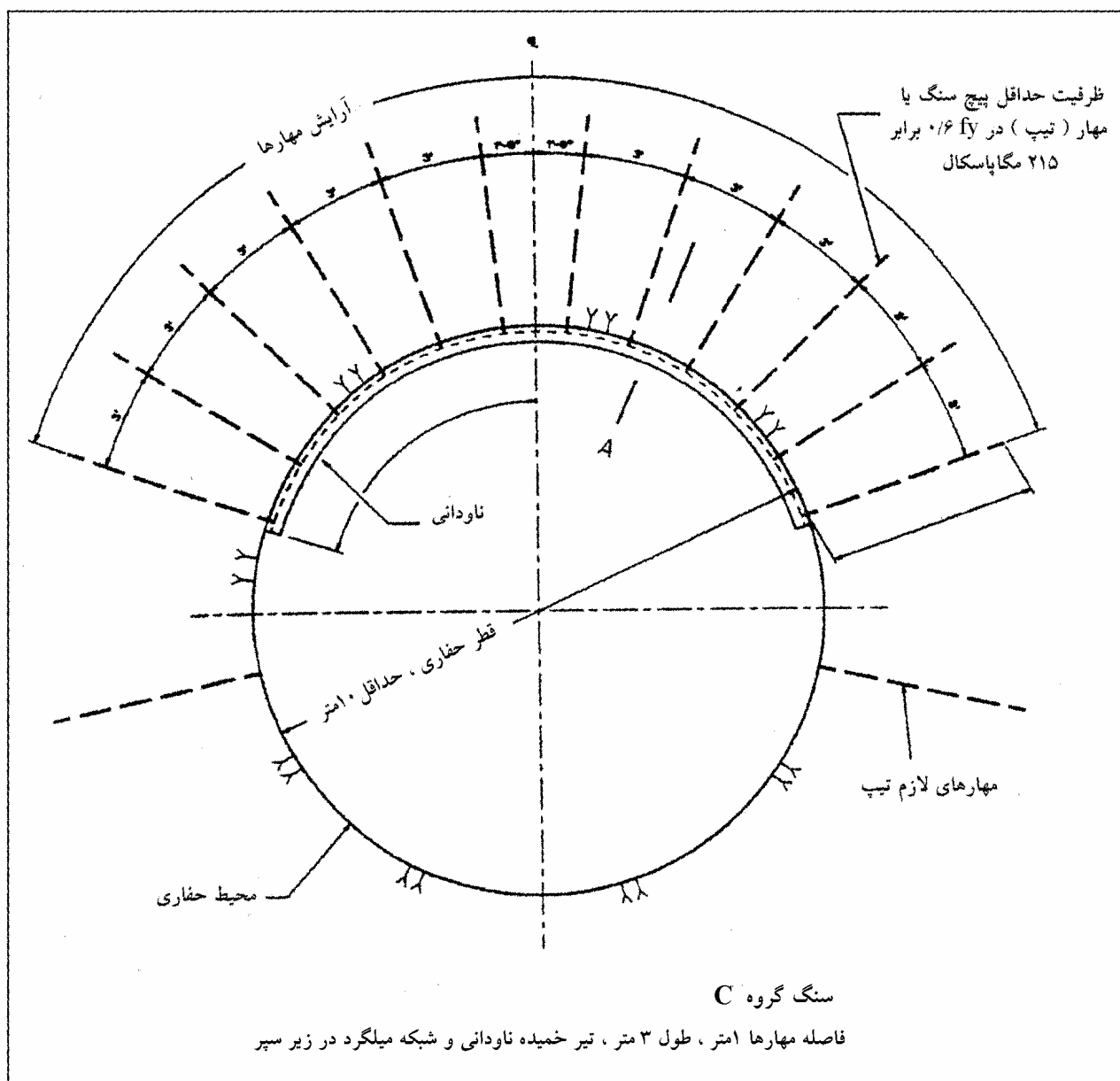
۴- تشریح کافی در مورد ابزار دقیق و رفتارنگاری، در فصل هشتم آمده است.



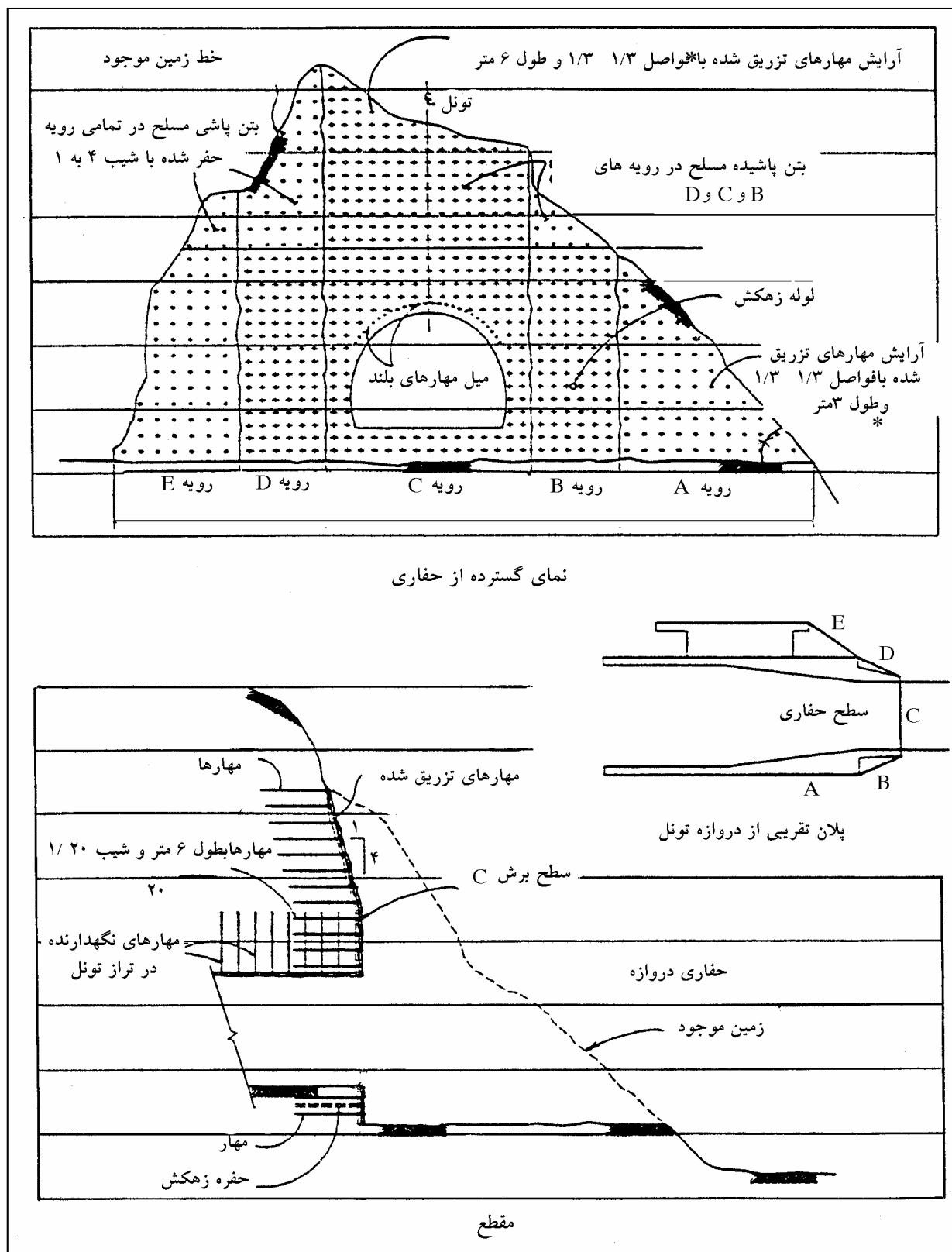
شکل پ - ۳ - ۲۸ - حفاظت زمین، سنگ‌های کلاس A



شکل پ - ۳-۲۹ - حفاظت زمین، سنگهای کلاس B



شکل پ - ۳ - ۳ - حفاظت زمین، سنگ‌های کلاس C



شکل پ - ۳-۳۱- حفر دروازه‌های ورودی یا خروجی و حفاظت مربوطه

در تونل‌هایی که با تی.بی.ام حفر می‌شوند، حفاظت با بتن‌پاشی نامناسب است. خصوصاً اگر سنگ خاصیت تورق، جدا شدن و یا سایر پدیده‌های ناشی از قرار گرفتن در معرض هوا را نداشته باشد. در این روش، استفاده حداکثر از میل مهارها، شبکه میلگرد و یا سنجاقک‌های U شکل (یو) به عمل می‌آید. در شکل‌های فوق گروه‌های حفاظت تیپ شده‌اند. سنگ‌های گروه A در اغلب موارد نیازی برای حفاظت موقت ندارند و افزودن حفاظ تنها برای افزایش ایمنی است (معمولاً مقداری فولاد و مهار در قراردادهای پیش‌بینی می‌شود). در پروژه‌هایی که با تی.بی.ام حفر می‌شوند، تونل‌های کوتاهی را باید به وسیله انفجار حفر کرد که به دو تیپ A و B+C (به ندرت گروه C) ممکن است برخورد شود.

دو سر تونل‌ها (دروازه‌های ورودی و خروجی) به علل زیر دارای شرایط ویژه هستند:

- سنگ هوازدهی بیشتری دارد.
 - در طراحی دروازه‌ها، ملاحظات مربوط به پایداری شیب‌ها نیز باید لحاظ شود.
 - معمولاً دروازه‌ها ابتدای کار تونل هستند و گروه اجرایی، لمس کافی و لازم از شرایط اجرا را ندارند.
 - دروازه‌ها به علت استفاده بیشتر در هنگام اجرا و بهره‌برداری، باید ایمنی بیشتری داشته باشند.
- در صورتی که سنگ هوازده باشد، باید در طراحی‌ها از ویژگی‌های خاک (به جای سنگ) استفاده شود. در مواردی نیز، از ترکیب ویژگی‌های سنگ و خاک استفاده خواهد شد. در شکل پ ۳-۳۱ سامانه تیپ مهار و حفاظت دروازه تونل نشان داده شده است.

۱- کلیات

در این پیوست، جزییات مربوط به روش‌های تجربی و نیمه‌تجربی - نیمه‌نظری طبقه‌بندی سنگ‌ها و روش‌های پایداری تونل‌ها با استفاده از روش‌های مختلف تشریح شده است.

روش ترزاقی، قدیمی‌ترین روش نیمه‌نظری است که کاربرد آن برای تونل‌های حفاری شده با روش‌های انفجار دستی و حفاظت توسط قاب‌ها (اعم از چوبی یا مجموعه فولادی) ارائه شده و بعد از آن طبقه‌بندی‌های دیگر به ترتیب آمده است.

۲- بارگذاری ترزاقی و RQD

در بارگذاری ترزاقی، بار وارد بر قاب‌های فولادی به ویژگی‌های 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 دانه‌ای و بدون چسبندگی کاربرد دارد. در شکل‌های پ ۴-۱ و پ ۴-۲ مقطع یک مغار و نیروهای وارد بر آن نشان داده شده است.

در زیر سطح مغار و در طرفین آن، دو سطح لغزش با زاویه $45 \pm \frac{\phi}{2}$ درجه ایجاد می‌شود که زمین در اطراف آن، فشار مؤثر وارد می‌کند. به این ترتیب، سطح بارگذاری افقی برابر B است. اگر نسبت فشارهای افقی به عمودی k باشد، پس از نوشتن رابطه تنش‌ها برای نوار افقی به ضخامت dz خواهیم داشت:

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma - \frac{2c}{B} - 2k\sigma_v \frac{\tan\phi}{B}$$

در شرایط مرزی و در رویه $z=0$ و $\sigma_v = q$ رابطه زیر به دست می‌آید:

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

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

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

اگر ضخامت بارگذاری H باشد:

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

در اعماق زیاد، پدیده تشکیل قوس تا کف نمی‌رسد. طبق نظر تجربی ترزاقی مقدار k در ارتفاعی حدود B بین ۱ تا ۱/۵ افزایش پیدا می‌کند و در ارتفاعات بیش از B ۲/۵ تغییر شکل لایه‌های زیرین، روی شرایط تنش لایه‌های فوقانی اثر نمی‌گذارد و اثر قوسی ایجاد نمی‌شود. فشار سنگ از دو بخش ترکیب شده است. بخشی که در آن قوسی شدن خاک اتفاق می‌افتد و ارتفاع H_1 در بالای آن که بار خارجی آن $q=H_1$ است.

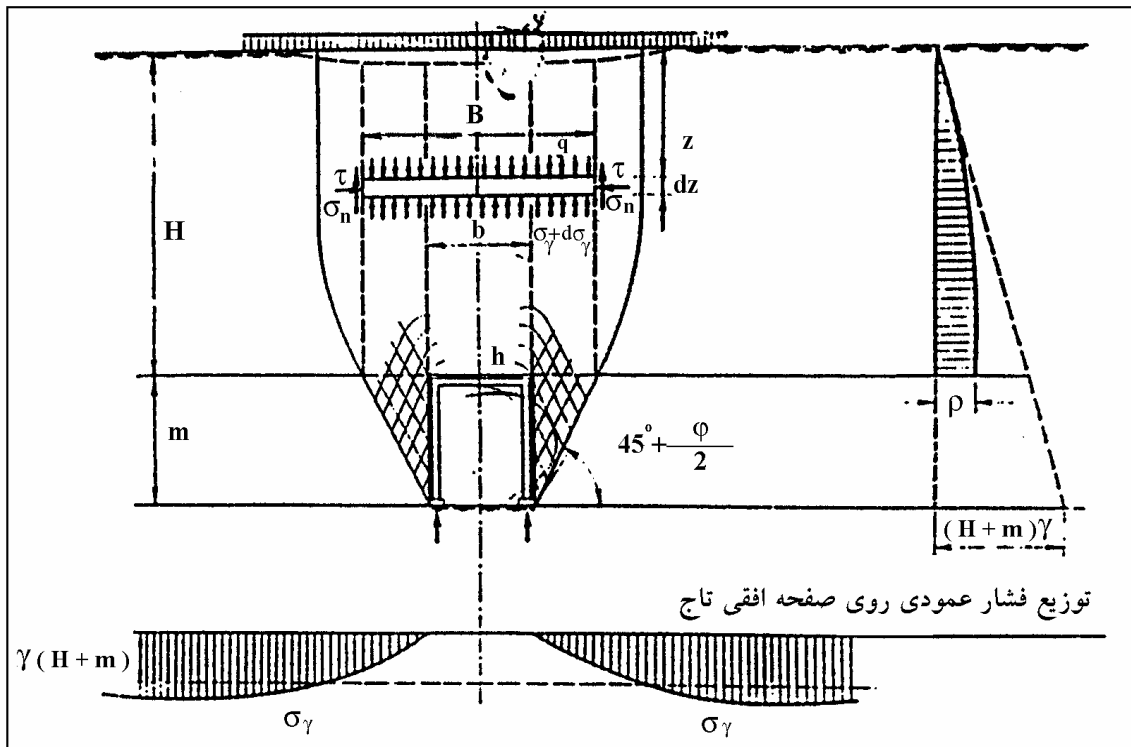
در رابطه زیر:

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

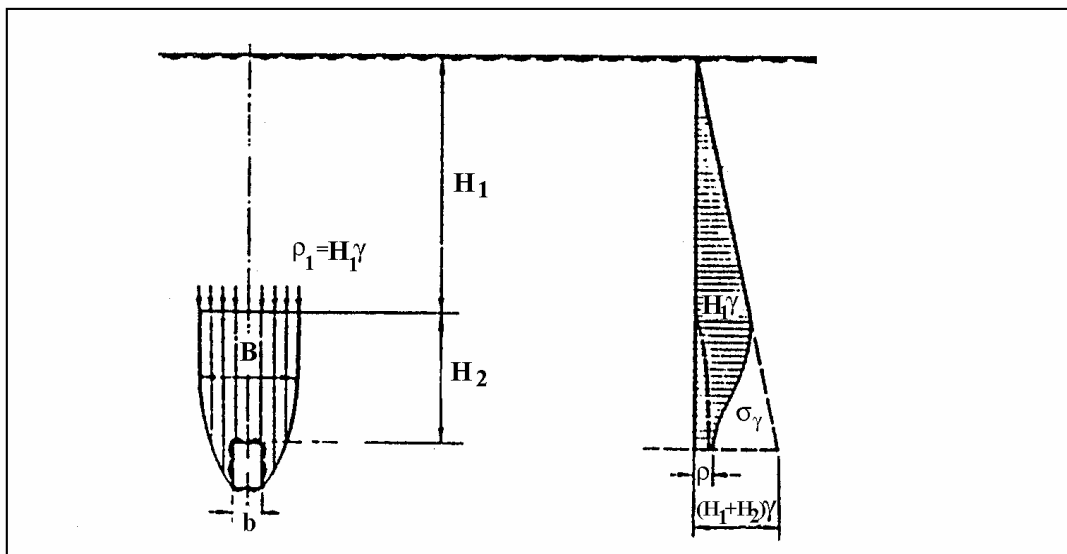
با کاهش بلندی مغار H_2 افزایش می‌یابد. اگر ارتفاع مغار به حدی کم شود که H_2 یک پنجم تمامی ارتفاع سنگ در بالای مغار شود، از جمله دوم صرف‌نظر شده و جمله داخل پرانتز به سمت ۱ میل خواهد کرد و در نتیجه در اعماق خیلی زیاد:

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

به طوری که ملاحظه می‌شود، جمله مستقل از عمق است. ترزاقی به تجربه پیشنهاد کرد که مقدار k حدود ۱ است. به این ترتیب، مقدار فشار با عمق رابطه خطی پیدا می‌کند. این حالت، با رابطه پروتودیوکانوف^۱ مشابهت زیادی پیدا کرده و توزیع فشار در مقطع تونل به جای پارابولیک خطی می‌شود.



شکل پ - ۴-۱- مفروضات اصلی در تئوری فشار سنگ (ترزاقی)



شکل پ - ۴-۲- فشار سنگ در اعماق زیاد (تئوری ترزاقی)

در این روابط :

σ_z = تنش در امتداد محور عمودی،

z = ارتفاع،

γ = وزن مخصوص توده سنگ،

c = چسبندگی،

B = عرض گشودگی،

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی سنگ، و

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

بر پایه رابطه اساسی ترزاقی در خاک‌های چسبنده:

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

در صورتی که $\gamma = \frac{2c}{B}$ باشد و همچنین برای حالت $\gamma \leq \frac{2c}{B}$ فشاری از جانب سنگ اعمال نمی‌شود. 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

حفاظ‌های موقت نصب گردند. به موجب همین نظریه، در خاک‌های دانه‌ای و $H \leq 3B$ رابطه ترزاقی مناسب است.

بار سنگ تعریف شده توسط ترزاقی را "دیر و همکاران" با مقادیر تقریبی RQD و فواصل تقریبی درزه‌ها مقایسه نمودند.

نتیجه مقایسه در جدول پ ۴-۱ آمده است.

در یک مقایسه دیگر، انواع حفاظت‌های موقت برای تونل‌هایی که به روش سنتی و یا با ماشین‌های تی.بی.ام حفر شده‌اند،

توصیه شده است (جدول پ ۴-۲). بار محاسبه شده توسط ترزاقی برای حفاری‌های انفجاری است که تونل به وسیله قاب

(چوب‌بست یا فولادی) حفاظت می‌شود. به این ترتیب لق شدن سنگ که بر اثر انفجار ایجاد شده، قبل از نصب حفاظ، حرکت

خود را انجام داده و سنگ کمترین جابه‌جایی را خواهد داشت.

جدول شماره پ ۴-۱ - طبقه‌بندی بارگذاری ترزاقی پس از تجدید نظر توسط دیر و همکاران (۱۹۷۰)

توضیحات	بار سنگ HP		ویژگی سنگ	فاصله درزه‌ها (سانتی‌متر)
	نهایی	ابتدا		
تنها در صورت ورقه‌شدن یا ترکیدن سنگ پوشش شود	۰	۰	۱- سنگ بکر ^۱	
* ریزش سنگ متداول است اگر لایه‌ها مورب باشد، فشار جانبی، کمی ریزش سنگ	۰/۲۵B	۰	۲- سخت لایه لایه یا متورق	-۹۸ ۵۰- -۹۵ -۹۰
	۰/۵B	۰	۳- ماسیو با درزه‌های کم	
	۰/۳۵B		۴- نسبتاً قطعه قطعه و درزه‌دار	۲۰- -۷۵
	۰/۳۵C			
فشار جانبی کم یا بدون فشار جانبی	۰/۳۵B ۱/۱C	۰ ۰/۶C	۵- خیلی بلوک شده، درزه‌دار و خرد	-۵۰ ۱۰-
فشار جانبی قابل توجه اگر نفوذ آب باشد. حفاظ ممتد			۶- کاملاً خرد شده	-۲۵ -۱۰ -۲ ۵-
متراکم فشار جانبی $P_h - 0/3\gamma(0/5H_t + H_p)$ سست	۰/۶۲C تا ۱/۳۸ C	۰/۵۴C تا ۱/۲۳ C	۷- شن و ماسه	
	تا ۱/۰۸C ۱/۳۸ C	۰/۹۴C تا ۱/۲ C		
فشار جانبی سنگین، حفاظ ممتد لازم است.	۱/C تا ۲/۱ C		۸- درهم فشرده، عمق متوسط	
فشار جانبی زیاد، حفاظ دائم لازم است.	۲/۱ C تا ۴/۵ C		۹- درهم فشرده، عمق زیاد	
از حفاظ‌های گرد استفاده شود در موارد استثنایی حفاظ های تسلیم شونده ^۲	تا ۷۵ متر (۲۵۰ فوت)		۱۰- متورم	

توضیحات:

۱- برای گروه‌های ۴، ۵، ۶ و ۷ اگر بالای سطح آب زیرزمین باشند، بارها ۵۰ درصد کمتر شوند.

۲- B عرض تونل و $C=B+H_t$ یا C مساوی مجموع عرض و ارتفاع تونل.

۳- γ چگالی جسم حائل.

* غالباً بدون فشار جانبی، تغییرات نامنظم بار در تمام نقاط.

جدول پ ۴-۲- توصیه برای حفاظ‌های تونل‌های سنگی
(قطر ۶ تا ۱۲ متر) بر اساس RQD (مبتنی بر دیر و همکاران ۱۹۷۰)

کیفیت سنگ	روش حفر تونل	روش‌های مختلف حفاظت با سیستم‌های فولادی	مهارها	بتن پاشیدنی
عالی ^۱ RQD > ۹۰	ماشین حفاری روش سنتی	بدون حفاظ یا مجموعه سبک بار سنگ برابر است با B (۰/۰۲ - ۰) بدون حفاظ یا مجموعه سبک بار سنگ برابر است با B (۰/۰۳ - ۰)	بدون مهار- ندرتاً با مهار بدون مهار- ندرتاً با مهار	از بتن پاشیدنی استفاده نمی‌شود به جز موارد موضعی استفاده نمی‌شود مگر به صورت موضعی، به ضخامت ۵ تا ۷/۵ سانتی‌متر
خوب ^۱ ۷۰ < RQD < ۹۰	ماشین حفاری روش سنتی	گاه مجموعه سبک، آرایش ۱/۵ تا ۱/۸ متر فاصله بار سنگ برابر است با B (۰/۰۴ - ۰) مجموعه سبک، آرایش ۱/۵ تا ۱/۸ متر فاصله بار سنگ برابر است با B (۰/۶ - ۰/۳)	گاه با آرایش فواصل ۱/۵ تا ۱/۸ متر آرایش با فواصل ۱/۵ تا ۱/۸ متر	استفاده نمی‌شود مگر به صورت موضعی، به ضخامت ۵ تا ۷/۵ سانتی‌متر
متوسط ۵۰ < RQD < ۷۰	ماشین حفاری روش سنتی	مجموعه سبک، آرایش ۱/۵ تا ۱/۸ متر فاصله بار سنگ برابر است با B (۱/۰ - ۰/۴) مجموعه سبک، آرایش ۱/۵ تا ۱/۸ متر فاصله بار سنگ برابر است با B (۱/۳ - ۰/۶۳)	آرایش ۲/۲ تا ۱/۸ متر آرایش ۱ تا ۱/۵ متر	۵ تا ۱۰ سانتی‌متر ضخامت، طاق و دیوارها تا ۷/۵ سانتی‌متر ۵ تا ۱۰ سانتی‌متر ضخامت در طاق
ضعیف ^۲ ۲۵ < RQD < ۲۵۰	ماشین حفاری روش سنتی	مجموعه متوسط گرد فواصل ۱ تا ۱/۲ متر بار سنگ برابر است با B (۱/۶ - ۱) مجموعه متوسط تا سنگین گرد، فواصل ۶۰ تا ۱/۲ سانتی‌متر بار سنگ برابر است با B (۲/۰ - ۱/۳)	آرایش ۱ تا ۱/۵ متر آرایش ۰/۶ تا ۱/۲ متر	در تاج و دیواره، ضخامت ۱۰ تا ۱۵ سانتی‌متر همراه با مهار در تاج و دیوار ضخامت مساوی یا بیشتر از ۱۵ سانتی‌متر در تاج و دایره، ضخامت ۱۰ تا ۱۵ سانتی‌متر همراه مهار

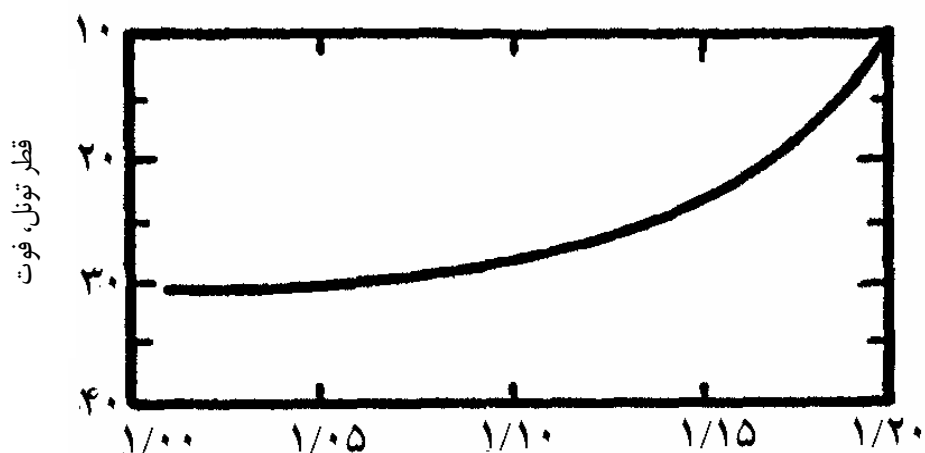
کیفیت سنگ	روش حفر تونل	روش‌های مختلف حفاظت با سیستم‌های فولادی	مهارها	بتن پاشیدنی
خیلی ضعیف ^۳ RQD < ۲۵	ماشین حفاری	مجموعه متوسط تا سنگین فاصله ۶۰ سانتی‌متر بار سنگ برابر است با B (۲/۲ - ۱/۶)	آرایش ۰/۶ تا ۰/۹ متر	در تمامی رویه ضخامت مساوی یا بیشتر از ۱۵ سانتی‌متر همراه مجموعه متوسط
بدون درهم فشردگی با انبساط زمین	روش سنتی	مجموعه سنگین گرد، فواصل ۶۰ سانتی‌متر بار سنگ برابر است با B (۲/۲ - ۱/۶)	آرایش یک متر	در تمامی رویه، ضخامت مساوی یا بیشتر از ۱۵ سانتی‌متر همراه مجموعه متوسط
خیلی ضعیف ^۴	ماشین حفاری	مجموعه گرد خیلی سنگین فواصل ۶۰ سانتی‌متر بار سنگ تا ۸۰ متر	آرایش ۰/۶۰ سانتی‌متر تا یک متر	در تمامی رویه ضخامت مساوی یا بیشتر از ۱۵ سانتی‌متر همراه مجموعه سنگین
(درهم فشردگی یا تورم)	روش سنتی	مجموعه گرد خیلی سنگین، فواصل ۶۰ سانتی‌متر بار سنگ تا ۸۰ متر	آرایش ۰/۶ سانتی‌متر تا ۱ متر	در تمامی رویه ضخامت مساوی یا بیشتر از ۱۵ سانتی‌متر همراه مجموعه سنگین

توضیحات :

- ۱- در سنگ‌های خوب و عالی غالباً احتیاج به حفاظ حداقل و یا صفر است ولی به موقعیت هندسی درزه‌ها، قطر تونل و جهت درزه‌ها نسبت به تونل بستگی دارد.
- ۲- معمولاً قاب و حفاظ در سنگ‌های عالی لازم نیست. در سنگ‌های خوب ۲۵ درصد تا ۱۰۰ درصد در سنگ‌های ضعیف.
- ۳- معمولاً در سنگ‌های عالی احتیاجی به شبکه فولادی نیست. در سنگ‌های خوب، گاه شبکه (رکابی) مصرف می‌شود و در سنگ‌های ضعیف میزان آن به ۱۰۰ درصد می‌رسد.
- ۴- B عرض تونل است.

۳- طبقه‌بندی ساختمانی سنگ به روش RSR

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



ضریب اصلاح RSR

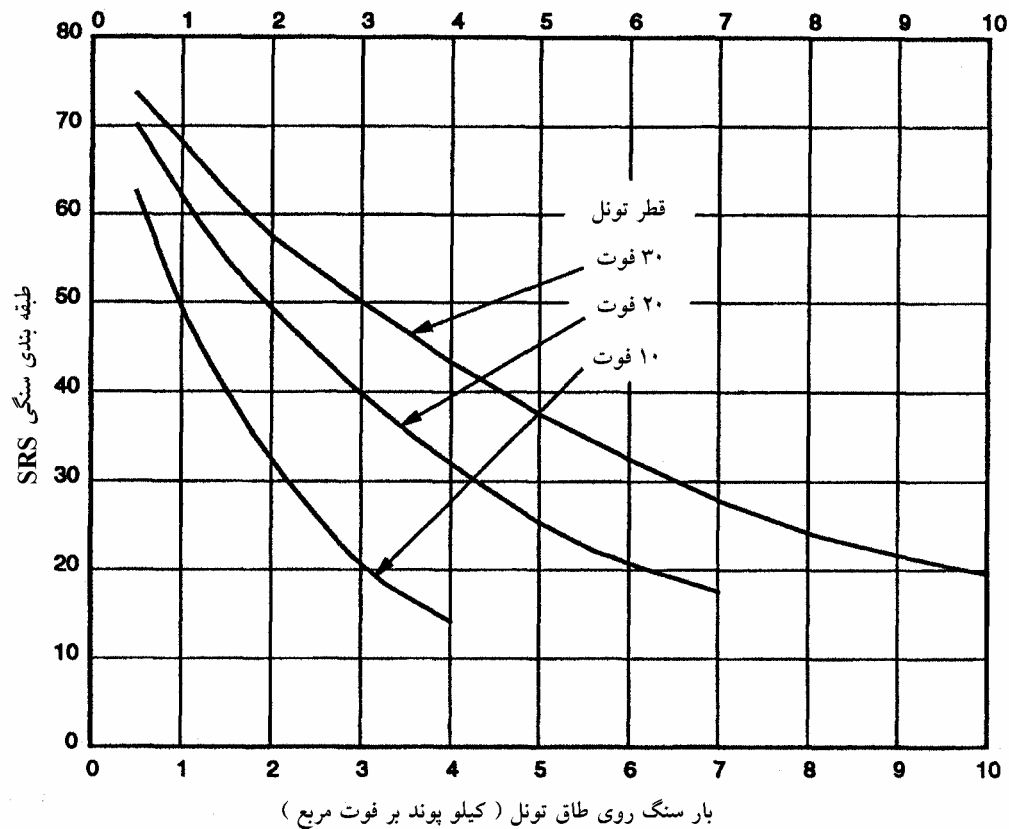
شکل پ-۳-۴- ضریب اصلاح RSR برای حفاری با تی.بی.ام

جدول پ ۴-۳- رده بندی ساختمانی سنگ های RSR (ویکهام و همکاران)^۱

پارامتر "A" زمین شناسی عمومی منطقه								
ساختمان زمین شناسی				طبقه بندی اصلی سنگ				
به شدت گسل خورده و درزه دار	گسل خورده درزه دار متوسط	کمی گسل خورده و درزه دار	توده	وارفته	نرم	متوسط	سخت	آتش فشانی دگرگون رسوبی
				۴	۳	۲	۱	
				۴	۳	۲	۱	
۹	۱۵	۲۲	۳۰					تیپ ۱
۸	۱۳	۲۰	۲۷					تیپ ۲
۷	۱۲	۱۸	۲۴					تیپ ۳
۶	۱۰	۱۵	۱۹					تیپ ۴
پارامتر "B" الگوی درزه ها، جهت و راستا (ویکهام و همکاران ۱۹۷۴)								
فاصله متوسط درزه ها								
راستای موازی محور				راستا عمود بر محور ۲				
جهت حفاری				جهت حفاری				
هر دو				با شیب				
شیب درزه غالب				شیب درزه غالب ۳				
عمودی	شیب دار	تخت	عمودی	شیب دار	عمودی	شیب دار	تخت	
۷	۹	۹	۱۲	۱۰	۱۳	۱۱	۹	۱- درزه ها با فواصل خیلی کم > ۵ سانتی متر ۲- درزه ها با فواصل کم (۵ تا ۱۵ سانتی متر) ۲- نسبتاً درزه دار با فواصل ۱۵ تا ۳۰ سانتی متر ۲- نسبتاً درزه دار تا بلوک (فواصل ۳۰ تا ۶۰ سانتی متر) ۵- بلوک سنگ تا توده (فواصل ۶۰ تا ۱۲۰ سانتی متر) ۶- توده سنگ < ۱/۲۰ متر
۱۱	۱۴	۱۴	۱۷	۱۵	۱۹	۱۶	۱۳	
۱۹	۲۳	۲۳	۲۲	۱۹	۲۸	۲۴	۲۳	
۲۴	۲۸	۳۰	۲۸	۲۵	۳۶	۳۲	۳۰	
۲۸	۳۴	۳۶	۳۵	۳۳	۴۰	۳۸	۳۶	
۳۴	۳۸	۴۰	۴۰	۳۷	۴۵	۴۳	۴۰	
پارامتر "C" آب زیرزمینی - شرایط درزه ها (ویکهام و همکاران ۱۹۷۴)								
جمع پارامترهای A و B							دبی تخمینی (لیتر در دقیقه در کیلومتر)	
۱۵۰ تا ۵۱۳								
شرایط درزه ها								
ضعیف	متوسط	خوب	ضعیف	متوسط	خوب			
۱۸	۲۲	۲۵	۱۲	۱۸	۲۲	بدون آب ضعیف کمتر از ۱۶۰ لیتر بر دقیقه در کیلومتر متوسط بین ۱۶۰ تا ۸۰۰ لیتر در دقیقه در کیلومتر سنگین بیشتر از ۸۰۰ لیتر در دقیقه در کیلومتر		
۱۴	۱۹	۲۳	۹	۱۵	۱۹			
۱۲	۱۶	۲۱	۷	۱۱	۱۵			
۱۰	۱۴	۱۸	۶	۸	۱۰			

1 - Wickham et al 1974 (Rock Structure Rating)

- ۲- شیب تخت، زاویه تا ۲۰ درجه، شیب دار ۳۰ تا ۵۰ درجه و عمودی ۵۰ تا ۹۰ درجه.
- ۳- شرایط درزه ها: خوب یعنی بسته یا سیمانی شده، متوسط یعنی نسبتاً هوازده یا آتره شده، ضعیف یعنی به شدت هوازده یا باز.



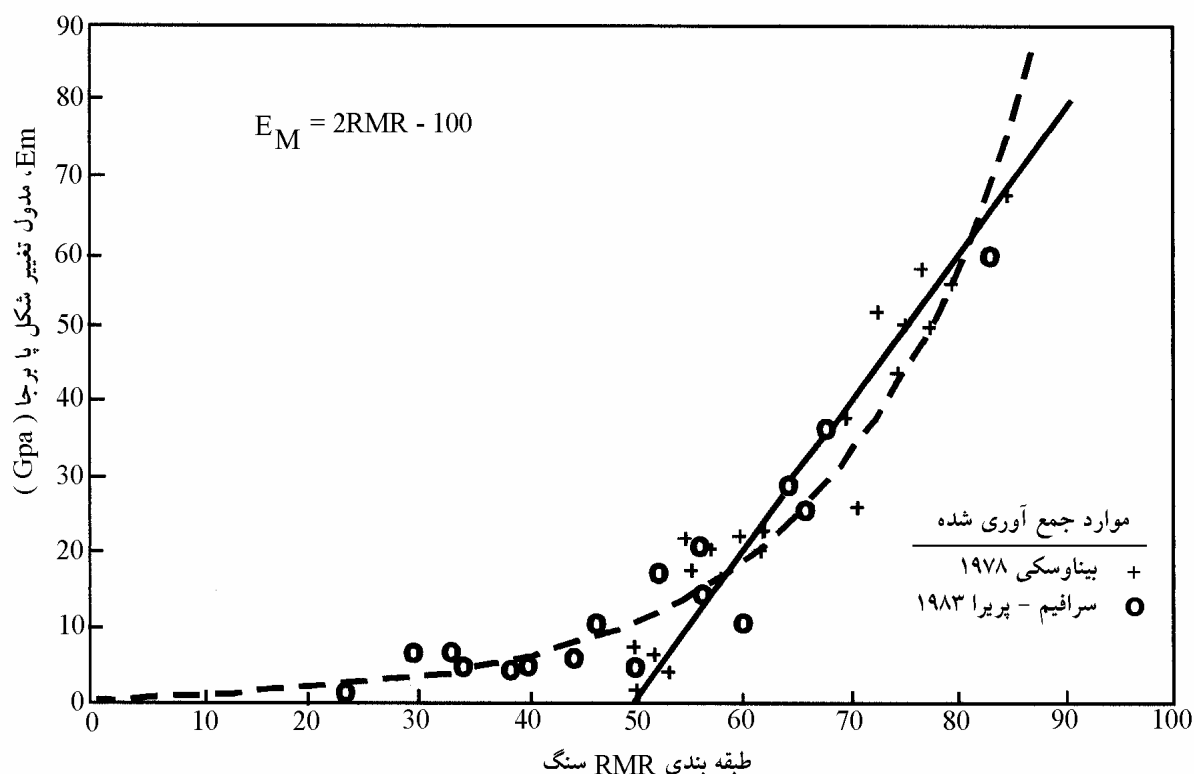
(D)	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
10'	62.5	49.9	40.2	32.7	21.6	13.8						
12'	65.0	53.7	44.7	37.5	26.6	18.7						
14'	66.9	56.6	48.3	41.4	30.8	22.9	16.8					
16'	68.3	59.0	51.2	44.7	34.4	26.6	20.4	15.5				
18'	69.5	61.0	53.7	47.6	37.6	29.9	23.8	18.8				
20'	70.4	62.5	55.7	49.9	40.2	32.7	26.6	21.6	17.4			
22'	71.3	63.9	57.5	51.9	42.7	35.3	29.3	24.3	20.1	16.4		
24'	72.0	65.0	59.0	53.7	44.7	37.5	31.5	26.6	22.3	18.7		
26'	72.6	66.1	60.3	55.3	46.7	39.6	33.8	28.8	24.6	20.9	17.7	
28'	73.0	66.9	61.5	56.6	48.3	41.4	35.7	30.8	26.6	22.9	19.7	16.8
30'	73.4	67.7	62.4	57.8	49.8	43.1	37.4	32.6	28.4	24.7	21.5	18.6

$\text{Ton/m}^2 = 4.882 \text{ klb/ft}^2$

شکل پ-۴-۴- رابطه همبستگی بین RSR، بار سنگ و قطر تونل

۴- طبقه‌بندی ژئومکانیکی در سامانه RMR

شرح این طبقه‌بندی در متن فصل پنجم آمده است. در جدول پ-۴-۴، نحوه طبقه‌بندی 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 طبقه‌بندی RMR براساس داده‌های حفاری تونل به روش انفجار است، بنابراین در حفاری‌های با تی.بی.ام که آسیب وارده به سنگ کمتر و پاشیدن فوری بتن غیرعملی است، کاربرد ندارد.



شکل پ-۴-۵- رابطه بین RMR و مدول تغییر شکل سنگ برجا

جدول پ-۴-۴- طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ‌های درزه‌دار

A: پارامترهای طبقه‌بندی و امتیاز آنها								
پارامتر			تغییرات مقادیر					
۱	مقاومت سنگ بکر	مقاومت نقطه‌ای	>۱۰ Mpa	۴-۱۰ Mpa	۲-۴ Mpa	۱-۲ Mpa		
		مقاومت تک‌محوری	>۲۵۰ Mpa	۱۰۰-۲۵۰ Mpa	۵۰-۱۰۰ Mpa	۲۵-۵۰ Mpa	۵-۱۰ Mpa	۱-۵ Mpa
	امتیاز		۱۵	۱۲	۷	۴	۲	۱
۲	مغزه RQD		%۹۰-۱۰۰	%۷۵-۹۰	%۵۰-۷۵	%۲۵-۵۰	<۲۵	
	امتیاز		۲۰	۱۷	۱۳	۸	۳	
۳	فاصله درزه		>۲m	۰/۶-۲m	۲۰۰-۶۰۰mm	۶۰-۲۰۰mm	<۶۰mm	
	امتیاز		۲۰	۱۵	۱۰	۸	۵	
۴	شرایط گسستگی‌ها و درزه‌ها		سطوح خیلی زبر غیرممتد درزه با جدار بدون هوازدگی	سطوح کمی زبر گشودگی کمتر از ۱ میلی‌متر کمی هوازده در جدار درزه	سطوح کمی زبر گشودگی درزه کمتر از ۱ میلی‌متر، جدار خیلی هوازده	سطوح صاف با گشودگی کمتر از ۵ میلی‌متر یا گشودگی ممتد ۱ تا ۵ میلی‌متر	گشودگی بیش از ۵ میلی‌متر و نرم با درزه ممتد پهنای بیش از ۵ میلی‌متر	
	امتیاز		۳۰	۲۵	۲۰	۱۰	۰	
۵	آب زیرزمینی	دبی هر ۱۰ متر طول تونل	—	لیتر در دقیقه <۱۰	لیتر در دقیقه ۱۰-۲۵	لیتر در دقیقه ۲۵-۱۲۵	لیتر در دقیقه > ۱۲۵	
		نسبت	یا	یا	یا	یا	یا	
		فشار آب در درزه	۰	۰-۰/۱	۰/۱-۰/۲	۰/۲-۰/۵	>۰/۵	
		شرایط کلی	کاملاً خشک	مرطوب	خیس	آب‌چکان	آب جاری	
	امتیاز		۱۵	۱۰	۷	۴	۰	
B: اصلاح امتیازات ناشی از راستای درزه‌ها								
جهات درزه و شیب تونل و معادن			خیلی مناسب	مناسب	متوسط	نامناسب	خیلی نامناسب	
			۰	-۲	-۵	-۱۰	-۱۲	
پی‌ها			۰	-۲	-۷	-۱۵	-۲۵	
شیب شیروانی‌ها			۰	-۵	-۲۵	-۵۰	-۶۰	
C: گروه توده سنگ، محاسبه شده از امتیاز کل								
RMR			۱۰۰-۸۱	۸۰-۶۱	۶۰-۴۱	۴۰-۲۱	<۲۱	
شماره گروه			I	II	III	IV	V	
شرح			سنگ خیلی خوب	سنگ خوب	سنگ متوسط	سنگ ضعیف	سنگ خیلی ضعیف	
D: مفهوم گروه سنگ								
شماره گروه			I	II	III	IV	V	
زمان متوسط ایستائی			دهنه ۱۵ متر ۲۰۰ سال	دهنه ۱۰ متر یک سال	دهنه ۵ متر ۱ هفته	دهنه ۳/۵ متر ۱۰ ساعت	نیم ساعت دهنه ۱ متر	
چسبندگی سنگ توده (Kpa)			>۴۰۰	۳۰۰-۴۰۰	۲۰۰-۳۰۰	۱۰۰-۲۰۰	<۱۰۰	
زاویه اصطکاک توده سنگ (درجه)			>۴۵	۳۵-۴۵	۲۵-۳۵	۱۵-۲۵	<۱۵	
E: خطوط عمده برای طبقه‌بندی ناپیوستگی‌ها								
اثر درزه‌ها و صفحات لایه‌بندی در تونل								
درزه‌های عمود بر محور تونل و سطح لایه‌بندی								
لایه‌بندی ۴۵-۹۰			۲۰-۴۵			۴۵-۹۰		
درزه‌های موازی محور تونل و سطح لایه‌بندی ۲۰-۴۵			۴۵-۹۰			صرف‌نظر از درزه‌ها لایه‌بندی ۰-۲۰		
متوسط			خیلی نامناسب			متوسط		

۵- سامانه Q برای رده‌بندی توده سنگ‌ها

این روش که NGI آنرا از میان روش‌ها، روشی با جزییات بیشتر برای حفاظ‌ها در مغارهای زیرزمینی می‌شناسد، در آغاز توسط بارتون، لین و لوند^۱ تنظیم شده است. شاخص Q از رابطه زیر به دست می‌آید:

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

در این رابطه :

J_n = تعداد گروه درزه‌ها،

J_r = عدد زبری درزه‌ها،

J_a = عدد آلتراسیون درزه‌ها،

J_w = ضریب کاهش آب درزه‌ها، و

SRF = ضریب کاهش تنش.

در جدول پ ۴-۵ مقادیر عددی این پارامترها آمده است. برای اینکه مقادیر Q به حفاظ‌های مورد نیاز مرتبط شوند، یک بعد معادله به عنوان عرض مغار یا حفره زیرزمینی بخش بر نسبت حفاظت حفاری^۲ (ESR) تعریف می‌شود. مقدار ESR به کاربرد نهایی حفره و زمان باز بودن مغار بستگی دارد. برای انواع کاربری‌ها، مقادیر ESR به ترتیب زیر توصیه می‌شود:

- برای تونل‌های موقت معادن ۳-۵ ESR =
 - برای شفت‌های عمودی ۲-۲/۵ ESR = (بیشترین مقدار برای مقاطع گرد)،
 - برای معبرهای دائمی معادن، تونل‌های آبی نیروگاه‌ها (به استثنای تونل‌های تحت فشار زیاد) و کارهای موقت که باید بعداً پوشش شوند $ESR = 1/6$ ،
 - برای تونل‌های ترافیکی فرعی، اطاق‌های ضربه‌گیر، تونل‌های دستیابی $ESR = 1/3$ ،
 - برای غالب کارهای مهندسی عمومی شامل نیروگاه‌ها، تونل‌های ترافیکی اصلی، تونل‌های هیدرولیکی تحت فشار، محل‌های تلاقی تونل‌ها و دروازه‌ها $ESR = 1/10$ ، و
 - برای ایستگاه‌های راه‌آهن زیرزمینی، محوطه‌های ورزشی و کاربری‌های عمومی مشابه $ESR = 0.8$.
- در آن گروه از حفاظت‌های موقت که بعداً مقطع پوشش دائمی خواهند شد، ESR به ضریب ۱/۵ ضرب می‌شود. روابط همبستگی زیر با تقریب کافی قابل استفاده هستند:

- چشمه حفاظت نشده، حداکثر برابر است با $Q^{0.4} + 2ESR$ (متر)،
- فشار وارد بر حفاظ دائم با دو تا سه مجموعه درزه $P = 2/0 \times Q^{-1/3} / J_r$ ، و
- فشار وارد بر حفاظ دائم کمتر از سه مجموعه درزه $P = 2/0 J_n^{1/2} Q^{-1/3} / 3J_r$.

1 - Barton, Lien & Lunde 1974

2 - Excavation Support Ratio (ESR)

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 می‌نماید که این روش، تنها به پارامترهای پایه‌ای متکی نیست و به همین جهت، انعطاف این روش در کاربرد وسیع‌تر است. پایه‌های سامانه Q از آمار تونل‌های حفر شده به روش سنتی استخراج گردیده و در مورد تونل‌هایی که با تی.بی.ام احداث می‌شوند، توصیه بر این است که مقدار Q به ۵ ضرب شود.

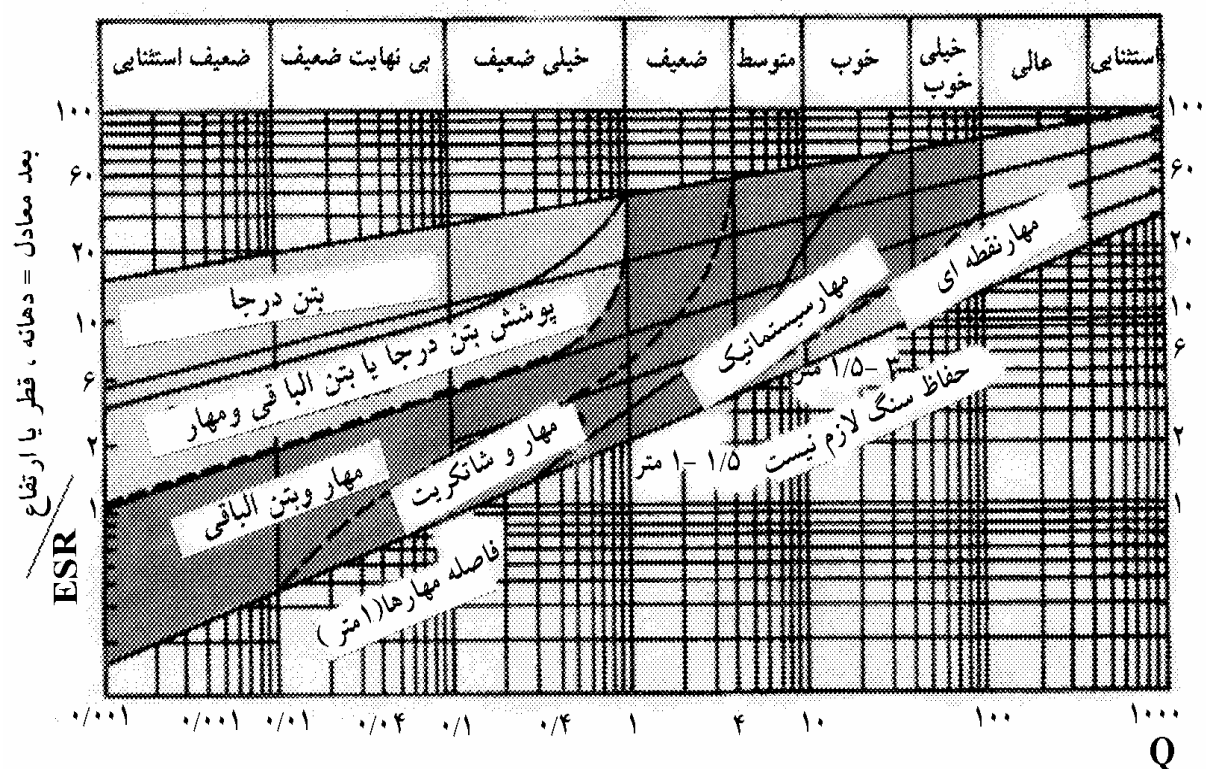
روش‌های تجربی بر پایه‌های حفاری‌ها، مشاهدات و آزمایشات به دست آمده‌اند. بنابراین روش کامل و دقیق نیستند و گاه ممکن است حفاظ‌های محاسبه شده بر اساس این روش‌ها کافی نباشد. به این ترتیب در عمل لازم است برای سنگ‌ها اطلاعات موجود جمع‌آوری شود و اگر شکست‌هایی ملاحظه می‌شود، از روش‌های عملی - تجربی، استفاده نشود. از نقایص روش‌های عملی این است که استفاده کننده، بلافاصله با استفاده از ویژگی‌های زمین‌شناسی توده سنگ، بدون توجه به فرم‌های شکست، به طرح حفاظ‌ها می‌رسد؛ در حالی که در برخی از این روش‌ها چگونگی شکست ملحوظ نشده است. عوامل مهم شکست شامل موارد زیر می‌باشد:

- شکست‌های ناشی از هوازدگی یا تخریب توده سنگ،
- شکست‌های ایجاد شده از جریان آب (آب‌شستگی، انحلال، نشت بیش از حد و غیره)،
- شکست‌های ناشی از پوسیدگی اجزای حفاظ،
- شکست‌های ناشی از فشردگی یا ازدیاد حجم، و
- شکست‌های ناشی از تنش‌های بالا در توده سنگ.

سامانه‌های عملی، فرآیند تجربیات تونل‌های حفر شده با انفجار بوده و بنابراین باید به روش‌های متداول حفاری مجدداً تغییر یابند. به عنوان مثال اگر چه استفاده از تی.بی.ام کمترین به‌هم‌خوردگی در ساختمان سنگ را سبب می‌شود، ولی اجرای بتن‌پاشی به فاصله کم، غیر عملی است. بنابراین عناصری از قبیل قاب‌ها (همراه با شبکه فولادی) یا عناصر پیش‌ساخته باید به کار روند.

به همین ترتیب، روش‌های جدید حفاظت مانند بتن پاشیدنی با الیاف فولادی و مهار و شبکه فولادی، مهارهای اصطکاکی، قاب‌های مجوف و قطعات بتن می‌باشند.

در شکل پ-۴-۶ آقایان بارتون، لین و لند ۳۸ گروه حفاظت را با استفاده از طبقه‌بندی Q و با جزییات مربوط به توصیه‌های حفاظت (بر مبنای تیپ‌های ارائه شده در جداول این طبقه‌بندی که در پیوست آورده شده) ارائه نموده‌اند.



شکل پ-۴-۶- طبقه بندی حفاظت های سنگ

جدول پ-۴-۵- طبقه‌بندی پارامترهای کاربردی در شاخص حفاری تونل Q

روش بارتون و همکاران^۱ ۱۹۷۴

شرح	مقدار	توضیحات
۱- عدد کیفی سنگ RQD الف: خیلی ضعیف ب: ضعیف پ: متوسط ت: خوب ث: عالی	RQD ۰-۲۵ ۲۵-۵۰ ۵۰-۷۵ ۷۵-۹۰ ۹۰-۱۰۰	۱- اگر RQD کمتر از ۱۰ (تا صفر) اندازه‌گیری یا گزارش شده کمیت عددی ۱۰ در ارزیابی Q به کار می‌رود. ۲- گام‌های ۵ برای RQD، ۹۰، ۹۵، ۱۰۰ و غیره به قدر کافی دقیق هستند.
۲- عدد گروه درزه‌ها الف: سنگ ماسیو، بدون درزه یا با چند درزه ب: یک گروه درزه پ: یک گروه درزه به اضافه درزه‌های تصادفی ت: دو گروه درزه ث: دو گروه درزه به اضافه درزه‌های تصادفی ج: سه گروه درزه چ: سه گروه درزه به اضافه درزه‌های تصادفی ح: چهار گروه یا بیشتر درزه، درزه‌های تصادفی، به شدت درزه‌دار، خرد شده، غیره خ: سنگ‌های خرد شده، خاک مانند	Jn ۰/۵-۱/ ۲ ۳ ۴ ۶ ۹ ۱۲ ۱۵ ۲۰	۱- برای تلاقی‌ها ($3 \times Jn$) ۲- برای دروازه‌ها ($2 \times Jn$)
۳- عدد زبری درزه‌ها - سطح تماس جدار سنگ - سطح تماس سنگ قبل از ۱۰ سانتی‌متر برش الف: درزه‌های غیرممتد ب: درزه‌های زبر غیرمنظم، موجدار پ: صاف و به ندرت موجدار ت: سطح صاف برش موجدار ث: زبر یا نامنظم، مستوی ج: صاف، مستوی چ: سطح صاف، مستوی ح: منطقه حاوی کانی رس به میزانی که جدار درزه‌ها در تماس با سنگ نیست خ: منطقه حاوی ماسه، شن یا سنگ شکسته به میزانی که جدار درزه در تماس با سنگ نیست	Jr ۴ ۳ ۲ ۱/۵ ۱/۵ ۱/۰ ۰/۵ ۱/۰ ۱/۰	توضیح: این تشریح بر اساس شکل ظاهری در مقیاس‌های کوچک و متوسط به کار می‌رود. ۱- اگر متوسط فاصله درزه‌ها بیش از ۳ متر باشد ۱/۰ اضافه شود. ۲- عدد $Jr = 0/5$ را می‌توان برای سطح مستوی درزه‌های ممند به کار برد

۱- مأخذ حفاری‌های زیرزمینی - هوک - براون

ادامه جدول پ-۴-۵

شرح	مقدار	توضیحات
4- عدد مربوط به آتراسیون درزه الف: درزه‌های به خوبی بسته شده سخت، نرم نشده، با پر شدگی نفوذناپذیر از قبیل کوارتز، اپیدوت ب: دیواره‌های درزه دگرسان نشده‌اند، سطوح درزه فقط لک دارند. پ: دیواره‌های درزه کمی دگرسان، دارای پوشش کافی نشدنی، قطعات ماسه، خورده‌های سنگ‌های بدون رس ت: درزه‌ها با رویه رس ماسه یا لای‌دار، ترک‌های ریز رس (غیرنرم) ث: درزه‌ها با رویه کافی رسی نرم شونده، کم اصطکاک از جمله کائولونیت یا میکا. همچنین کلریت، تالک، گچ، گرانیت و غیره پوشیده شده و کمی رس‌های قابل تورم دارند. - رویه درزه قبل از ۱۰۰ میلی‌متر برش چ: ماسه، پودر سنگ عاری از رس ح: پرشدگی با کانی‌های رس‌های به شدت تحکیم یافته غیر نرم شونده (ممتد ولی با ضخامت کمتر از ۵ میلی‌متر) خ: پرشدگی با کانی‌های رسی تحکیم یافته (متوسط تا کم) ممتد با ضخامت کمتر از ۵ میلی‌متر د: پرشدگی با رس قابل تورم، مونت موریلونیت، ممتد ولی با ضخامت کمتر از ۵ میلی‌متر - مقادیر Ja بستگی به مقدار رس‌های تورم‌پذیر و تماس با آب دارد. - رویه درزه هنگام برش تماس ندارد. ذ: نواحی یا گروه‌های ناپیوسته یا شکسته ر: سنگ یا رس (به چ، ح، خ مراجعه شود برای نوع رس) ز: نواحی یا گروه‌های رس ماسه یا لای‌دار، قطعات کوچک رس (نرم نشونده) ژ: لایه‌های ممتد ضخیم رسی س: (بندهای چ، ح، خ را ملاحظه نمایند)	Ja ۰/۷۵ ۱/۰ ۲/۰ ۳/۰ ۴/۰ ۴/۰ ۶/۰ ۸/۰ ۸/۱۲/ ۸/۶ ۸-۱۲ یا ۵ ۱۰-۱۳ ۱۳-۲۰	Φr (-) ۲۵-۳۲ ۲۵-۳۰ ۲۰-۲۵ ۸-۱۶ ۲۵-۳۰ ۱۶-۲۴ ۱۲-۱۶ ۶-۱۲ ۶-۲۴ (-) ۶-۲۴
5- ضریب کاهش آب درزه ^۱(Jw) الف: حفاری در منطقه خشک یا جریان ورودی خیلی کم (کمتر از ۵ لیتر در دقیقه) به صورت موضعی ب: جریان ورودی متوسط، ندرتاً همراه با شستن مواد پر کننده درزه‌ها پ: جریان ورودی زیاد یا با فشار بالا در سنگ مستعد با درزه‌های خالی ت: جریان ورودی زیاد یا فشار بالا، شستگی زیاد در پر کننده درزه‌ها ث: جریان‌های تا حد غیرمنتظره زیاد و فشار بالا هنگام ترک‌کندن که با گذشت زمان کاهش پیدا می‌کند. ج: مانند بالا یا بدون کاهش قابل ملاحظه در زمان	Jw ۱/۰۰ ۰/۶۶ ۰/۵ ۰/۳۳ ۰/۲-۰/۱ ۰/۱-۰/۰۵	فشار متوسط آب ^(۲)Kpa <۱۰۰ ۱۰۰-۲۵۰ ۲۵۰-۱۰۰۰ ۲۵۰-۱۰۰۰ >۱۰۰۰ >۱۰۰۰
6- ضریب کاهش تنش (SRF) ۱-۶ مناطق ضعیف که حفاری را قطع می‌کنند و ممکن است سبب ضعیف شدن توده سنگ در حفر تونل شود. الف: وجود مکرر نقاط ضعیف شامل رس یا سنگ‌های با تخریب شیمیایی یا در برگرفته شده با سنگ‌های خیلی لق (با هر عمق) ب: یک منطقه ضعیف حاوی رس یا سنگ تخریب شده شیمیایی (عمق حفاری کمتر یا برابر ۵۰ متر) پ: یک منطقه ضعیف حاوی رس یا سنگ تخریب شده شیمیایی (عمق حفاری بیشتر از ۵۰ متر) ت: مناطق برشی در سنگ مناسب (بدون رس) (عمق حفاری کمتر یا برابر ۵۰ متر) ث: مناطق برشی در سنگ مناسب (بدون رس) (عمق حفاری بیشتر از ۵۰ متر) ج: درزه‌های باز مثل سنگ با درز زیاد یا مانند قطعات حبه قند	SRF ۱۰ ۵ ۲/۵ ۷/۵ ۵ ۲/۵ ۵/۰	یادداشت: اگر مناطق برشی تنها حفاری را تحت تأثیر قرار داده و آنرا قطع نکند، این مقادیر را ۲۵ تا ۵۰ درصد کاهش دهید.

۱- ضرایب پ تا ج تخمین تقریبی اولیه هستند. در صورت پیش‌بینی زهکشی Jw افزایش پیدا می‌کند.

۲- مسائل خاص ناشی از تشکیل یخ در نظر گرفته نشده است.

ادامه جدول پ-۴-۵

شرح		
۲-۶ سنگ مناسب، مسائل مربوط به تنش سنگ: الف: کم تنش، در نزدیکی سطح ب: تنش متوسط پ: تنش زیاد، ساختمان خیلی فشرده غالباً مناسب برای پایداربودن ممکن است برای پایداری دیوار نامناسب باشد ت: سنگ با شکستگی ملایم (توده سنگ) ث: سنگ با شکستگی از انفجار سنگین (توده سنگ)		
SRF	σ_c/σ_1	σ_c/σ_3
۲/۵	>13	>200
۱/۰	۱۳-۰/۶۶	۲۰۰-۱۰
۰/۵-۲	۰/۶۶-۰/۳۳	۱۰-۵
-۰/۱۶	۵-۲/۵	
۱۰-۲۰	$<0/16$	$<2/5$
یادداشت: در سنگ بکر^۱ که به شدت غیرهمگن باشد، اگر تنش‌های اندازه‌گیری شده در شرایط بکر $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \leq 10$ باشد σ_c و σ_t را به σ_c ۰/۸ کاهش دهید، اگر $\frac{\sigma_1}{\sigma_2} > 10$ باشد σ_c و σ_t را به σ_c ۰/۶ و σ_t ۰/۶ کاهش دهید. توضیح اینکه σ_c مقاومت تک‌محوری و σ_t مقاومت کششی (بار نقطه‌ای) و σ_3 و σ_2 تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل هستند. در چند مورد از ملاحظات عمق راس تونل از رویه کمتر از عرض (چشمه) بوده است. برای چنین مواردی SRF را از ۲/۵ به ۵ افزایش دهید (به بند چ فوق توجه گردد).		
SRF	۳-۶ سنگ‌های فشرده: جریان خمیری سنگ مناسب تحت اثر فشار زیاد از ناحیه سنگ	
۵-۱۰	الف: فشار ملایم درهم فشردگی سنگ	
۱۰-۲۰	ب: فشار سنگین درهم فشردگی سنگ	
	۴-۶ سنگ‌های متورم: تورم شیمیایی در حضور آب صورت می‌گیرد.	
۵-۱۰	الف: فشار ملایم درهم فشردگی سنگ	
۱۰-۱۵	ب: فشار سنگین درهم فشردگی سنگ	

ادامه جدول پ-۴-۵

تیپ حفاظا	ضرایب تعیین شرایط		$\frac{SPAN}{ESR}$	نوع حفاظت	ملاحظات
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$			
*1	--	--	--	Sb(utg)	--
*2	--	--	--	Sb(utg)	--
*3	--	--	--	Sb(utg)	--
*4	--	--	--	Sb(utg)	--
*5	--	--	--	Sb(utg)	--
*6	--	--	--	Sb(utg)	--
*7	--	--	--	Sb(utg)	--
*8	--	--	--	Sb(utg)	--
تیپ حفاظهای گروه ۱ تا هشت، به شرایط و تکنیک انفجار بستگی دارد. انفجار آرام دیوارها و پوشش کامل آنها می‌تواند نیاز به حفاظت را منتفی کند. انفجار دیوار با ایجاد سطوح ناصاف، ممکن است تنها نیاز به اجرای بتن پاشیدنی را موجب شود؛ خصوصاً اگر ارتفاع حفاری مساوی یا بیش از ۲۵ متر باشد. در گروه‌های بعدی شرایط متفاوت ملحوظ شده‌اند.					
9	≥ 20	--	--	Sb(utg)	--
	< 20	--	--	B(utg)2.5-3m	--
10	≥ 30	--	--	B(utg)2-3m	--
	< 30	--	--	B(utg)1.5-2m + clm	--
*11	≥ 30	--	--	B(utg)2-3m	--
	< 30	--	--	B(utg)1.5-2m +clm	--
12	≥ 30	--	--	B(utg)2-3m	--
	< 30	--	--	B(utg)1.5-2m	--
13	≥ 10	≥ 1.5	--	Sb(utg)	1
	≥ 10	< 1.5	--	B(utg)1.5-2m	1
	< 10	≥ 1.5	--	B(utg)1.5-2m	1
	< 10	< 1.5	--	B(utg)1.5-2m +S2-3cm	1
14	≥ 10 < 10	--	≥ 15	B(tg)1.5-2m +clm	1.11
		--	≤ 15	B(tg)1.5-2m	1.11
		--	< 15	+S(mr)5-10cm	1.111
		--	--	b(utg)1.5-2m	
15	> 10	--	--	B(tg)1.5-2m + clm	1.11.1V
	≤ 10	--	--	B(tg)1.5-2m +S(mr)5-10cm	1.11.1V

ادامه جدول پ -۴-۵

تیپ حفاظ	ضرایب تعیین شرایط		$\frac{SPAN}{ESR}$	نوع حفاظت	ملاحظات
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$			
16	>15	--	--	B(tg)1.5-2m +clm	1.V.V1
	≤15	--	--	B(tg)1.5-2m	1.V.V1
		--	--	+S(mr)10-15cm	
17	≥30	به یادداشت مراجعه شود.	≥6m	sb(utg)	1
	≥10		<6m	B(utg)1.1.5m	1
	≤10			B(utg)1-1.5m	1
	<10			+S2-3cm S2-3cm	1
18	>5	--	≥10m	B(tg)1-1.5m +clm	1.111
	>5	--	<10m	B(utg)1-1.5m +clm	1
	5≤	--	≥10m	B(tg)1-1.5m +S2-3cm	1.111
	5≤	--	<10m	B(utg)1-1.5m +S2-3cm	1
19	--	--	>20m	B(tg)1-2m +S(mr)10-15cm	1.11.1V.
	--	--	<20m	B(tg)1-1.5m +S(mr)10-20cm	1.11
*20	زیرنویس ۱۲ ملاحظه شود.	--	>35m	B(tg)1-2m +S(mr)20-25cm	1.V.V1
		--	<35m	B(tg)1-2m +S(mr)5-10cm	1.11.1V
21	≥12.5	≤0.75	--	B(tg)1-1.5m	1
	<12.5	≤0.75	--	+S2-3cm	1
		>0.75	--	S2.5-5 cm B(tg)1m	1
22	>10.<30	>1.0	--	B(utg)1m +clm	1
	≤10	>1.0	--	S2.5-7.5cm	1
	<30		--	B(utg)1m	1
	≥30	≤1.0	--	+S(mr)2.5-5cm B(utg)1m	1
23	--	--	≥15m	B(tg)1-1.5m +S(mr)10-15 cm	1.11.1V V11
	--	--	<15m	B(utg)1-1.5m +S(mr)5-10cm	1

ادامه جدول پ ۴-۵

تیپ حفاظ	ضرایب تعیین شرایط		$\frac{SPAN}{ESR}$	نوع حفاظت	ملاحظات
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$			
*24	زیرنویس ۱۲ ملاحظه شود.	-- --	$\geq 30m$ $< 30m$	B(tg)1-1.5m +S(mr)15-35cm B(tg)1-1.5m +S(mr)10-15cm	1.V.VI 1.V.VI
25	>10	>0.5	--	B(utg)1m +mr or clm	1
	≤ 10	>0.5	--	B(utg)1m +S(mr)5cm	1
		≤ 0.5	--	B(tg)1m S(mr)5cm	1
26	--	--	--	B(tg)1m +S(mr)5-7.5cm	V111.X. X1
	--	--	--	B(tg)1m +S2.5-5cm	1.1X
27	--	--	$\geq 12m$	B(tg)1m +S(mr)7.6-10cm	1.1X
	--	--	$< 12m$	B(utg)1m +S(mr)5-7.5cm	1.1X
	--	--	$> 12m$	CCA20-40cm +B(tg)1m	V111.X. X1
	--	--	$< 12m$	S(mr)10-20cm +B(tg)1m	V111.X. X1
*28	زیرنویس ۱۲ ملاحظه شود.	--	$\geq 30m$	B(tg)1m +S(mr)30-40cm	1.1V.V. 1X
		--	$\geq 20, < 30m$	B(tg)1m +S(mr)15-20cm	1.11.1V. 1X
		--	$< 20m$	B(tg)1m S(mr)15-20cm CCA(sr)30-100cm +B(tg)1m	1.11.1X 1V.V111 X.X1
*29	>5	0.25	--	B(tg)1m +S2-3cm	--
	≤ 5	>0.25	--	B(utg)1m +S(mr)5cm	--
30	≥ 5	≤ 0.25	--	B(tg)1m +S(mr)5cm	--
	< 5			B(tg)1m +S2.5-5cm S(mr)5-7.5cm B(tg)1m +S(mr)5-7.5cm	IX IX VIII.X. XI

ادامہ جدول پ ۴-۵

تیپ حفاظ	ضرایب تعیین شرایط		SPAN ESR	نوع حفاظت	ملاحظات
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$			
31	>4 ≤4, ≥1.5 <1.5 -			B(tg)1m +S(mr)5-12.5cm S(mr)7.5-25cm CCA20-40cm +B(tg)1m CCA(Sr)30-50cm B(tg)1m	1X 1X 1X.1X. V111.X. X1
32 زیرنویس ۱۲		-- -- --	≥20m <20m	B(tg)1m +S(mr)40-60cm B(tg)1m +S(mr)20-40cm CCA(sr)40-120cm +B(tg)1m	11.1V. 1X.X1 111.1V.X1 1X 1V.V111 X.X1
33	≥2 <2	-- -- --	-- -- --	B(tg)1m +S(mr)5.7.5cm +S(mr)5-10cm S(mr)7.5-15cm	1X 1X V111.X
34	≥2 <2 -- --	≥0.25 ≥0.25 <0.25	-- -- --	B(tg)1m +S(mr)5-7.5cm S(mr)7.5-15cm S(mr)15-25cm CCA(sr)20-60cm +B(tg)1m	1X 1X 1X V111.X. X1
35 زیرنویس ۱۲		-- -- -- --	≥15m ≥15m <15m <15m	B(tg)1m +S(mr)30-100cm CCA(sr)60-200cm +B(tg)1m B(tg)1m +S(mr)20-75cm CCA(sr)40-150cm B(tg)1m	11.1X.X1 V111.X X1.11 1X.111. X1. V11.X. X.111
36	-- -- --	-- -- --	-- -- --	S(mr)10-20cm S(mr)10-20cm +B(tg)0.5-1.0m	1X V111.X X1
37	-- -- --	-- -- --	-- -- --	S(mr)10-20cm S(mr)20-60cm +B(tg)0.5-1.0m	1X V111.X X1
38 زیرنویس ۱۲		-- -- -- --	≥10m ≥10m <10m <10m	CCA(sr)100-300cm CCA(sr)100-300cm +B(tg)0.5-1.0cm S(mr)70-200cm S(mr)70-200cm +B(tg)1m	1X. V111.X 11.X1. 1X. V11.X. 111.X

- *استنتاج ارتش آمریکا: طرح حفاظ‌های موقت به این صورت از اطمینان کافی برخوردار نیست.
- راهنمای جداول
- Sb = مهاربندی موضعی
- B = مهاربندی سیستماتیک
- (utg) = تزریق، بدون کشیدن
- (tg) = با کشیدن نوع مهره‌های باز شو برای سنگ‌های مناسب، تزریق با کشش بعدی در سنگ‌های با کیفیت خیلی ضعیف (زیرنویس XI)
- S = بتن پاشیدنی
- (clm) = شبکه آرماتور
- (CCA) = تور سیمی
- CCA = قوس بتن پیش‌ساخته
- Sr = آهن میلگرد (برای تسلیح)
- توضیحات اضافی توسط بارتون، لین و لند
- 1- در مورد انفجارهای سنگین، غالباً مهارهای با ورق‌های تکیه‌گاهی قابل بزرگ شدن به کار می‌روند. فواصل آنها معمولاً ۱ متر (ندرتاً ۰/۸ متر) و حفاظت نهایی پس از انفجار انجام می‌شود.
- 2- در یک حفاری، معمولاً از میل مهارهای با طول‌های مختلف مثلاً ۳، ۵ و ۷ متر استفاده می‌شود.
- 3- در یک حفاری معمولاً از میل مهارهای با طول‌های مختلف مثلاً ۲، ۳ و ۴ متر استفاده می‌شود.
- 4- مهارهای کابلی کشیده شده معمولاً به عنوان کمک و مکمل برای فشار تکیه‌گاهی مهارها می‌باشد. طول تیپ در حد ۲ تا ۴ متر است.
- 5- در یک حفاری، معمولاً از میل مهارهای با طول‌های مختلف مثلاً ۶، ۸ و ۱۰ متر استفاده می‌شود.
- 6- مهارهای کابلی کشیده شده به عنوان مکمل فشار تکیه‌گاهی مورد استفاده قرار می‌گیرد. طول تیپ ۴ تا ۶ متر است.
- 7- تعدادی از مغارهای نیروگاهی قدیم از این گروه مهاربندی موضعی با سیستماتیک استفاده کرده‌اند. در این موارد، از توری سیمی و چشمه آزاد قوس بتنی با ضخامت ۲۵ تا ۴۰ سانتی‌متر به عنوان حفاظ دائم استفاده شده است.
- 8- موارد شامل تورم، از قبیل رس‌های مونت موریلونیت (در معرض آب) در صورت وجود تورم و افزایش حجم زیاد در پشت حفاظ، فاصله لازم برای انبساط در نظر گرفته می‌شود. در صورت نیاز، از زهکش استفاده می‌شود.
- 9- به جز رس‌های قابل تورم، سنگ‌های درهم فشرده را شامل می‌شود.
- 10- شامل سنگ‌های قابل تورم. معمولاً تکیه‌گاه‌های سنگین صلب، به عنوان حفاظ دائمی به کار می‌رود.
- 11- تجربه نشان می‌دهد که، در صورت تورم یا درهم فشردگی، قبل از اجرای بتن (یا شاتکریت) و اگر مقدار $\frac{RQD}{J_n}$ در حد ۱/۵ بیشتر باشد، شاید استفاده از میله مهار (از نوع کشیده شده) مناسب باشد. این مهاربندی گاه توأم با شاتکریت خواهند بود.
- 12- اگر توده سنگ دارای درزه زیاد باشد ($\frac{RQD}{J_n} < 1/5$) از جمله در توده‌های شکسته مانند حبه قند یا زون‌های شکسته در کوارتزیت، ممکن است حفاظ موقت متشکل از چند لایه بتن‌پاشی باشد. مهاربندی سیستماتیک (کششی) پس از بتن‌ریزی لازم می‌شود ولی در صورتی که $\frac{RQD}{J_n} < 1/5$ بوده، یا مقدار زیادی رس وجود داشته باشد، مهاربندی مؤثر نخواهد بود مگر اینکه با تزریق همراه گردد. طول مناسب مهارها با استفاده از رزین‌های زودگیر تأمین می‌شود.
- 13- ممکن است پدیده جدی تورم یا درهم فشردگی، ایجاب کند که در جبهه پیشروی قوس بتنی سپرهای موقت نصب شوند و در جبهه کاری نیز حفاظ‌های موقت لازم شود.
- 14- به دلایل ایمنی هنگام حفاری شاید لازم باشد از چند کوره مجزا حفاری کرد و سقف را حفاظت نمود. گروه‌های ۱۶، ۲۰، ۲۴، ۲۸، ۳۲ و ۳۵ (متر $\frac{ESR}{\text{طول چشمه}}$).
- 15- غالباً حفر تونل از کوره‌ها و حفاظت طاق لازم است. در مورد درهم فشردگی شدید، حفاظت دیوارها و کف نیز لازم خواهد بود (گروه ۳۸ متر $\frac{ESR}{\text{طول چشمه}}$).

– یادداشت‌های تکمیلی هوک و بروان ۱۹۸۰

- الف – گاهی استفاده از توری سیمی برای کنترل سنگ‌هایی که در طول زمان لق خواهند شد لازم می‌شود. توری در فواصل ۱ تا ۱/۵ متر به سنگ متصل می‌شود، بین پیچ‌سنگ‌ها، سنجاقک‌های کوتاه با تزریق به کار می‌رود. توری سیمی گالوانیزه در مواردی که کاربری دائمی است مورد استفاده قرار می‌گیرد.
- ب – شبکه آرماتور که به صورت مربع در رئوس جوشکاری شده، در بتن‌پاشی مورد استفاده است؛ در مورد بتن‌پاشی نباید از تور سیمی استفاده شود. هنگام استفاده از شبکه آرماتور جوشکاری شده، باید سعی شود شبکه سبک باشد و به صورتی تعبیه و نگهداری شود که دو نفر از بالا به آن دسترسی داشته باشند. شبکه تیپ، آرماتورهای ۴/۲ میلی‌متر با فواصل ۱۰۰ میلی‌متر است (۱۰۰ در ۱۰۰ در ۴/۲ گفته می‌شود).
- پ – در سال ۱۹۷۴ توصیه بارتون، لین و لند بر این بود که در سنگ‌های ضعیف، بسته به فوریت نصب این عناصر در پشت جبهه کار، از میل مهارهای بدون کشش تزریق شده استفاده گردد. این روش به تراکم نقاط نصب مهار و روال حفر چال در توده‌هایی بستگی دارد که انفجار یا لق‌گیری می‌شود و بسیاری از پیمانکاران (به جز شرکت‌های اسکاندیناوی) توانایی انجام روش را ندارند. به این ترتیب، اگر نصب میل مهارهای بدون کشش تزریق غیرممکن باشد، طبقاً استفاده از پیچ‌سنگ‌های کشیده که بعداً تزریق می‌شوند مد نظر قرار می‌گیرند. به این ترتیب اطمینان حاصل می‌شود که حفاظت هنگام حفاری، انجام گردیده است.
- ت – به نظر بسیاری از پیمانکاران، اجرای طاق بتنی با ضخامت ۲۰۰ میلی‌متر، به علت نبودن فضای کافی برای قالب‌بندی، بتن‌ریزی و ارتعاش بتن، بسیار مشکل است. از نظر گروه مهندسين ارتش آمریکا، ضخامت بتن ۱۰ اینچ (۲۵۴ میلی‌متر) مناسب است.

– یادداشت‌های تکمیلی

- پیچ‌سنگ‌های تزریق شده بدون کشش در چند مجموعه حفاظت توصیه می‌شود. هنگامی که بارتون، لین و لند دستورالعمل حفاظت را تدوین می‌نمودند، پیچ‌سنگ‌های اصطکاکی مورد استفاده نبودند. در اثر شرایط مناسب، میل مهارهای اصطکاکی غالباً برای کاربرد با عنوان حفاظ‌های اولیه و موقت زمین کم‌هزینه‌ترین هستند.
- در جدول پ-۵-۱ روش محاسبه Q نشان داده شده است. در ادامه جدول پ-۵-۱ حفاظت‌های توصیه شده بر اساس طبقه‌بندی Q آمده است.
- برای محاسبه حفاظ‌ها، روش‌های نیمه‌نظری وجود دارد که به علت محدودیت کاربرد و تخصص کارشناس در استفاده از آنها، توصیه می‌شود به مأخذهای معتبر و راهنماهای طراحی و استانداردهای مختلف از جمله محاسبات مسلح کردن سنگ‌ها ۱-۲۹۰-۱۱۱۰-EM (گروه مهندسين ارتش امريکا يا مراجع مشابه) مراجعه گردد.

۶- محدودیت‌های کاربرد برای روش‌های تجربی سامانه‌های حفاظت

روش‌های تجربی حفاظت‌ها، معمولاً بر اساس مفروضاتی انتخاب می‌شوند که از حفاری‌های اکتشافی، مشاهدات و آزمایش‌ها باید به دست آمده باشند. به این ترتیب، در عمل باید بررسی شود که آیا توده سنگ، با مودهای شکست که در مفروضات به آنها توجه نشده مواجه خواهد بود.

از سوی دیگر، به طوری که دیدیم در روش‌های تجربی، مبانی بلافاصله به طراحی حفاظت می‌رسد بدون اینکه مودها و عمل شکست از جمله موارد زیر در آن لحاظ شده باشد:

- شکست ناشی از هوازدگی و تخریب توده سنگ،
- شکست‌های ناشی از آب جاری (به صورت فرسایش، انحلال، تراوش‌های زیاد و غیره)،
- شکست‌های ناشی از فرسودگی عناصر حفاظ،
- شکست‌های ناشی از درهم فشردگی یا تورم، و
- شکست‌های ناشی از تنش‌های مازاد در توده سنگ.

پیوست ۵

در این پیوست، روابط مربوط به محیط‌های مختلف که بیان آنها در متن فصل ششم، به طولانی شدن منجر می‌گردد آورده شده است.

۱- روش‌های قدیمی

از سالیان پیش، در مورد بستگی تنش‌ها در محیط ارتجاعی به شکل تونل و مغار ترزاقی و ریچارت^۱، بررسی‌هایی به عمل آورده‌اند.

در مورد حفره دایره‌ای شکل، از روابط کرش، تنش‌های اصلی به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\sigma_r = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{P}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - 4 \frac{a^2}{r^2} \right) \cos(2\theta)$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{P}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos(2\theta)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{-P}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2} \right) \sin(2\theta)$$

θ, r - مختصات قطبی هستند بر روی محور عمودی OZ ,

$P = P_v$ - فشار یکنواخت عمودی سنگ می‌باشد

a - شعاع تونل یا مغار

$p_x = \lambda p$ - فشار یکنواخت افقی سنگ

σ_θ, σ_r - تنش‌های شعاعی و مماسی

$\tau_{r\theta}$ - تنش برشی در صفحه $r-\theta$ است (شکل پ-۵-۱)

با فشار جانبی $p_x = \lambda p$ و با تغییر مختصات $\theta = \frac{\pi}{2}$ ، روابط به صورت زیر تبدیل می‌شوند.

$$\sigma_r = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{P\lambda}{2} \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} - 4 \frac{a^2}{r^2} \right) \cos(2\theta)$$

$$\sigma'_\theta = \frac{P\lambda}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{P\lambda}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos(2\theta)$$

$$\tau'_{r\theta} = \frac{-P\lambda}{2} \left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2} \right) \sin(2\theta)$$

این روابط، مربوط به توزیع تنش در اطراف یک مغار در حالت دو بعدی (روی صفحه) است. در حالت سه بعدی، طبق قانون هوک، تنش عمود بر صفحه $\sigma_z = \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)$ خواهد بود. تنش‌های افقی و عمودی بر اساس روابط شناخته شده انتقال، به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$\sigma_v = \frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} - \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} \cos 2\theta - \tau_{r\theta} \sin 2\theta$$

$$\sigma_h = \frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} + \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} \cos 2\theta + \tau_{r\theta} \sin 2\theta$$

$$\tau_{vh} = \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} \sin 2\theta - \tau_{r\theta} \cos 2\theta$$

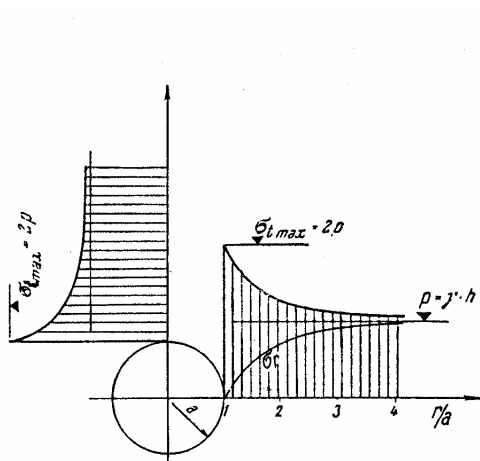
روابط تنش در اطراف یک حفره یا مغار با شکل بیضی توسط Neuber بیان شده است. اگر قطر بلند بیضی افقی باشد (موازی محور x):

$$X = \cosh \alpha \sin \beta$$

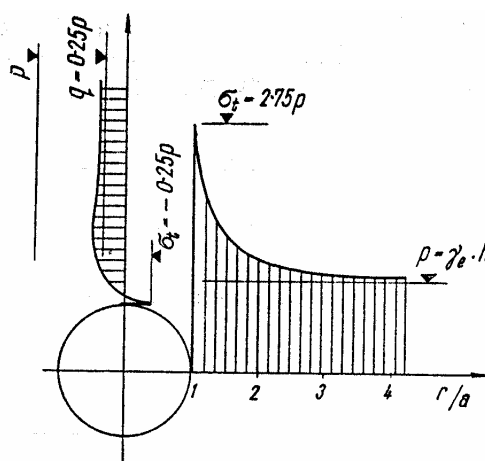
$$Z = \sinh \alpha \cos \beta$$

اگر قطر بلند بیضی عمودی باشد (موازی محور z) رابطه بیضی به صورت زیر است:

$$\left(\frac{Z}{\sinh \alpha_0} \right)^2 + \left(\frac{X}{\cosh \beta_0} \right)^2 = 1$$



ب - مانند حالت قبل ولی با فشار جانبی مساوی
عمودی باشد ($\lambda = 1$)



الف - تنش‌های مماسی و شعاعی، اگر
فشار جانبی کم باشد ($\lambda = 0.25$)

شکل پ-۵-۱

محورهای بلند و کوتاه با روابط زیر بیان می‌شوند:

$$X_{z=0} = a = \cosh \alpha_0 \quad Z_{x=0} = b = \sinh \alpha_0$$

رابطه تنش‌ها به صورت زیر تعریف می‌گردند:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{P}{8} \times \left(\left(\frac{\sin^2 2\beta}{h^4} - \frac{4\cos 2\beta}{h^2} \right) \left(1 + \cosh 2\alpha - 2Be^{-2\alpha} + C(1 - e^{-2\alpha}) \right) + \frac{\sinh 2\alpha}{2h^4} \right. \\ &\quad \left. (2A + 2\sinh 2\alpha \times (1 - \cos 2\beta) + 2C \times e^{-2\alpha} + 2Ce^{-2\alpha} (1 + \cos 2\beta) + 2A - 4B^{-2\alpha} \times \cos 2\beta) \right) \\ \sigma_\beta &= \frac{P}{8} \times \left(\frac{\sin^2 2\alpha}{h^4} (A - \sinh 2\alpha (1 - \cos 2\beta) - Ce^{-2\alpha} (1 + \cos 2\beta) - A + 2Be^{-2\alpha} \times \cos 2\beta) + \frac{h^2}{4} (\cosh 2\alpha + \frac{4}{h^2} (\cos 2\beta (-\cosh^2 \alpha \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - Ce^{-2\alpha} + 2Be^{-2\alpha}) + \cosh^2 \alpha - Ce^{-2\alpha})) \right) \\ \tau_{\alpha\beta} &= \frac{P}{8} \times \left(\frac{2\sin 2\beta}{h^2} (-2\sinh 2\alpha - 4Be^{-2\alpha} + 2Ce^{-2\alpha}) \right) + \frac{\sin 2\beta}{h^4} (\sinh 2\alpha (1 + \cosh 2\alpha - 2Be^{-2\alpha} - C(1 - e^{-2\alpha})) \\ &\quad - \sinh 2\alpha - Ce^{-2\alpha} - A + \cos 2\beta (\sinh 2\alpha - Ce^{-2\alpha} + 2Be^{-2\alpha})) \end{aligned}$$

در رابطه بالا:

$$\begin{cases} A = 1 - \cosh^{2\alpha_0} \\ B = \frac{1}{2} e^{2\alpha_0} + \frac{3}{4} - \frac{e^{4\alpha_0}}{4} \\ C = 1 + e^{2\alpha_0} \end{cases}$$

$$h = \sinh^2(\alpha) + \sinh^2(\beta) \quad \text{فاکتور}$$

در تاج که $\beta = 0$ است، $\sigma_\beta = -p$ و در طرفین $\beta = \frac{\pi}{2}$ ، $\sigma_\beta = p \left(1 + \frac{2h}{b} \right)$ خواهد بود.

با فرض $\lambda = \frac{v}{1-v} - 0.25$ (نظیر $v=0.2$) مقادیر تنش‌های نمایش داده شده است. در تصویر تنش عمودی σ_v و افقی σ_h نسبت به p و در فواصل نسبی از حفاری می‌باشند (فواصل به نسبت نصف قطرهای اصلی یعنی b, a) ملاحظه تنش‌ها در شکل نشان می‌دهد که مؤلفه تنش عمودی σ_v در بالای تاج علی‌رغم توزیع یکنواخت، در ارتفاع متغیر است و هر چه به سمت بالا حرکت کنیم، نمودار تنش به سمت مجانبی (معادل P) تمایل پیدا می‌کند.

σ_h (تنش افقی) کمتر از $0.5P$ بوده و به سمت بالا، از مقدار آن کاسته می‌شود. برای شکل‌های مختلف مقطع حفاری شده، اعم از دایره یا بیضی (با محور بلند در راستای عمودی یا افقی) تأثیر قابل توجهی روی تنش σ_v ایجاد نمی‌شود. در حالی که بر عکس، برای تنش‌های طرفین، شکل مقطع حفاری شده اثر زیادی دارد.

در طرفین، برای مقطع حفاری دایره، مقدار σ_v برای شکل دایره برابر $3P$ است. برای بیضی با محور عمودی طولانی اندکی کمتر و برای بیضی افقی به مقدار قابل توجهی زیاد است. مقدار σ_v هر چه دورتر شویم به مجانب P نزدیک‌تر می‌شود.

مقدار کاهش تنش برای مقطع حفاری دایره و بیضی عمودی، ملایم‌تر و برای بیضی با محور طولانی افقی نیز تنش شدیدتر است.

تنش افقی σ_h در این حالت کمتر است (حدود $0.5P$ برای مقطع دایره و $0.25P$ برای بیضی). در مورد بیضی تنش افقی حداکثر σ_h در نزدیکی حفره به حدود $0.8P$ نزدیک می‌شود. ملاحظه تنش‌ها، مناسب بودن بیضی عمودی را نشان می‌دهد. در مورد حفره‌ها یا مغارهای کروی با تنش عمودی یکنواخت P ، طبق نظر نئوبر^۱:

$$\sigma_\phi = \left[\frac{15B}{R^5} + \frac{3(1-\alpha)C}{R^3} \right] \sin 2\theta - \frac{12B}{R^5} + \frac{A}{R^3} + \frac{2(\alpha-1)C}{R^3}$$

$$\tau_{r,\theta} = \left[-P + \frac{24B}{R^5} + \frac{(\alpha-4)C}{R^3} \right] \sin \theta \cos \theta, \tau_{\theta\phi} = 0, \tau_{r,\phi} = 0$$

R, θ و ϕ مختصات قطبی بوده و روابط مفروض زیر تعریف می‌شوند:

$$\alpha = 2(1-\nu)$$

$$A = -\frac{2+5\alpha}{2(4+5\alpha)} P$$

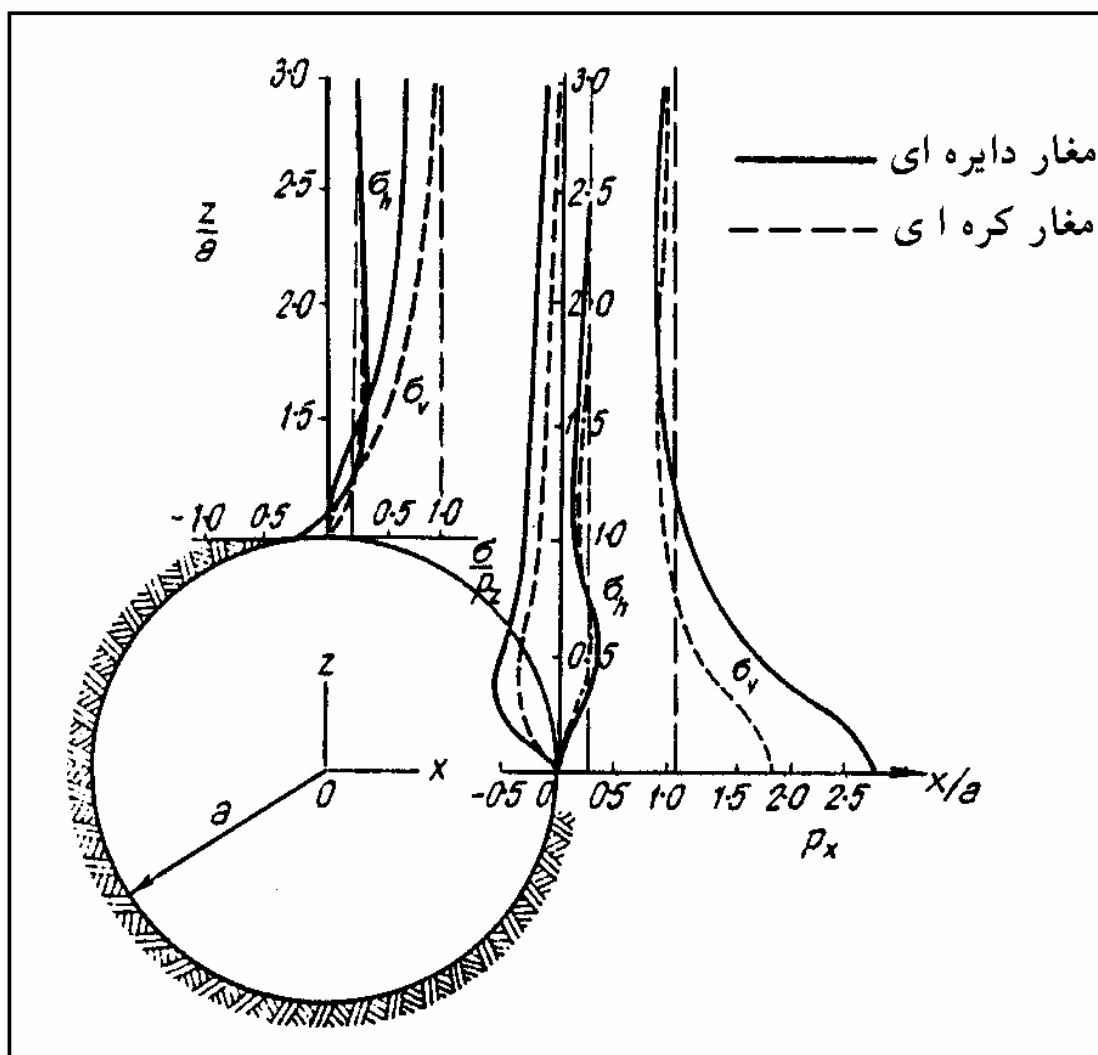
$$B = \frac{P}{4+5\alpha}$$

$$C = \frac{5P}{4+5\alpha}$$

در شکل پ-۵، تنش‌های σ_v و σ_h برای مغار استوانه‌ای و کروی ترسیم شده‌اند.

روابط بالا نشان می‌دهد که برای مغار کروی، تنش‌ها به عدد پواسون بستگی دارند. به عنوان مثال σ_θ در محور افقی A و در تاج (نقطه C) نسبت به ۳ تغییراتی به این صورت دارد:

ν	$\sigma_{\theta A/P}$	$\sigma_{\theta C/P}$
۰	۱/۹۲۹	- ۰/۲۱۴
۰/۲	۲/۰	- ۰/۵۰۰
۰/۳	۲/۰۴۵	- ۰/۶۸۲
۰/۵	۲/۱۶۵	- ۱/۱۶۱



شکل پ-۵-۲- تنش افقی و عمودی تنش‌های مماسی در اطراف مقطع دایره و مغار کروی

اثر ضریب پواسون به‌خصوص در تنش تاج، محسوس است.

برای بیضی دوار (حول محور عمودی)، روابطی نظری تدوین شده^۱ که در صورت نیاز، می‌توان مراجع مربوطه را ملاحظه کرد.

در مورد مغار کروی، با فرض $\lambda = 0/25$ (برای فشار جانبی) به طوری که شکل پ-۵-۲ نشان می‌دهد، تنش‌های اطراف مغار کروی، کمتر از تنش‌های اطراف مغار دایره هستند. به‌خصوص در کناره‌ها (محل تلاقی محور افقی) تنش عمودی حداکثر (σ_v) به $1/8P$ می‌رسد (در مورد مقطع دایره، در همین نقطه مقدار تنش $2/8P$ است).

تنش در بالای تاج در حالت کروی، کمی بیشتر از حفاری استوانه (با سطح مقطع دایره) است. اختلاف تنش‌های افقی، هم در تاج و هم در سازه‌ها کم است. اختلاف بین تنش‌های مماس در مقاطع بیضی و کروی، با کاهش نسبت قطرهای بیشتر

1 - Edwards, 1951

می‌شود. به عنوان نتیجه‌گیری از بحث بالا، می‌توان اظهار داشت: "نه تنها در شرایط بسته، میزان فشارهای وارده کمتر می‌شود، بلکه توزیع تنش نیز در آنها بهتر صورت می‌گیرد".

توزیع تنش برای مغار با شکل مقطع مستطیل، توسط ساوین^۱ محاسبه شده است.

بحث‌های نظری برای محاسبات مغارها، در برخی منابع^۲ مورد بحث گسترده‌تری قرار گرفته است.

در تعمیم تئوری کرش، وقتی در سنگ، تنش‌ها کمتر از حد ارتجاعی (الاستیک) یا در حدودی کمتر از نصف مقاومت فشاری سنگ باشند، و درزه‌ها از یکدیگر دارای فواصل زیاد بوده و به صورت محکم بسته شده باشند، می‌توان چنین تعبیر کرد که مقاطع حفاری شده، یک فضای با طول زیاد و با سطح مقطع یکنواخت در حجم بی‌نهایت می‌باشد.

رابطه اصلی کرش (در صورتی که فشار جانبی در توده P_1 و فشار عمودی P_2 باشد)، در مختصات قطبی با محور افقی V و عمودی U به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\sigma_r = \frac{P_1 + P_2}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{P_1 - P_2}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = \frac{P_1 + P_2}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{P_1 - P_2}{2} \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

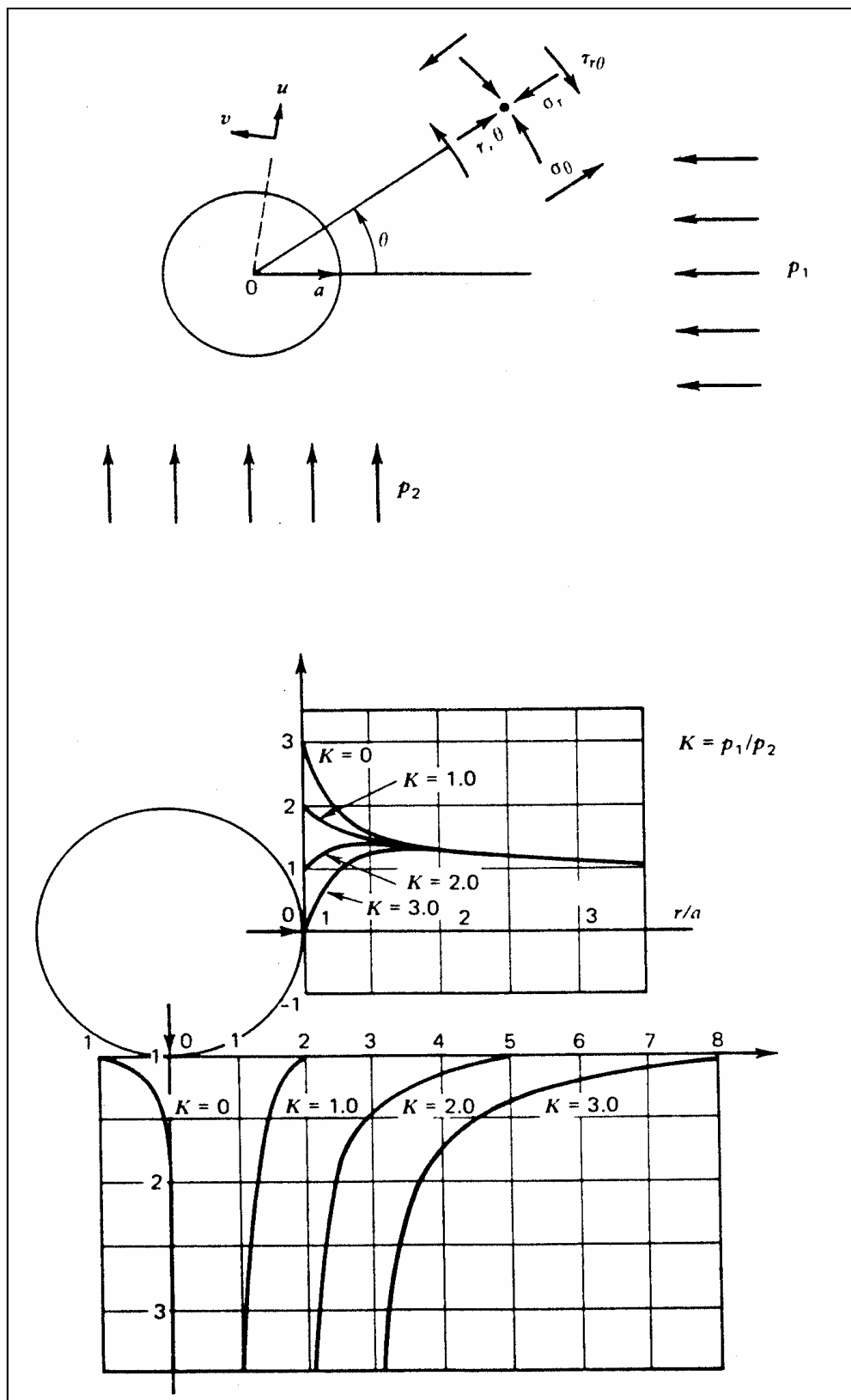
$$\tau_{r\theta} = \frac{P_1 - P_2}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta$$

σ_r تنش در راستای شعاعی متغیر و σ_θ تنش در جهت متغیر θ است. اگر در این روابط $r = a$ باشد، تنش در جدار یا دیواره حفاری (مغار) به دست خواهد آمد (شکل پ-۵-۳).

در این حالت ($r = a$) چون سطح مورد نظر سطح آزاد است، تنش‌های شعاعی و برشی برابر صفر خواهد بود. تنش مماسی σ_θ از مقدار حداکثر $3P_1 - P_2$ در نقطه $\theta = 90^\circ$ به حداقل $3P_2 - P_1$ در $\theta = 90^\circ$ تغییر می‌کند.

1 - Savin

۲- از جمله کتاب Rock Mechanics تألیف Richard.E. Goonman دانشگاه برکلی - کالیفرنیا.



شکل پ-۵-۳- تنش‌های اصلی در جهات شعاعی و مماسی روش کرش

جدول پ-۵-۱- تمرکز تنش σ_{θ}/σ_v در سقف ($\theta=0^\circ$) و دیوار ($\theta=90^\circ$) در روش کرش

۳/۰		۲/۰		۱/۵		۱/۰ به‌ازای تمام مقادیر	۰/۶		۰/۳		۰		σ_h/σ_v r/a
90°	0°	90°	0°	90°	0°		90°	0°	90°	0°	90°	0°	
۰/۰۰	۸/۰۰	۱/۰۰	۵/۰۰	۱/۵۰	۳/۵۰	۲/۰۰	۲/۴۰	۰/۸۰	۲/۷۰	-۰/۱۰	۳/۰۰	-۱/۰۰	۱/۰
۰/۶۰	۶/۷۰	۱/۲۲	۴/۲۶	۱/۵۲	۳/۰۵	۱/۸۳	۲/۰۷	۰/۸۵	۲/۲۵	-۰/۱۲	۲/۴۴	-۰/۶۱	۱/۰
۰/۹۴	۵/۸۴	۱/۳۲	۳/۷۷	۱/۵۱	۲/۷۳	۱/۶۹	۱/۸۴	۰/۸۷	۱/۹۶	-۰/۲۵	۲/۰۷	-۰/۳۸	۱/۲
۱/۱۳	۵/۲۳	۱/۳۶	۳/۴۱	۱/۴۸	۲/۵۰	۱/۵۹	۱/۶۸	۰/۸۶	۱/۷۵	-۰/۳۲	۱/۸۲	-۰/۲۳	۱/۳
۱/۲۴	۴/۸۰	۱/۳۷	۳/۱۶	۱/۴۴	۲/۳۳	۱/۵۱	۱/۵۶	۰/۸۵	۱/۶۰	-۰/۳۶	۱/۶۵	-۰/۱۴	۱/۴
۱/۳۰	۴/۴۸	۱/۳۷	۲/۹۶	۱/۴۱	۲/۲۰	۱/۴۴	۱/۴۷	۰/۸۴	۱/۵۰	-۰/۳۸	۱/۵۲	-۰/۰۷	۱/۵
۱/۳۳	۳/۹۷	۱/۳۶	۲/۸۱	۱/۳۳	۱/۹۹	۱/۳۳	۱/۳۳	۰/۸۰	۱/۳۲	-۰/۴۰	۱/۳۲	-۰/۰۰	۱/۷۵
۱/۳۱	۳/۶۹	۱/۲۸	۲/۴۷	۱/۲۷	۱/۸۶	۱/۲۵	۱/۲۴	۰/۷۶	۱/۲۳	-۰/۴۰	۱/۲۲	+۰/۰۳	۲/۰
۱/۲۴	۳/۴۰	۱/۲۰	۲/۲۸	۱/۱۸	۱/۷۲	۱/۱۶	۱/۱۴	۰/۷۱	۱/۱۳	-۰/۳۸	۱/۱۲	+۰/۰۴	۲/۵
۱/۱۹	۳/۲۶	۱/۱۵	۲/۱۹	۱/۱۳	۱/۶۵	۱/۱۱	۱/۱۰	۰/۶۸	۱/۰۹	-۰/۳۶	۱/۰۷	+۰/۰۴	۳/۰
۱/۱۱	۳/۱۴	۱/۰۹	۲/۱۰	۱/۰۸	۱/۵۸	۱/۰۶	۱/۰۵	۰/۶۵	۱/۰۴	-۰/۳۴	۱/۰۴	+۰/۰۳	۴/۰

۲- روش‌های اندازه‌گیری تنش‌های موجود در توده سنگ

روش‌های متداول شامل ترک هیدرولیکی^۱، جک تخت و مغزه‌گیری^۲ از زمان‌های پیش متداول بوده‌اند. امروزه روش‌های جدیدتری نیز مورد استفاده است.

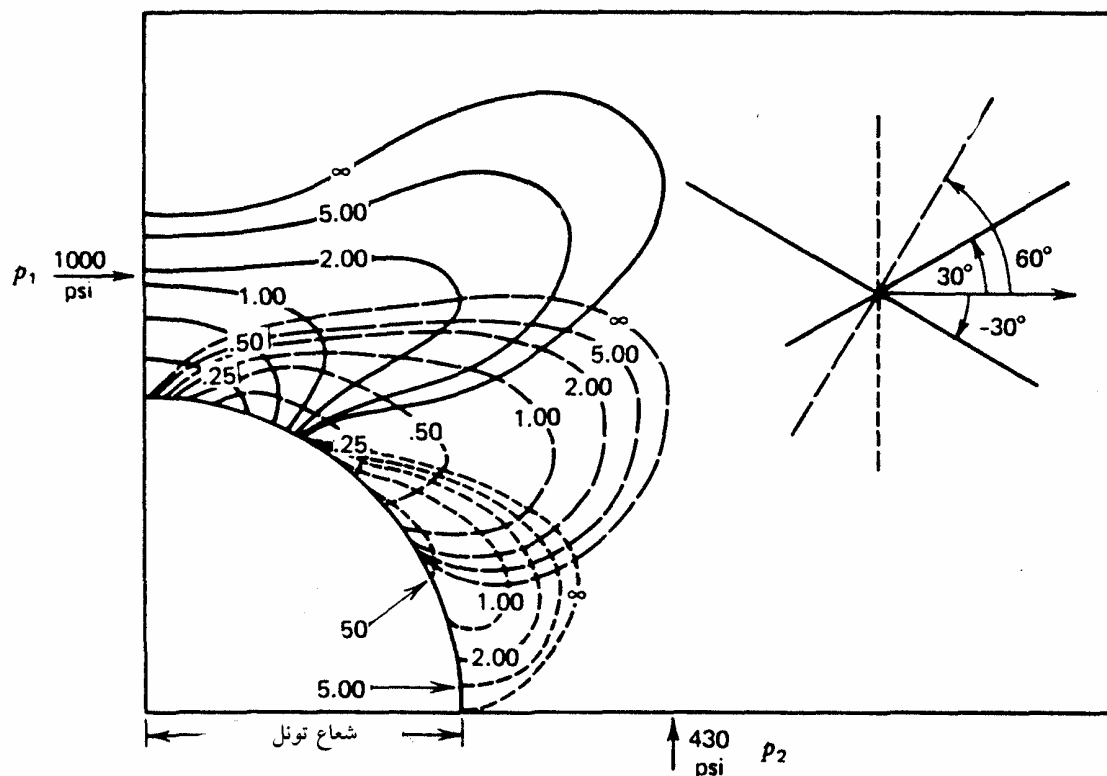
هر یک از روش‌ها، امتیازات و برتری‌هایی دارند. در روش ترک یا شکست هیدرولیکی، برای تخمین تانسور تنش وارد بر توده سنگ، سنگ با اعمال فشار آب در داخل گمانه، پمپ می‌شود.

فشار پمپاژ به حدی می‌رسد که سنگ ترک بخورد. در آزمایش جک تخت، با چاک دادن سنگ، قسمتی از تنش‌ها آزاد شده ولی با فشار مجدد، جک بارگذاری می‌شود. در روش مغزه‌گیری بزرگ، سنگ با برداشتن مغزه بزرگ کاملاً باربرداری می‌شود. تغییر شکل شعاعی حفره در گمانه موازی، اندازه‌گیری و ثبت می‌گردد. برای چگونگی کار می‌توان به استانداردهای مربوطه مراجعه کرد.

1 - Hydraulic Fracture

2 - Over Coring

با فاصله گرفتن از سطح مغاره، در این راستا تنش سریعاً افت می‌کند. با استفاده از این روش، می‌توان میزان تنش‌ها را تحت تأثیر سطوح یا امتدادهای درزه‌ها محاسبه کرد. در شکل پ-۴-۵ موقعیت سطوح لغزش با فرض شرط $\left(\frac{P_2}{P_1} = 0.43\right) K = 2/33$ و شرایط کولومب با $\phi = 31^\circ$ درجه نشان داده شده است.



شکل پ-۴-۵- روش کرش، اعداد روی کنتورها ضرایبی هستند که بارها باید به آن ضرب شوند تا در راستای درزه‌ها لغزش تولید گردد.

یکی از روش‌های ثبت رفتار مغاره‌های زیرزمینی، اندازه‌گیری تغییر شکل نسبی نقاط روی دیوار است. در این روش، فاصله بین نقاط با طول‌یابی اندازه‌گیری می‌شود (می‌توان از مهارهای فولادی نصب شده در اعماق گمانه‌ها استفاده کرد. این سامانه مشابه سامانه انبساط‌سنج‌های چند موقعیتی است). رابطه کرش برای تغییر شکل روی صفحه به صورت زیر است:

$$u_r = \frac{P_1 + P_2}{4G} \times \frac{a^2}{r} + \frac{P_1 - P_2}{4G} \times \frac{a^2}{r} \left(4(1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta$$

$$v_\theta = -\frac{P_1 - P_2}{4G} \times \frac{a^2}{r} \left(2(1 - 2\nu) + \frac{a^2}{r^2} \right) \sin 2\theta$$

u_r = تغییر شکل به سمت بیرون، v_θ = تغییر شکل مماس در شکل پ-۵-۴، G = مدل برشی و ν ضریب پواسون است. باید توجه داشت که در این روابط، تأثیر وزن به خوبی وارد نشده است (وزن تنش عمودی که با P_1 یا P_2 نشان می‌دهیم اعمال می‌نماید). یکی از روش‌های ملاحظه اثر وزن، تأثیر دادن آن در منطقه خطوط لغزش است. خلاصه‌ای از بحث‌های انجام شده را به صورت زیر بیان می‌کنیم:

$$u = \frac{Pa^3}{4r^2G}$$

مقایسه این رابطه با رابطه زیر:

$$U_2 = \frac{P_1 - P_2}{4G} \times \frac{a^2}{r} + \frac{P_1 - P_2}{4G} \times \frac{a^2}{r} \left(4(1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right) \times \cos(2\theta)$$

نشان می‌دهد که جابه‌جایی نقطه‌ای واقع بر دیواره مغار کروی در فشار هیدرواستاتیک، نصف تغییر شکل مربوط به تونل استوانه‌ای با همان شعاع است. به طوری که دیدیم، در مغارهای غیر دایره و غیر کروی، جابه‌جایی‌ها غالباً در گوشه‌ها متمرکز هستند. همچنین در اطراف انحنای مقعر با شعاع کم، تمرکز تنش ملاحظه می‌شود. برعکس در حوالی خم‌های محدب، تنش‌ها تا حد صفر کاهش پیدا می‌کند.

در واقع وجود گوشه‌های تیز، باعث تنش‌های متمرکز شده و در صورت وجود تغییرات هندسی ملایم در مقطع تنش، به صورت ملایمی افزایش می‌یابد؛ خصوصاً اگر محور اصلی، بر راستای تنش اصلی حداکثر منطبق باشد. اگر نسبت عرض به ارتفاع را متناسب با K بیان کنیم، جدول زیر مقادیر تمرکز تنش را بر اثر اعمال تنش عمودی تنها ($K = 0$) برای شکل‌های متفاوت و در بحرانی نقاط مغار را به دست می‌دهد.

جدول پ-۵-۲- تمرکز تنش در اطراف مغار، تحت اثر تنش عمودی (تنها) $K = 0$

تمرکز تنش σ_θ / σ_v		نسبت ارتفاع به عرض	شکل
کنار	سقف		
۵/۰	-۱/۰	۰/۵	بیضی
۳/۴	-۰/۹	۰/۵	بیضی گردتر
۲/۵	-۰/۹	۰/۵	چهارگوش (کنج‌های گرد شده)
۳/۰	-۱/۰	۱	دایره
۲/۰	-۱/۰	۲	بیضی
۱/۶	-۰/۹	۲	بیضی گردتر
۱/۷	-۱/۰	۲	مستطیل

۳- روابط مربوط به محاسبات تنش‌ها

- ۱-۳ در شکل پ-۵-۵، محاسبات برای مقطع دایره در محیط الاستیک نشان داده شده است. روش محاسبات، بر مبنای روش پندر^۱ می‌باشد.
- ۲-۳ محاسبات در محیط الاستوپلاستیک: شرح روش در متن اصلی آمده و روابط مربوط به تنش‌ها در جهات مختلف در این قسمت ارائه گردیده‌اند.
- ۳-۳ مراحل یک تحلیل پیوسته در حفاری تونل‌ها و شفت: در متن اصلی (بند ۶-۶) روش پیوست محاسبات تشریح شده و در این قسمت، مراحل لازم در تحلیل ارائه شده‌اند.

علائم مورد استفاده در تحلیل تنش، اطراف یک حفره دایره‌ای دو بعدی

a : شعاع حفاری تونل

r : فاصله شعاعی به هر نقطه از مرکز

θ : زاویه مرکزی نقطه مورد نظر

σ_h, σ_v : تنش‌های موجود اولیه (قبل از حفاری) در رقوم حفاری

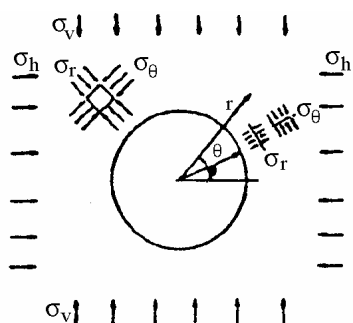
σ_θ, σ_r : تنش‌های شعاعی و مماسی پس از حفاری

E : مدول یانگ سنگ

ν : نسبت پواسون

u_a : جابه‌جایی شعاعی برای شعاع a

V_a : جابه‌جایی مماسی برای شعاع a



تنش‌ها عبارتند از :

$$\sigma_r = \frac{\theta}{5}(\sigma_v + \sigma_h)\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{\theta}{5}(\sigma_v - \sigma_h)\left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2}\right)\cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = \frac{\theta}{5}(\sigma_v + \sigma_h)\left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{\theta}{5}(\sigma_v - \sigma_h)\left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2}\right)\cos 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\theta}{5}(\sigma_h - \sigma_v)\left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2}\right)\sin 2\theta$$

حالت اول : تنش‌ها روی محیط دور اعمال می‌شوند (اگر پس از حفر تونل، بار سطحی قابل توجهی اعمال شود).

روابط جابه‌جایی:

$$E u = (1 - \nu^2) \left[\frac{\theta}{5}(\sigma_v + \sigma_h) \left(r + \frac{a^2}{r} \right) - \frac{\theta}{5}(\sigma_v - \sigma_h) \left(r - \frac{a^4}{r^3} + \frac{4a^2}{r} \right) \cos 2\theta \right] - \nu(1 + \nu)$$

$$\left[\frac{\theta}{5}(\sigma_v + \sigma_h) \left(r - \frac{a^2}{r} \right) - \frac{\theta}{5}(\sigma_v - \sigma_h) \left(r - \frac{a^4}{r^3} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$E v = \frac{\theta}{5}(\sigma_v - \sigma_h) \left[(1 - \nu^2) \left(r + \frac{2a^2}{r} + \frac{a^4}{r^3} \right) + \nu(1 + \nu) \left(r - \frac{2a^2}{r} + \frac{a^4}{r^3} \right) \right] \sin 2\theta$$

جابه‌جایی‌ها در محیط تونل:

$$E u_a = (1 - \nu^2) a \left[(\sigma_v + \sigma_h) - 2(\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \right]$$

$$E V_a = 2(1 - \nu^2) a (\sigma_v - \sigma_h) \sin 2\theta$$

حالت دوم: تونل در محیط دارای تنش حفر می‌شود. فرض برای حفر تونل مناسب است.

روابط جابه‌جایی:

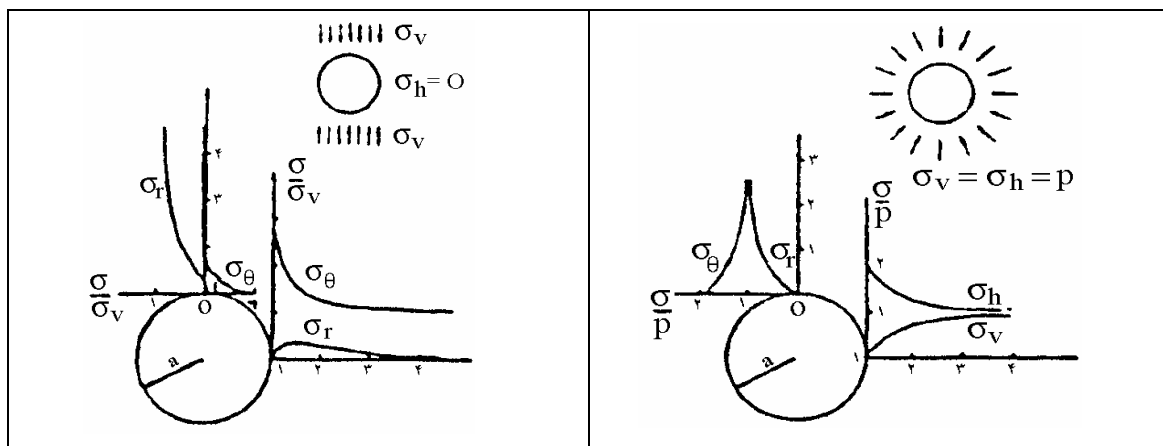
$$E_u = \theta / 5(1 + \nu) \left[(\sigma_v + \sigma_h) \left(\frac{a^2}{r} \right) - (\sigma_v - \sigma_h) \left((1 - \nu) \frac{4a^2}{r^2} - \frac{a^4}{r^3} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$E_v = 2(1 + \nu) \left((\sigma_v - \sigma_h) \frac{2a^2}{r} + \frac{a^4}{r^3} \right) \sin 2\theta$$

جابه‌جایی‌ها در محیط تونل:

$$E_u = \theta / 5(1 + \nu) \left[(\sigma_v + \sigma_h) \left(\frac{a^2}{r} \right) - (\sigma_v - \sigma_h) \left((1 - \nu) \frac{4a^2}{r^2} - \frac{a^4}{r^3} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$E_v = 2(1 + \nu) \left((\sigma_v - \sigma_h) \frac{2a^2}{r} + \frac{a^4}{r^3} \right) \sin 2\theta$$



تنش‌های شعاعی σ_r و مماسی σ_θ اطراف حفره تونل تنش‌های شعاعی σ_r و مماسی σ_θ در راستای عمودی σ_v اعمال شود. برای تنش‌های هیدرواستاتیک وارد به جدار حفره به محورهای افقی و عمودی حفره تونل اگر تنش میزان P .

شکل پ- ۵-۵- تنش در اطراف یک گشودگی دایروی، در یک محیط با دو مؤلفه تنش

$$p_z = \sigma_v = \sigma_n \quad \text{فشار داخلی: } p_i$$

$$p_z \geq (p_i + \cos \phi) / 1 - \sin \phi \quad \text{شرایط شکست:}$$

$$R = a \left[(1 - \sin \phi) (p_z + C \cot \phi) / (p_i + C \cot \phi) \right]^{\frac{1}{k_p - 1}} \quad \text{شعاع منطقه شکست:}$$

$$k_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

منطقه الاستیک :

$$\sigma_r = p_z - (p_z - \sigma_{cp}) \left(\frac{R_o}{r} \right)^2 \quad \text{تنش‌ها}$$

$$\sigma_\theta = p_z + (p_z - \sigma_{cp}) \left(\frac{R_o}{r} \right)^2$$

$$\sigma_{cp} = p_z (1 - \sin \phi) - c \cdot \cos \phi = \quad \text{تنش شعاعی در سطح مشترک الاستوپلاستیک}$$

$$u_r = (p_z \cdot \sin \phi + c \cdot \cos \phi) \left(\frac{R^2}{r} \right) / (2G) \quad \text{تغییر شکل‌ها}$$

محاسبات الاستوپلاستیک^۱

منطقه پلاستیک :

$$\sigma_r = -C \cdot \cot \phi + (p_i + \cot g\phi) \cdot \left(\frac{r}{a} \right)^{kp-1} \quad \text{تنش‌ها}$$

$$\sigma_\theta = -C \cdot \cot \theta + (p_i + \cot g\phi) k_p \left(\frac{r}{a} \right)^{kp-1}$$

$$\sigma_y = (\sigma_r + \sigma_\theta) / 2 = C \cdot \cot g\phi + (p_i + C \cdot \cot g\phi) \cdot (1 - \sin \phi)^{-1} \left(\frac{r}{a} \right)^{kp-1}$$

$$u_r = \frac{r}{(2G)} \cdot X \quad \text{تغییر شکل‌ها}$$

$$X = (2\nu - 1) \cdot (p_z + C \cdot \cot g\phi) + (1 - \nu) \left[(k_p - 1)(k_p + k_{PG}) \right] \cdot (p_i + C \cdot \cot g\phi).$$

$$\left(\frac{R}{a} \right)^{(k_p-1)} \cdot \left(\frac{R}{r} \right)^{(k_{ps}+1)} + \left[\frac{(1-\nu) \cdot (k_p \cdot k_{PG} + 1)}{(k_p + k_{PG}) - \nu} \right] \cdot (p_i + C \cdot \cot g\phi) \cdot \left(\frac{r}{a} \right)^{(k_p-1)}$$

$$k_{PG} = (1 + \sin \psi_s) / (1 - \sin \psi_s) \quad \text{و} \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

راه حل خاص الاستوپلاستیک، مقادیر ϕ و C و زاویه انبساط ψ مانند حالت قبل

حالت اول : $\psi = \phi$ قانون جریان برقرار است.

$$k_p = k_{ps}$$

تغییر شکل ها : $u_r = \frac{r}{2G} \cdot X$

$$X = (2\nu - 1)(p_z + C \cot g\phi) + (1 - \nu)(k_p^2 - 1) / (2k_p) \cdot (p_i + C \cot g\phi) \cdot \left(\frac{R}{a}\right)^{(k_p-1)} \cdot \left(\frac{R}{r}\right)^{(k_p+1)} +$$

$$\left[(1 - \nu) \cdot (k_p^2 + 1) / (2k_p) - \nu \right] (p_i + C \cot g\phi) \cdot \left(\frac{r}{a}\right)^{(k_p-1)}$$

حالت دوم : بدون انبساط

$$k_p = 1 \quad \text{و} \quad \psi = 0$$

تغییر شکل ها : $u_r = \frac{r}{2G} \cdot X$

$$X = (2\nu - 1)(p_z + C \cot g\phi) + (1 - \nu) \cdot (k_p - 1) \cdot (p_i + C \cot g\phi) \cdot \left(\frac{R}{a}\right)^{(k_p-1)} \cdot \left(\frac{R}{r}\right)^2 +$$

$$(1 - 2\nu) \cdot (p_i + C \cot g\phi) \cdot \left(\frac{r}{a}\right)^{(k_p-1)}$$

حالت سوم : مصالح دارای اصطکاک

$$\phi = \phi_0 \quad \text{و} \quad C = 0$$

منطقه پلاستیک

تنش ها : $\sigma_r = p_i \cdot \left(\frac{r}{a}\right)^{k_p-1}$

$$\sigma_\theta = p_i \cdot k_p \left(\frac{r}{a}\right)^{k_p-1}$$

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

تغییر شکل ها : $u_r = \frac{r}{2G} \cdot X$

$$X = (2\nu - 1)p_z + (1 - \nu)(k_p^2 - 1) / 2k_p \cdot p_i \cdot \left(\frac{R}{a}\right)^{(k_p-1)} \cdot \left(\frac{R}{r}\right)^{(k_p+1)} +$$

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

$$\psi = 0$$

برای

$$X = (2\nu - 1)p_z + (1 - \nu)(k_p - 1)p_i \cdot \left(\frac{R}{a}\right)^{(k_p-1)} \cdot \left(\frac{R}{r}\right)^2 + (1 - 2\nu) \cdot p_i \cdot \left(\frac{r}{a}\right)^{(k_p-1)}$$

راه حل اختصاصی الاستوپلاستیک

حالت چهارم :

$$\varphi = 0 \quad \text{و} \quad C = c$$

شرایط شکست : $p_z \geq p_i + c$

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

منطقه پلاستیک

$$\sigma_r = p_i + 2c \cdot \ln \left(\frac{r}{a} \right) \quad \text{تنش ها :}$$

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

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

منطقه الاستیک

$$\sigma_r = p_z - c \left(\frac{a}{r} \right)^2 \cdot \exp \left[\frac{(p_z - p_i)}{c} - 1 \right] \quad \text{تنش ها :}$$

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

$$\sigma_y = 2\nu \cdot p_z$$

$$u_a = c(1 + \nu) \left[1 - c(1 + \nu) / 2E \right] \cdot \exp \left[\frac{(p_z - p_i)}{c} - 1 \right] \quad \text{تغییر شکل ها :}$$

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

۴- نقطه‌نظرهای عملی برای محاسبات در شرایط ساده شده

۱-۴ حفاظ تونل

حفاظ تونل می‌تواند بتن درجا، بتن پیش‌ساخته (به صورت قطعات)، بتن پاشیدنی و یا حفاظ‌های فولادی باشد. در مدل کردن حفاظ، از همان عناصری که برای مدل کردن سنگ به کار رفته، منتهی با تخصیص ویژگی‌های مصالح حفاظ استفاده می‌گردد. نظر به اینکه ضخامت حفاظت، به مراتب کمتر از قطر حفره یا مغار است، عناصر سازه‌ای (تیر) را برای مدل کردن حفاظ می‌توان به کار برد. در موارد زیاد ملاحظه شده که این عناصر با رفتار خمش حفاظ، همخوانی بهتری دارند.

۲-۴ اجرای بتن پاشیدنی

غالباً بین حفر مغار یا تونل و اجرای بتن پاشیدنی، اختلاف زمانی وجود دارد. برای مدل کردن این شرایط، ویژگی پوشش پس از گرفتن و رسیدن به مقاومت کامل منظور می‌شود.

۳-۴ شبیه‌سازی انتقال بار به پوشش تونل، در مدل دو بعدی

هنگام پیشرفت حفاری، حفاظ‌های تونل (با فاصله کم با دیوار) نصب می‌شوند. با پیشرفت حفاری، سنگ خود را رها کرده و بار به حفاظ منتقل می‌شود. این مسئله در ذات خود سه بعدی است. در مدل دو بعدی، بخشی از تغییر شکل سنگ قبل از نصب حفاظ، انجام یافته تلفی می‌شود. درصدی از تغییر شکل که قبلاً انجام می‌شود، بسته به فاصله حفاظ و تونل، بین ۵۰ تا ۹۰ درصد تغییر شکل سنگ می‌باشد (شوارتز، ازوز، انشتین ۱۹۸۰^۱).

۴-۴ میل مهار تزریق شده در تمام طول با ورق نگه‌دارنده

عملکرد عمده این نوع میل مهار، مسلح کردن سنگ است (در تحلیل‌ها به علت نقش ناچیز ورق، تنها میل مهار مدل می‌شود).

۵-۴ مدل کردن میل مهارها، قاب‌ها و قاب‌های مشبک^۲ در تحلیل دو بعدی

ویژگی‌های میل مهارها و تیرها به صورت متوسط آنها در طول تونل یا شفت وارد می‌شوند.

۶-۴ تفسیر نتایج تحلیل‌ها

الف - پس از ملاحظه دقیق اولویت تحلیل، منطقی بودن نتیجه محاسبات باید ارزیابی شود. مواردی که باید کنترل شوند به شرح زیر می‌باشند:

- آیا تغییر شکل سنگ مطابق انتظار است؟

1 - Schwarz, Azzous & Einstein 1980

2 - Lattice girder

- آیا نحوه توزیع بار روی سامانه حفاظت، با تغییر شکل سنگ منطبق است؟
 - آیا تغییرات تنش در سنگ، با مقوله شکست سنگ و یا سایر مصالح منطبق است؟
 - آیا محاسبات معیار همگرا است ؟
- با پاسخ به این سؤالات، خطای داده‌ها مشخص می‌شوند. پس از اولین تحلیل، کنترل دقیق عددی ضروری است. در صورت توفیق در این مرحله، کنترل عددی دقیق برای مراحل بعدی اهمیت کمتری پیدا می‌کند. با این حال، هر نوع نتیجه غیرعادی، باید مورد توجه قرار گیرد.
- ب - بررسی نتایج تحلیل‌های پیوسته و استفاده از آنها در تحلیل اندرکنش سنگ - حفاظ موارد زیر را در برمی‌گیرد:
 - تغییر شکل سنگ که به سامانه حفاظ مرتبط است. با استفاده از مطالعات پارامتری، می‌توان نمودارهای کلی و عمومی که قابل استفاده در حفاری‌ها با چند نوع از مفروضات برای ویژگی‌های سنگ است تهیه کرد.
 - پ - بارهای سامانه حفاظت
- از تحلیل می‌توان لنگر، نیروهای عمودی و برشی را در پوشش پیدا کرد. از جمله روش‌ها در فرض اتصال قطعات به همدیگر با عناصر مفصلی، حذف لنگر است. بار مهارها را می‌توان مجدداً توزیع کرده و سپس بار وارد بر آنها را محاسبه نمود. در تحلیل‌ها می‌توان حفره‌ها یا سازه‌های مجاور را مدل و اثرات آنها را ملاحظه کرد. تغییر شکل‌های زیاد، نشان‌دهنده لزوم حفاظت مستحکم‌تر یا تغییر در روش و مراحل اجرا می‌باشد. در مواردی که در بخش‌هایی از سنگ شکست ملاحظه می‌شود، در واقع احتمال شکستن یا سقوط سنگ وجود دارد. مناطق بزرگی از شکست سنگ، لزوم تقویت توده از جمله مسلح کردن آنها نشان می‌دهد. ملاحظه کننتورهای فشار آب مفید است.
- در روش آنالیز مبتنی بر پیوستگی، پارامترهای زیادی مورد نیاز است که ممکن است دسترسی به تمامی آنها مقدور نباشد. از نارسایی‌های این روش، که تنش و کرنش و جابه‌جایی را به دست می‌دهد این است که غالباً این روش‌ها ضریب ایمنی را تعیین نمی‌کند. (هر چند برخی برنامه‌های خاص از جمله اسلون^۱ پایداری را نیز به دست می‌دهند).

۱- بررسی موردی یک زمین لرزه

زمین لرزه تانگ- شان، با بزرگی $7/6$ و شدت X تا XI مرکالی در سطح زمین بوده است. در منطقه زمین لرزه، چند معدن زغال وجود داشت. بر اثر زلزله، گسلش هایی به طول بیش از ۱۱ کیلومتر اتفاق افتاده و جابه جایی هایی حدود $1/5$ متر در امتداد های 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 در بردند.

راه ارتباطی به معدن، یک معبر شیب دار بود که محل گشودگی آن، در منطقه بیشترین تخریب واقع بود. تونل شیب دار بالا، قبل از رسیدن به لایه های شیل و ذغال 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 (دیوارهای عمودی)، با قطعات سنگ و آجر پوشش شده بود. کف، بتنی (بدون آرماتور) بوده است. ارتفاع تونل بین $1/8$ تا $2/5$ متر و عرض آن $1/2$ تا $2/5$ متر بود. در بخش هایی، برای نصب تأسیسات برقی و 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 ۵۰ میلی 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 (به میزان ۲۰۰ میلی متر، در طول ۷ متر) گردید و در عمق ۴۵۰ متر، تورم کف به میزان ۵۰ میلی متر در طول ۱ متر اتفاق افتاد و منحصراً قطعات کوچکی از اندودکاری کنده شد. این صدمات در نقاط 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، ترانسفورمرها و پمپ ها دچار صدمه شدند. اغلب ترانسفورمرها سرنگون شدند. واگن ها از خط خارج گردیدند. افرادی که در داخل تونل بودند، حدود $0/3$ 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.

منابع و مراجع

- ۱- طراحی تونل‌های آبی (براساس آیین‌نامه روسیه) ناشر مهتاب قدس
- ۲- ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی - استاندارد شماره ۲۲۹-الف سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور و وزارت نیرو
- 3- Development in Geotechnical Engineering (A.S. Balasubramaniam et al Publisher 1994 A.A.Balkema)
- 4- Rock Slope Stability Analysis (G.P.Giani Publisher A.A.Balkema 1992)
- 5- Introduction to rock Mechanics (R.E.Goodman. Publisher John Wiley & Sons 1989)
- 6- The Art of Tunneling (K.Szechy. Publisher Academia Kiado Budapest 1973)
- 7- Practical Rock Engineering (E.Hoek. Publisher E.Hoek Consulting Engineer Inc 1996)
- 8- Rock Mechanics Principles in Engineering Practice (J.A. Hudson Published by CIRIA 1989)
- 9- Field Testing & Instrumentation of Rock (STP 554 ASTM)
- 10- Tunnels & Shafts (ASCE/EPRI Guides 1989)
- 11- Engineering and Design "TUNNELS AND SHAFTS IN ROCK" - Army Corps of Engineers 1997
- 12- Handbook of Geology in Civil Engineering (R.F.Legget & P.F.Karrow Publisher Mc Graw- Hill 1983)
- 13- Hoek - Brown. Failure Criterion 2002 Edition
- 14- A Brief History of the Development of the Hoek - Brown Failure Criterion.
- 15- Design of Tunnel Linings, Using Capacity Limit Curves (Dr. G.Sauer & Gall) Teck, Univ, Greg Austria.
- 16- Rock Science Package, (Rock Engineering Group, University of Toronto. 1997-98)

خواننده گرامی

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر چهارصد عنوان نشریه تخصصی - فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تألیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه پیوست در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. به این لحاظ برای آشنایی بیشتر، فهرست عناوین نشریاتی که طی سه سال اخیر به چاپ رسیده است به اطلاع استفاده‌کنندگان و دانش پژوهان محترم رسانده می‌شود. لطفاً برای اطلاعات بیشتر به سایت اینترنتی <http://tec.mporg.ir> مراجعه نمایید.

دفتر امور فنی، تدوین معیارها

و

کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

Structural Design Guideline for Hydraulic Tunnels

این راهنما

اولین راهنما طراحی سازه‌های تونل‌های آب‌بر است .
در مورد انواع تونل‌ها هیدرولیکی مطالب به
حدی زیاد است که تنها اشاره‌ای کوتاه به عناوین
آنها ، چندین مجلد نیاز دارد. بنابراین در تهیه این
مجموعه، با پیشرفت کار، بخش‌های زیادی در جهت
حفظ اختصار و ایجاز، در کمیته، حذف شدند. از آنجا
که اشاره به هر نرم افزاری می‌تواند تاییدی بر اعتبار
آن باشد، در این مجموعه از میان بسیاری از
نرم‌افزاری توانمند که هر یک امتیازات و نواقص
خود را دارند، اسمی برده نشده است .

به طوریکه گفته شده، نیاز به تکمیل این مجموعه
خصوصاً در مورد طراحی و اجرای تونل در زمین‌های
محسوس بوده و در صدد هستیم به این منظور
راهنمای خاصی تدوین کنیم .

معاونت امور اداری ، مالی و منابع انسانی
مرکز مدارک علمی ، موزه و انتشارات

ISBN 964-425-644-1



9 789644 256448