

دانشگاه صنعتی شاهرود
دانشکده مهندسی معدن و ژئوفیزیک

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی استخراج معدن

عنوان

تخمین بارهای وارده بر سازه سگمنت تونل انتقال آب کرج
در زون های مختلف با هدف ارزیابی پایداری آن

تهیه کننده
علیرضا جان نثاری

استاد راهنما
دکتر سید رحمان ترابی

استاد مشاور
مهندس فرنوش باسلطه

تابستان ۱۳۸۶



تقديم به

پدر و مادر م

چکیده

در این تحقیق هدف تخمین بارهای وارده بر سازه سگمنت تونل انتقال آب کرج در زون‌های مختلف با هدف ارزیابی پایداری آن می‌باشد که بدین جهت ابتدا با استفاده از روش همگرایی- همجواری میزان همگرایی دیواره تونل و برهم‌کنش آن با پوشش مورد بررسی قرار گرفته و از این طریق میزان بار وارده بر نگهدارنده محاسبه شده است. همچنین فشار وارده از طرف توده سنگ به نگهدارنده با استفاده روشهای تجربی مانند روش ترزاقی و روش‌های مبتنی بر طبقه بندی توده سنگ (RMR و Q) محاسبه شده است.

از آنجایی که تونل انتقال آب کرج زیر سطح ایستایی قرار دارد، فشار وارده بر پوشش ناشی از آب زیرزمینی در طول مسیر تونل تعیین شده است. همچنین تاثیر نیروهای نفوذی ناشی از آب زیرزمینی بر منحنی واکنش زمین (GRC) مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه بارهای وارده از طرف آب داخل تونل و همچنین بار ناشی وزن خود پوشش نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

پس از تعیین بارهای وارده بر پوشش، با استفاده از مدل تیر- فنر (Beam-Spring Model) و نرم افزار SAP2000 نیروهای ایجاد شده در پوشش در دو حالت مختلف (۱- در نظر گرفتن شرایط مفصلی و ۲- تخصیص سختی پیچشی به درزهای سگمنت در یک رینگ) تعیین و با هم مقایسه شده است و در نهایت با استفاده از نمودار اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی، پایداری سازه‌ای پوشش مورد ارزیابی قرار گرفته است.

واژگان کلیدی

تونل انتقال آب کرج، سگمنت، بار سنگ، فشار آب زیرزمینی، تحلیل پایداری، مدل تیر- فنر

تقدیر و تشکر

پس از حمد و سپاس خداوند متعال، از پدر و مادرم که در تمامی مراحل زندگی پشتیبان و همراه من بوده‌اند، تشکر می‌کنم.

از جناب آقای دکتر سید رحمان ترابی و جناب آقای مهندس باسلیقه که با رهنمودهای خود کمک موثری در پیشبرد این تحقیق داشته‌اند، تشکر می‌نمایم.

همچنین از خواهرم، خانم مهندس جان‌نثاری از دانشکده مهندسی عمران دانشگاه علم و صنعت به خاطر کمک در زمینه طراحی سازه‌های بتن مسلح سپاسگزارم.

علیرضا جان‌نثاری

تابستان ۱۳۸۶

فصل اول - کلیات

۲	۱-۱ مقدمه
۳	۲-۱ معرفی طرح تونل انتقال آب کرج
۳	۳-۱ هدف از تحقیق
۴	۴-۱ بررسی فصول پایان نامه

فصل دوم - مروری بر روش‌های تحلیل و طراحی پوشش‌های سگمنتی

۷	۱-۲ کلیات
۷	۱-۱-۲ مقدمه
۸	۲-۱-۲ طراحی پوشش تونل
۱۱	۲-۲ انواع بارهای وارد بر پوشش تونل
۱۳	۳-۲ فشار زمین
۱۳	۱-۳-۲ فشار قائم زمین
۱۴	۲-۳-۲ فشار افقی زمین
۱۵	۳-۳-۲ طبقه بندی روش‌های تعیین بار سنگ
۱۵	۱-۳-۳-۲ روش‌های تجربی و نیمه تجربی
۱۵	۲-۳-۳-۲ مدل‌های حلقه و صفحه (Ring and Plate Models)
۱۶	۳-۳-۳-۲ مدل‌های حلقه و فنر (Ring and Spring Models)
۱۶	۴-۳-۳-۲ مدل‌های عددی (Numerical Models)
۲۱	۴-۲ روش‌های تجربی
۲۱	۱-۴-۲ روش ترزاچی (Terzaghi)
۲۲	۲-۴-۲ روش پروتودیاکونوف (Protodyakonov)
۲۳	۳-۴-۲ استفاده از طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR)
۲۳	۴-۴-۲ استفاده از شاخص کیفی تونل‌زنی (Q)
۲۴	۵-۲ روش همگرایی - همجواری
۲۴	۱-۵-۲ مقدمه
۲۵	۲-۵-۲ اصول روش همگرایی - همجواری
۲۷	۳-۵-۲ اجزاء روش همگرایی - همجواری
۳۰	۴-۵-۲ رسم منحنی واکنش زمین (GRC)
۳۰	۱-۴-۵-۲ تحلیل محدوده الاستیک
۳۱	۲-۴-۵-۲ تحلیل محدوده پلاستیک
۳۲	۳-۴-۵-۲ فرمول بندی منحنی واکنش زمین با استفاده از معیار شکست هوک - براون

۳۴ فرمول بندی منحنی واکنش زمین با معیار شکست موهر- کولمب
۳۵ رسم پروفیل تغییر شکل طولی (LDP)
۳۷ رسم منحنی مشخصه نگهداری (SCC)
۳۷ ارزیابی کارآمدی سیستم نگهداری
۳۸ رابطه بین سختی و فشار وارده بر پوشش بتنی تونل
۴۰ فشار آب زیرزمینی
۴۰ مقدمه
۴۲ پوشش نفوذ ناپذیر
۴۳ پوشش نفوذ پذیر
۴۵ بار مرده
۴۶ سربار
۴۶ عکس العمل بستر زمین
۴۸ بارهای اعمال شده از داخل تونل
۴۸ بارهای ناشی از عملیات اجرا
۴۸ نیروی فشاری جکهای سپر
۴۸ بارهای ناشی از حمل سگمنت و ذخیره سازی در دیو
۴۹ انتقال به داخل تونل و نصب
۵۰ فشار تزریق دوغاب پرکننده پشت سگمنت ها
۵۱ اثر زلزله
۵۱ بارهای دیگر
۵۲ تعیین نیروهای وارده بر پوشش سگمنتی
۵۲ روش تیر بر بستر الاستیک
۵۴ مدل تیر- فنر (Beam - Spring Model)
۵۷ سختی فنرهای محوری
۵۹ سختی فنرهای چرخشی
۵۹ طراحی سازه ای پوشش بتنی تونل
۶۰ طراحی به روش مقاومت نهایی
۶۱ طراحی به روش تنش مجاز
۶۱ اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی
۶۲ نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی
۶۴ شرایط گسیختگی متعادل در مقطع مستطیلی

فصل سوم - زمین شناسی و طبقه بندی ژئومکانیکی سنگ در برگیرنده تونل کرج

۱-۳	موقعیت جغرافیایی و راه های دسترسی.....	۶۷
۲-۳	زمین شناسی.....	۶۸
۱-۲-۳	جایگاه زمین شناسی ساختگاه تونل.....	۶۸
۲-۲-۳	زمین شناسی مهندسی محدوده طرح.....	۶۸
۳-۲-۳	گونه‌های لیتولوژیکی.....	۷۱
۴-۲-۳	نایبوستگیها.....	۷۵
۳-۳	طبقه بندی مهندسی توده سنگ.....	۷۶
۱-۳-۳	شاخص کیفیت توده سنگ (RQD).....	۷۶
۲-۳-۳	طبقه بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR).....	۷۷
۳-۳-۳	شاخص کیفی تونلزنی در سنگ Q.....	۷۷
۴-۳	تعیین پارمترهای مقاومتی توده سنگ.....	۷۸
۱-۴-۳	مقاومت فشاری تک محوری نمونه سالم سنگ (UCS).....	۷۹
۲-۴-۳	ثابت m_i	۷۹
۳-۴-۳	اندیس مقاومت زمین شناسی (GSI).....	۸۰
۱-۳-۴-۳	استفاده از RMR جهت تخمین GSI.....	۸۱
۲-۳-۴-۳	استفاده از روش Q جهت تخمین GSI.....	۸۱
۴-۴-۳	مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ (E_m).....	۸۱
۵-۴-۳	نرم افزار RocLab.....	۸۳

فصل چهارم - تعیین بارهای وارده بر پوشش تونل انتقال آب کرج

	مقدمه.....	۸۶
۱-۴	فشار زمین در برگیرنده.....	۸۶
۱-۱-۴	روش همگرایی - همجواری.....	۸۷
۱-۱-۱-۴	رسم منحنی واکنش زمین با روش های تحلیلی.....	۸۷
	۱- نرم افزار RocSupport.....	۸۷
	۲- روش Duncan Fama.....	۸۸
	۳- روش Carranza -Torres.....	۸۸
۲-۱-۱-۴	رسم منحنی عکس العمل زمین با روش عددی.....	۹۲
	۱- روش تفاضل محدود.....	۹۲
	۲- نرم افزار FLAC.....	۹۳
	۳- ایجاد مدل عددی.....	۹۴

۳-۱-۱-۴	رسم منحنی تغییر شکل طولی (LDP) به روش تحلیلی	۹۸
۴-۱-۱-۴	رسم منحنی LDP به روش عددی	۱۰۰
۱-	نرم افزار FLAC 3D	۱۰۰
۲-	ایجاد مدل عددی	۱۰۱
۵-۱-۱-۴	رسم منحنی مشخصه پوشش سگمندی تونل انتقال آب کرج	۱۰۶
۱-	محاسبه سختی پوشش مورد استفاده در زون CTZ	۱۰۶
۲-	محاسبه سختی پوشش مورد استفاده در زون های غیر خرده شده	۱۰۷
۶-۱-۱-۴	تعیین بار وارد بر پوشش	۱۰۸
۲-۱-۴	روش ترزاقی	۱۱۴
۳-۱-۴	استفاده از طبقه بندی توده سنگ	۱۱۵
۱-۳-۱-۴	استفاده از طبقه بندی ژئومکانیکی توده سنگ	۱۱۵
۲-۳-۱-۴	استفاده از شاخص کیفی تونلزنی	۱۱۶
۴-۱-۴	جمع بندی	۱۱۶
۲-۴	فشار آب زیرزمینی	۱۱۷
۱-۲-۴	تراز آب زیرزمینی	۱۱۷
۲-۲-۴	پوشش نفوذ پذیر	۱۱۸
۳-۲-۴	پوشش نفوذ ناپذیر	۱۲۰
۴-۲-۴	جمع بندی	۱۲۲
۳-۴	تاثیر جریان آب زیرزمینی بر منحنی واکنش زمین	۱۲۴
۱-۳-۴	مقدمه	۱۲۴
۲-۳-۴	ایجاد مدل عددی	۱۲۴
۳-۳-۴	نحوه آنالیز عددی	۱۲۵
۴-۳-۴	بررسی اثر فشار آب زیرزمینی بر منحنی GRC در زون های مختلف	۱۲۶
۱-۴-۳-۴	تعیین پارامترهای اولیه	۱۲۶
۲-۴-۳-۴	توزیع فشار منفذی در اطراف تونل	۱۲۷
۳-۴-۳-۴	رسم منحنی واکنش زمین	۱۲۸
۴-۴	فشار آب داخلی	۱۳۱
۵-۴	بار مرده ناشی از وزن خود سگمنت	۱۳۱
فصل پنجم - تحلیل و ارزیابی پوشش تونل انتقال آب کرج		
	مقدمه	۱۳۳
۱-۵	مشخصات پوشش تونل انتقال آب کرج	۱۳۳

۱۳۴.....	۱-۱-۵ مشخصات هندسی سگمنتهای بتنی
۱۳۵.....	۲-۱-۵ پارامترهای مقاومتی پوشش سگمنتی
۱۳۶.....	۲-۵ مراحل تحلیل پوشش سگمنتی
۱۳۶.....	۱-۲-۵ ایجاد مدل پوشش
۱۳۸.....	۲-۲-۵ بارهای وارد بر پوشش تونل
۱۴۰.....	۳-۲-۵ ترکیبات بارگذاری
۱۴۱.....	۴-۲-۵ آنالیز پوشش تونل
۱۴۱.....	۳-۵ آنالیز پوشش بتنی سگمنتی نواحی غیر خرد شده
۱۴۲.....	۱-۳-۵ تاثیر سختی چرخشی $K\theta$
۱۴۲.....	۳-۱-۳-۵ شرایط مفصلی درزهای سگمنت
۱۴۲.....	۲-۱-۳-۵ آنالیز پوشش با در نظر گرفتن سختی چرخشی
۱۴۳.....	۳-۱-۳-۵ مقایسه نتایج
۱۴۴.....	۲-۳-۵ تاثیر ضریب تنش افقی به قائم (K_0)
۱۴۵.....	۴-۵ آنالیز پوشش نواحی خرد شده
۱۴۶.....	۵-۵ ارزیابی سازه‌های پوشش سگمنتی تونل انتقال آب کرج
۱۴۶.....	۱-۵-۵ ارزیابی سازه‌های پوشش تونل نواحی غیر خرد شده
۱۵۰.....	۲-۵-۵ ارزیابی سازه‌های پوشش تونل نواحی خرد شده

فصل ششم - جمع‌بندی، نتیجه‌گیری و پیشنهاد

۱۵۴.....	۱-۶ جمع‌بندی و نتیجه‌گیری مطالب
۱۵۵.....	۲-۶ پیشنهاد

فصل هفتم - منابع و پیوست‌ها

۱۵۷.....	۱-۷ فهرست الفبایی منابع
۱۵۷.....	۱-۱-۷ منابع فارسی
۱۵۸.....	۱-۱-۷ منابع انگلیسی
۱۶۱.....	۲-۷ پیوست (۱): مقاطع طولی تونل انتقال آب کرج قطعه 'ET-K'
۱۶۷.....	۳-۷ پیوست (۲): منحنی واکنش زمین برای زون‌های مختلف
۱۶۸.....	۴-۷ پیوست (۳): اثر آب زیرزمینی بر منحنی GRC در زونهای مختلف
۱۶۹.....	۵-۷ پیوست (۴): توزیع لنگر خمشی و نیروی محوری پوشش در زون‌های غیرخردشده

فصل اول - کلیات

شکل ۱-۱ پلان مسیر تونل (قطعه $ET - K'$) در طول کلی ۱۵۹۸۰ متر..... ۴

فصل دوم - مروری بر روش‌های تحلیل و طراحی پوشش‌های سگمنتی

شکل ۱-۲ پدیده قوس زدگی در اطراف تونل..... ۷

شکل ۲-۲ مراحل طراحی پوشش تونل..... ۱۰

شکل ۳-۲ بارهای وارد بر یک تونل..... ۱۲

شکل ۴-۲ مقطعی از تونل و زمین در برگیرنده..... ۱۳

شکل ۵-۲ انواع توزیع فشار افقی..... ۱۵

شکل ۶-۲ نمایی از مدل یک تونل در روش اجزاء محدود..... ۱۷

شکل ۷-۲ نمایی از مدل یک تونل در روش تفاضل محدود..... ۱۸

شکل ۸-۲ نمایی از مدل یک تونل در روش اجزاء مجزا..... ۲۰

شکل ۹-۲ دیاگرام بار وارد بر پوشش تونل..... ۲۱

شکل ۱۰-۲ ضخامت روباره موثر براساس روش ترزاقی..... ۲۲

شکل ۱۱-۲ نمای کلی از اصول روش همگرایی - همجواری..... ۲۴

شکل ۱۲-۲ تونل استوانه ای شکل به شعاع R ، حفر شده در داخل توده سنگ..... ۲۵

شکل ۱۳-۲ (الف) سطح مقطع تونل (ب) سطح مقطع نگهدارنده دایره‌ای نصب شده در مقطع..... ۲۶

شکل ۱۴-۲ اعمال بار بر نگهداری نصب شده در مقطع $A - A'$ در اثر پیشروی جبهه کار تونل..... ۲۷

شکل ۱۵-۲ طرح شماتیکی از منحنی‌های GRC ، SCC و LDP ۲۹

شکل ۱۶-۲ نمودار تنش - کرنش مواد با رفتار الاستیک - پلاستیک کامل..... ۳۱

شکل ۱۷-۲ پروفیل جابجایی شعاعی تونل بدون پوشش در فاصله x از جبهه کار تونل..... ۳۶

شکل ۱۸-۲ منحنی مشخصه نگهداری..... ۳۷

شکل ۱۹-۲ نمایی از پوشش بتنی سگمنتی..... ۳۹

شکل ۲۰-۲ مقایسه بین پوشش‌های نفوذ ناپذیر و نفوذ پذیر..... ۴۰

شکل ۲۱-۲ شبکه جریان برای لایه های زمین با نفوذ پذیری متفاوت..... ۴۱

شکل ۲۲-۲ نمایی از تونل پوشش شده واقع در زیر سطح ایستابی..... ۴۱

شکل ۲۳-۲ فشار هیدرواستاتیک آب زیرزمینی..... ۴۲

شکل ۲۴-۲ نفوذ آب از توده سنگ به درون پوشش ترک خورده تونل..... ۴۴

شکل ۲۵-۲ عکس العمل بستر مستقل از جابجایی زمین..... ۴۶

شکل ۲۶-۲ نمایی از عکس العمل بستر وابسته به جابجایی زمین..... ۴۷

شکل ۲۷-۲ نمایی از اعمال فشار جک های شیلد..... ۴۸

شکل ۲۸-۲ ذخیره سازی سگمنت در دپو..... ۴۹

شکل ۲-۲۹ حمل سگمنت ها	۴۹
شکل ۲-۳۰ انتقال سگمنت به داخل تونل	۵۰
شکل ۲-۳۱ بار اعمال شده در اثر عملکرد نصب کننده سگمنت	۵۰
شکل ۲-۳۲ نمایی از محل تزریق در سگمنت	۵۱
شکل ۲-۳۳ مدل های سازهای پوشش تونل جهت محاسبه نیروهای درگیر در پوشش	۵۳
شکل ۲-۳۴ بارهای وارد بر یک پی و فنرهای نشان دهنده زمین	۵۴
شکل ۲-۳۵ مدل فنرهای الاستیک وینکلر	۵۴
شکل ۲-۳۶ نمایی از مدل تیر- فنر پوشش تونل تحت بارگذاری	۵۵
شکل ۲-۳۷ نمایی از مولفه شعاعی و مماسی فنرها در مدل تیر- فنر	۵۵
شکل ۲-۳۸ نمایی از مدل تیر- فنر برای دو رینگ پوشش سگمنتی	۵۶
شکل ۲-۳۹ آرایش عمومی فنرها	۵۶
شکل ۲-۴۰ آرایش یک فنر برای شبیه سازی مقاومت انفعالی در دیواره تونل	۵۸
شکل ۲-۴۱ نمودار اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی حول یک محور	۶۱
شکل ۲-۴۲ نمودار اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی	۶۳
شکل ۲-۴۳ تاثیر اعمال ضرایب کاهش بر نمودار اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی	۶۳
شکل ۲-۴۴ شرایط گسیختگی متعادل در مقطع مستطیلی	۶۵

فصل سوم - زمین شناسی و طبقه بندی ژئومکانیکی سنگ در برگیرنده تونل کرج

شکل ۳-۱ راه های دسترسی به قطعه $ET - K'$ تونل انتقال آب کرج	۶۷
شکل ۴-۲ نقشه زمین شناسی محدوده قطعه $ET - K'$	۶۹
شکل ۳-۳ راهنمای نقشه زمین شناسی	۷۰
شکل ۳-۴ نمایی از رخنمون زون های مختلف در مسیر تونل در سطح	۷۴
شکل ۳-۵ صفحه گسترده ای از نتایج تست سه محوره جهت تعیین m_i و σ_{ci}	۷۹
شکل ۳-۶ نرم افزار RocLab جهت محاسبه پارامترهای مقاومتی توده سنگ	۸۳

فصل چهارم - تعیین بارهای وارده بر پوشش تونل انتقال آب کرج

شکل ۴-۱ نرم افزار RocSupport جهت رسم منحنی GRC زمین	۸۷
شکل ۴-۲ منحنی واکنش زمین برای زون Crz به روشهای تحلیلی مختلف	۸۹
شکل ۴-۳ منحنی واکنش زمین برای زون Crz به روش موهر- کولمب (Duncan Fama)	۹۰
شکل ۴-۴ منحنی واکنش زمین برای زون Crz به روش هوک - براون (Carranza-Torres)	۹۰
شکل ۴-۵ روند تغییرات فشار داخلی بحرانی در زون های مختلف	۹۱
شکل ۴-۶ روند تغییرات شعاع پلاستیک در زون های مختلف	۹۱
شکل ۴-۷ سیکل محاسبات در روش صریح	۹۲

- شکل ۴-۸ نرم افزار FLAC v5.0 جهت مدلسازی زمین اطراف تونل و رسم منحنی GRC..... ۹۳
- شکل ۴-۹ هندسه مدل عددی ساخته شده در نرم افزار FLAC v5.0..... ۹۴
- شکل ۴-۱۰ منحنی واکنش زمین زون Crz به روش عددی..... ۹۵
- شکل ۴-۱۱ مقایسه منحنی GRC زون Crz حاصل از روش عددی و روش موهر-کولمب..... ۹۶
- شکل ۴-۱۲ مقایسه منحنی GRC زون Crz حاصل از روش عددی و روش های تحلیلی..... ۹۶
- شکل ۴-۱۳ روند تغییرات مقادیر حداکثر منحنی GRC در زون های مختلف..... ۹۷
- شکل ۴-۱۴ روند تغییرات مقادیر حداکثر منحنی GRC در همه زون ها به جز Crz..... ۹۸
- شکل ۴-۱۵ منحنی تغییر شکل طولی (LDP) برای زون Crz..... ۹۹
- شکل ۴-۱۶ نرم افزار FLAC 3D برای رسم منحنی تغییر شکل طولی تونل..... ۱۰۰
- شکل ۴-۱۷ مدل عددی در FLAC 3D (قبل از حفر تونل)..... ۱۰۱
- شکل ۴-۱۸ مدل عددی در FLAC 3D (بعد از حفر تونل)..... ۱۰۱
- شکل ۴-۱۹ تغییرات حداکثر نیروی نامتعادل در ۳۰ مرحله حفاری تونل..... ۱۰۲
- شکل ۴-۲۰ LDP زون Crz بار استفاده از روش عددی..... ۱۰۲
- شکل ۴-۲۱ مقایسه پروفیل تغییر شکل طولی زمین برای زون Crz..... ۱۰۳
- شکل ۴-۲۲ تعیین جابجایی در ۱۱ متری جبهه کار در زون Crz..... ۱۰۳
- شکل ۴-۲۳ میزان جابجایی دیواره تونل در ۱۱ متر از جبهه کار برای زونهای مختلف..... ۱۰۴
- شکل ۴-۲۴ نمایی از رینگ پوشش تونل انتقال آب کرج..... ۱۰۵
- شکل ۴-۲۵ جابجایی دیواره تونل قبل از نصب نگهدارنده برای زونهای مختلف..... ۱۰۵
- شکل ۴-۲۶ منحنی مشخصه پوشش مورد استفاده در زون Crz..... ۱۰۷
- شکل ۴-۲۷ منحنی مشخصه پوشش مورد استفاده در زونهای غیر خردشده..... ۱۰۸
- شکل ۴-۲۸ نمایی از روش همگرایی - همجواری..... ۱۰۸
- شکل ۴-۲۹ تعیین بار روی پوشش در دیواره تونل برای زون Crz..... ۱۰۹
- شکل ۴-۳۰ شعاع پلاستیک حاصل روش تحلیلی موهر-کولمب در اطراف تونل در زون Crz..... ۱۱۰
- شکل ۴-۳۱ شعاع پلاستیک حاصل روش عددی در اطراف تونل در زون Crz..... ۱۱۰
- شکل ۴-۳۲ توزیع تنشهای اصلی حداکثر و حداقل (حاصل از روش عددی) در زون Crz..... ۱۱۱
- شکل ۴-۳۳ روند تغییرات شعاع پلاستیک محاسبه شده در زونهای مختلف..... ۱۱۱
- شکل ۴-۳۴ رسم منحنی GRC سقف و کف در زون Crz..... ۱۱۲
- شکل ۴-۳۵ روند تغییرات فشار وارد بر پوشش در سقف برای زون های مختلف..... ۱۱۲
- شکل ۴-۳۶ روند تغییرات فشار وارد بر پوشش در سقف برای زون های غیر خرد شده..... ۱۱۳
- شکل ۴-۳۷ محاسبه فشار زمین وارده بر پوشش تونل به روش های مختلف..... ۱۱۷
- شکل ۴-۳۸ مدل عددی جهت تحلیل فشار منفذی آب در شرایط پوشش نفوذ پذیر..... ۱۱۹
- شکل ۴-۳۹ خطوط تراز فشار آب در محدوده 2+000 تا 3+140 (پوشش نفوذ پذیر)..... ۱۱۹

- شکل ۴-۴۰ مدل عددی جهت تحلیل فشار منفذی آب در شرایط پوشش نفوذ ناپذیر ۱۲۰
- شکل ۴-۴۱ خطوط تراز فشار آب در محدوده 2+000 تا 3+140 (پوشش نفوذ ناپذیر) ۱۲۱
- شکل ۴-۴۲ روند تغییرات میزان افت فشار در نفوذ پذیری سنگ $1e-8$ ۱۲۲
- شکل ۴-۴۳ فشار آب زیرزمینی وارد بر پوشش تونل ۱۲۳
- شکل ۴-۴۴ مدل عددی و شرایط مرزهای آن در تحلیل اثر جریان آب زیرزمینی بر منحنی GRC ۱۲۵
- شکل ۴-۴۵ توزیع فشار منفذی آب زیرزمینی در زون Crz ۱۲۷
- شکل ۴-۴۶ منحنی GRC با اعمال نیروهای نفوذی ناشی از آب زیرزمینی در زون Crz ۱۲۸
- شکل ۴-۴۷ مقایسه منحنی بدست GRC در دو حالت خشک و وجود آب زیرزمینی ۱۲۸
- شکل ۴-۴۸ ناحیه پلاستیک اطراف مقطع تونل در زون Crz در شرایط خشک ۱۲۹
- شکل ۴-۴۹ ناحیه پلاستیک اطراف مقطع تونل در زون Crz در شرایط وجود آب زیرزمینی ۱۳۰
- شکل ۴-۵۰ فشار وارد بر نگهداری با روش همگرایی- همجواری در شرایط وجود آب زیرزمینی ۱۳۰
- شکل ۴-۵۱ فشار آب داخل تونل ۱۳۱
- شکل ۴-۵۲ بار ناشی از وزن خود پوشش ۱۳۱

فصل پنجم - تحلیل و ارزیابی پوشش تونل انتقال آب کرج

- شکل ۵-۱ نمای از رینگ پوشش تونل انتقال آب کرج ۱۳۳
- شکل ۵-۲ نحوه اتصال سگمنتها ۱۳۳
- شکل ۵-۳ الف) مقطع عرضی سگمنت ب) مقطع طولی سگمنت ۱۳۴
- شکل ۵-۴ مقطع عرضی رینگ پوشش سگمندی ۱۳۵
- شکل ۵-۵ نرم افزار SAP2000 v.10 جهت تحلیل و آنالیز پوشش بتنی ۱۳۶
- شکل ۵-۶ مدل هندسی مورد استفاده در تحلیل سازه‌های پوشش سگمندی ۱۳۷
- شکل ۵-۷ نمای سه بعدی از رینگ پوشش تونل ۱۳۷
- شکل ۵-۸ نمای از مدل تغییر شکل یافته و حذف فنرهای تحت کشش ۱۳۸
- شکل ۵-۹ بارگذاری ناشی از الف) وزن خود پوشش تونل ب) فشار قائم زمین ج) فشار افقی زمین ۱۳۹
- شکل ۵-۱۰ الف) بارگذاری ناشی از فشار آب داخلی ب) بارگذاری ناشی از فشار آب خارجی ۱۳۹
- شکل ۵-۱۱ مدل درزهای سگمنت الف) در شرایط مفصلی ب) در شرایط تخصیص سختی چرخشی ۱۴۱
- شکل ۵-۱۲ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb1 برای زون Gta1 ۱۴۳

شکل ۵-۱۳ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb2 برای زون	Gta1	۱۴۳
شکل ۵-۱۴ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون	Gta1	۱۴۴
شکل ۵-۱۵ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb4 برای زون	Gta1	۱۴۴
شکل ۵-۱۶ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری به ازاء مقادیر K_0 مختلف برای زون Gta1 در	Comb4	۱۴۵
شکل ۵-۱۷ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری به ازاء مقادیر K_0 مختلف برای زون Crz در	Comb3	۱۴۶
شکل ۵-۱۸ نمودار اثر متقابل مقطع پوشش نواحی غیر خرد شده		۱۴۷
شکل ۵-۱۹ اعمال ضرایب ایمنی بر مقاومت نهایی مقطع پوشش نواحی غیر خرد شده		۱۴۷
شکل ۵-۲۰ نمودار اثر متقابل کاهش یافته مقطع پوشش نواحی غیر خرد شده		۱۴۸
شکل ۵-۲۱ بررسی پایداری مقطع پوشش زونهای غیر خرد شده در $K_0 = 0.5$		۱۴۹
شکل ۵-۲۲ بررسی پایداری مقطع پوشش زونهای غیر خرد شده در $K_0 = 1$		۱۴۹
شکل ۵-۲۳ بررسی پایداری مقطع پوشش زونهای غیر خرد شده در $K_0 = 2$		۱۵۰
شکل ۵-۲۴ نمودار اثر متقابل مقطع پوشش نواحی خرد شده		۱۵۱
شکل ۵-۲۵ اعمال ضرایب ایمنی بر مقاومت نهایی مقطع پوشش زون خرد شده		۱۵۱
شکل ۵-۲۶ بررسی پایداری مقطع پوشش زون خرد شده (Crz)		۱۵۲

فصل ششم - جمع بندی، نتیجه گیری و پیشنهاد

شکل ۷-۱ نمای از مدل تیر-فنر برای پوشش های سگمنتی	۱۵۵
--	-----

فصل هفتم - منابع و پیوستها

شکل ۷-۱ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۰-۲۳۰۰ m)	۱۶۱
شکل ۷-۲ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۲۳۰۰-۴۸۰۰ m)	۱۶۲
شکل ۷-۳ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۴۸۰۰-۷۷۰۰ m)	۱۶۳
شکل ۷-۴ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۷۷۰۰-۱۰۵۰۰ m)	۱۶۴
شکل ۷-۵ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۱۰۵۰۰-۱۳۳۰۰ m)	۱۶۵
شکل ۷-۶ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۱۳۳۰۰-۱۵۹۸۰ m)	۱۶۶
شکل ۷-۷ منحنی GRC زمین برای زون های مختلف	۱۶۷
شکل ۷-۸ اثر آب زیرزمینی بر منحنی GRC در زون های مختلف	۱۶۸

فهرست اشکال

عنوان	صفحه
شکل ۷-۹ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Gta2.....	۱۶۹
شکل ۷-۱۰ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Gta3.....	۱۶۹
شکل ۷-۱۱ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Gta4.....	۱۶۹
شکل ۷-۱۲ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Sts1.....	۱۷۰
شکل ۷-۱۳ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Sts2.....	۱۷۰
شکل ۷-۱۴ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Tsh.....	۱۷۰
شکل ۷-۱۵ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Mdg.....	۱۷۰

فصل دوم - مروری بر روش‌های تحلیل و طراحی پوشش‌های سگمنتی

جدول ۱-۲ طبقه بندی بارسنگ ترزاقی.....	۲۱
جدول ۲-۲ ضریب مقاومت f در روش پروتودیاکونوف.....	۲۳
جدول ۳-۲ ضرایب عکس العمل زمین.....	۵۸
جدول ۴-۲ ضرایب ترکیب بار برای پوشش‌های بتن مسلح تونل آب.....	۶۰

فصل سوم - زمین شناسی و طبقه بندی ژئومکانیکی سنگ در برگیرنده تونل کرج

جدول ۱-۳ اطلاعات بدست آمده از گمانه های حفر شده در طول مسیر تونل.....	۷۱
جدول ۲-۳ زونهای تفکیک شده در مسیر تونل.....	۷۲
جدول ۳-۳ رده بندی با توجه به ویژگی های ژئومکانیکی برای زون ها.....	۷۲
جدول ۴-۳ پراکندگی زون های مختلف در مسیر قطعه $ET - K'$ تونل انتقال آب کرج.....	۷۳
جدول ۵-۳ ویژگی ناپیوستگی های مختلف در زونهای مختلف.....	۷۵
جدول ۶-۳ مقادیر RQD، Q و RMR در زون های مختلف.....	۷۸
جدول ۷-۳ مقدار تقریبی m_i برای سنگ های مختلف.....	۸۰
جدول ۸-۳ راهنمای انتخاب فاکتور آشفته گی توده سنگ.....	۸۲
جدول ۹-۳ مقادیر UCS، GSI و m_i در زون های مختلف.....	۸۳
جدول ۱۰-۳ پارامترهای مقاومتی توده سنگ در زون $Gta1$	۸۴
جدول ۱۱-۳ پارامترهای مقاومتی توده سنگ در زون های مختلف.....	۸۴

فصل چهارم - تعیین بارهای وارده بر پوشش تونل انتقال آب کرج

جدول ۱-۴ مقادیر حداکثر جابجایی دیواره تونل در زونهای مختلف.....	۹۷
جدول ۲-۴ مقادیر فشار زمین با استفاده از روش همگرایی- همجواری در زونهای مختلف.....	۱۱۳
جدول ۳-۴ طبقه بندی بارسنگ ترزاقی.....	۱۱۴
جدول ۴-۴ مقادیر فشار زمین با استفاده از روش ترزاقی.....	۱۱۴
جدول ۵-۴ مقادیر فشار زمین با استفاده از مقدار RMR.....	۱۱۵
جدول ۶-۴ مقادیر فشار زمین با استفاده از روش گوئل و جتوا.....	۱۱۶
جدول ۷-۴ مقادیر فشار زمین با استفاده از شاخص Q.....	۱۱۶
جدول ۸-۴ حداکثر ستون آب زیرزمینی و نفوذ پذیری توده سنگ مسیر تونل.....	۱۱۸
جدول ۹-۴ محاسبه فشار آب زیرزمینی در مسیر تونل.....	۱۲۱
جدول ۱۰-۴ تراز آب زیرزمینی، تخلخل و نفوذ پذیری توده سنگ در طول مسیر تونل.....	۱۲۶
جدول ۱۱-۴ پارامترهای مورد نیاز در زونهای مختلف جهت بررسی اثر آب بر منحنی GRC.....	۱۲۷

فصل پنجم - تحلیل و ارزیابی پوشش تونل انتقال آب کرج

جدول ۱-۵	مشخصات هندسی سگمنت های بتنی	۱۳۴
جدول ۲-۵	پارامترهای مقاومتی بتن مورد استفاده در پوشش سگمنتی	۱۳۵
جدول ۳-۵	مشخصات آرماتورها	۱۳۶
جدول ۴-۵	بارهای وارد بر پوشش تونل در زونهای مختلف	۱۳۸
جدول ۵-۵	ضرایب ترکیب بار برای پوششهای بتن مسلح تونل آب	۱۴۰
جدول ۶-۵	سختی فنرهای محوری زونهای غیر خرد شده	۱۴۱
جدول ۷-۵	نتایج حاصل از تحلیل پوشش سگمنتی در زون G_{t1} در شرایط مفصلی	۱۴۲
جدول ۸-۵	نتایج حاصل از تحلیل پوشش سگمنتی در زون G_{t1} با اعمال سختی چرخشی	۱۴۳
جدول ۹-۵	بارگذاری پوشش نواحی غیر خرد شده به ازاء مقادیر K_0 مختلف	۱۴۴
جدول ۱۰-۵	سختی فنرهای محوری زونهای غیر خرد شده	۱۴۵
جدول ۱۱-۵	بارگذاری پوشش نواحی خرد شده به ازاء مقادیر K_0 مختلف	۱۴۵
جدول ۱۲-۵	مشخصات مقطع پوشش نواحی غیر خرد شده	۱۴۶
جدول ۱۳-۵	مشخصات مقطع پوشش نواحی خرد شده	۱۵۰

فصل اول

کلیات

۱-۱ مقدمه

فن تونلسازی سابقه دیرینه‌ای در ایران دارد. حدود ۳۰۰۰ سال پیش، نیاکان ما با حفر قنات‌ها که در واقع تونل‌های قدیمی هستند، به آب زیرزمینی دست می‌یافتند و به کمک آن، آب را به سطح زمین هدایت می‌کردند. حفر قنات‌هایی به طول چند ده کیلومتر و در اعماق چند صد متر، نشان از قابلیت ایرانیان قدیم در این زمینه دارد.

امروزه تونل‌ها نقش مهمی را در توسعه کشورها ایفا می‌کند و آنچه که حفاری تونل‌ها را کماکان در زمره مسائل مهم مهندسی قرار داده است، نیازهای روز افزون بشر به حمل کالا و مسافر و نیز انتقال آب و ایجاد شبکه‌های فاضلاب است.

امروزه با پیشرفت علم و تکنولوژی، یکی از روش‌های تونل‌سازی که به سرعت در حال گسترش است، حفاری تونل با ماشین‌های حفار تمام مقطع (TBM) می‌باشد. تکامل و گسترش این دستگاه‌ها سبب شده است که آهنگ پیشروی تونل‌ها در حد قابل توجهی افزایش یابد.

در تونلسازی با TBM، پوشش و نگهداری تونل از نظر شرایط و نوع مواد ویژگی‌های خاصی دارد تا نیازمندی‌های این روش حفر تونل را مرتفع نماید. بنابر بررسی‌های انجام گرفته، پوشش تونل سهم مهمی در هزینه‌های اجرایی حفر تونل دارد که رقم آن بر مبنای محاسبات انجام شده در حدود ۱۵ تا ۴۰ درصد هزینه‌های صرف شده می‌باشد. بنابراین طراحی پوشش تونل‌های حفر شده با TBM از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

پارامترهای متعددی بر طراحی پوشش تونل تاثیر گذار هستند که تعیین دقیق آنها معمولاً کاری پر هزینه و غیر ممکن است. بنابراین از اهم وظایف طراح تعیین پارامترهای موثر بر طراحی پوشش تونل و میزان اهمیت و تاثیر آنها است که این کار از دو جنبه دارای اهمیت می‌باشد.

نخست آن که با بودجه محدود شناسایی ژئوتکنیکی، طراح با توجه به درجه اهمیت هر پارامتر، تعداد و نوع آزمایش‌های مورد نیاز آن پارامتر را تعیین می‌کند.

دوم آن که هر قدر شناسایی‌های ژئوتکنیکی دقیق و کامل انجام شود باز هم عواملی مانند تغییر نوع سنگ (خاک) و یا شرایط توده سنگ که در حین اجرا در مسیر حفر تونل ممکن است با آن مواجه شد، این الزام را پدید می‌آورد که برای جلوگیری از وقفه کار برای محاسبات کنترلی

در مرحله مطالعات، اثرات تغییر پارامترهای موثر بر طراحی پوشش هرچه بیشتر تعیین شود تا آنالیزها و محاسبات کنترلی در حین اجرا به حداقل برسد.

از طرف دیگر استفاده از روش‌های عددی بدون داشتن یک معیار کلی چندان صحیح نیست. چنانکه آقای آلن مار (Allen Marr) از اعضای ASCE با تجربه سی ساله در کاربرد اجزاء محدود، مقاله ای با عنوان « کاربرد موثر آنالیز اجزاء محدود در مهندسی ژئوتکنیک » دارد که نکته کلیدی مقاله خود را این جمله می‌داند: « جواب را بدانید قبل از آنکه آنالیز اجزاء محدود را شروع کنید ». بنابراین با وجود پیشرفت‌های زیاد روش‌های عددی و قدرت محاسباتی کامپیوترهای شخصی هنوز نمی‌توان ادعا کرد که به روش‌های تحلیلی نیازی نیست.

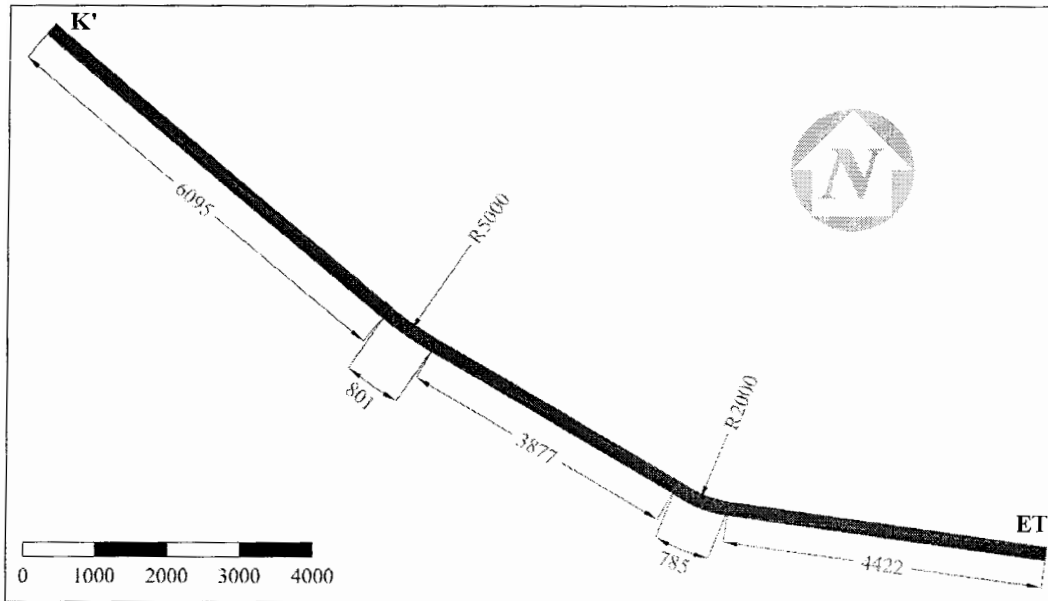
۲-۱ معرفی طرح تونل انتقال آب کرج

طرح تونل انتقال آب به منظور تامین آب شرب تهران از سد امیر کبیر به تصفیه خانه شماره ۶ تهران طراحی شده و در حال اجرا می باشد. طول کلی این تونل ۳۰ کیلومتر می باشد که در دو قطعه اجرا می‌شود. این تونل با قطر ۴/۶ متر و شیب ۰/۱۳۷ درصد به سمت دهانه خروجی می‌باشد و انتقال آب به صورت ثقلی انجام می‌شود و ظرفیت انتقال آب ۱۶ متر مکعب در ثانیه است. قطعه مورد بررسی در این تحقیق، قطعه $ET - K'$ به طول ۱۵۹۸۰ متر می‌باشد که ۳۰۰ متر اول آن با ماشین‌های حفار نیمه مکانیزه (روده‌در) و چالزنی - آتشیاری و ۱۵۶۸۰ متر دیگر با استفاده از روش مکانیزه به وسیله ماشین حفار تمام مقطع با سپر مضاعف (Double Shield TBM) حفر می شود. همچنین حفاری این تونل از دهانه خروجی (ET) به صورت سر بالا به سمت دهانه ورودی (K') انجام می‌گیرد (شکل ۱-۱) (موسسه ساحل، ۱۳۸۵).

۳-۱ هدف از تحقیق

هدف از این تحقیق، تخمین بارهای وارده بر سازه سگمنت تونل انتقال آب کرج در زون‌های مختلف با هدف ارزیابی پایداری آن می‌باشد که بدین جهت ابتدا به بررسی میزان همگرایی دیواره تونل و برهم‌کنش با پوشش مورد نظر پرداخته و از این طریق میزان بار وارده بر پوشش این تونل تعیین می‌شود. سپس برای طراحی سازه ای آن، ابتدا نیروهای موثر داخلی پوشش تعیین و پایداری سازه‌ای آن تحت این نیروها مورد بررسی قرار می‌گیرد.

در جهت رسیدن به اهداف مورد نظر، این تحقیق در هفت فصل تنظیم شده است که در بخش ۱-۳ بطور مجمل به بررسی فصول پرداخته می‌شود.



شکل ۱-۱ پلان مسیر تونل (قطعه $ET - K'$) در طول کلی ۱۵۹۸۰ متر (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

۴-۱ بررسی فصول پایان نامه

در فصل دوم روش‌های تحلیل و طراحی پوشش‌های سگمندی بررسی می‌شود. که از جمله روش‌های مورد استفاده جهت تخمین بار وارده بر پوشش، روش همگرایی-همجواری (Confinement - Convergence) است که به دلیل سادگی و در نظر گرفتن برهم کنش زمین و حائل، یکی از روش‌های مفید در طراحی پوشش تونل‌ها می‌باشد. سپس به بررسی تعیین نیروهای وارده بر پوشش (Member forces) مانند ممان خمشی، نیروی محوری و نیروی برشی با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی پرداخته می‌شود و در نهایت به روش طراحی سازه‌ای پوشش اشاره می‌شود.

در فصل سوم زمین شناسی محدوده ساختگاه تونل شامل ویژگی‌های زمین شناسی عمومی، زمین شناسی ساختاری در زون‌های مختلف بیان می‌شود و همچنین طبقه بندی ژئومکانیکی توده سنگ در برگیرنده تونل در زون‌های مختلف مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

فصل چهارم به تخمین بار روی پوشش تونل انتقال آب کرج با روش همگرایی- همجواری می‌پردازد، بدین صورت که منحنی برهم کنش زمین برای توده سنگ در برگیرنده تونل با استفاده از روش‌های تحلیلی (در فصل دوم اشاره شده است) و روش‌های عددی (با استفاده از نرم افزار FLAC v5.0) رسم و با هم مقایسه می‌شود. در ادامه با رسم پروفیل طولی تغییر شکل زمین با استفاده از روش‌های تحلیلی (در فصل دوم اشاره شده است) و روش‌های عددی (با استفاده از نرم افزار FLAC 3D v3.0) و مقایسه آنها با هم و رسم منحنی مشخصه نگهدارنده تونل، میزان بار وارده بر پوشش تونل تعیین می‌شود. میزان بار وارده ناشی از آب زیرزمینی و ... نیز بررسی و محاسبه می‌شود.

در فصل پنجم با استفاده از مدل تیر - فنر و نرم افزار SAP2000 ، نیروهای داخلی پوشش محاسبه و مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و در نهایت پایداری سازه‌ای آن تحت این نیروها بررسی می‌شود.

فصل ششم شامل جمع‌بندی، نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات برای تحقیقات تکمیلی است.

فصل دوم

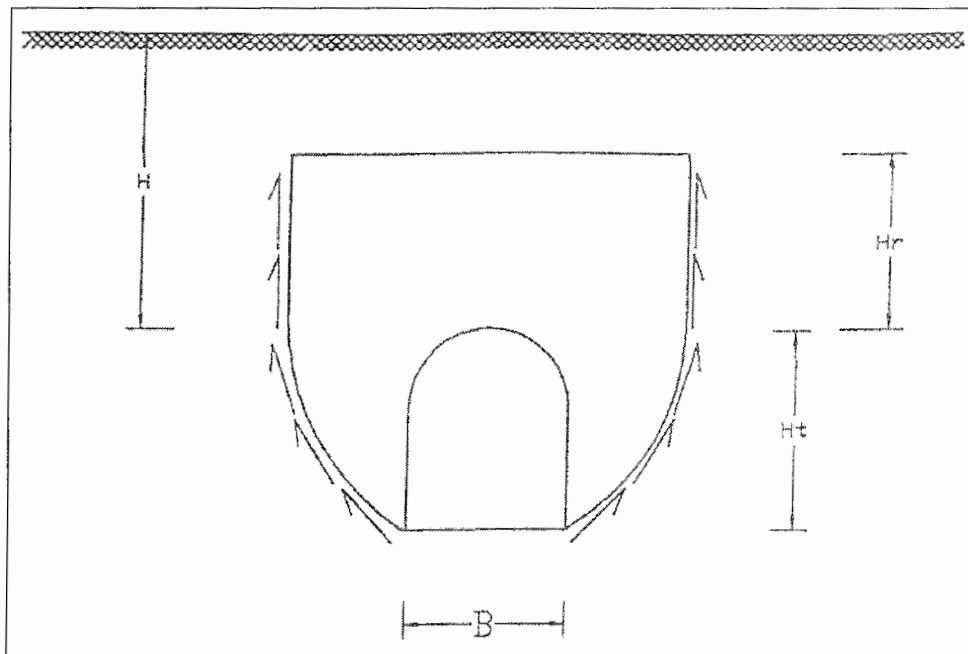
مروری بر روش‌های تحلیل و طراحی
پوشش‌های سگمندی

۱-۲ کلیات

۱-۱-۲ مقدمه

در ابتدا طراحی پوشش تونل به این نحو بود که پوشش را یک سازه مستقل از زمین می‌دانستند و وزن زمین روی آن را به عنوان بار طراحی در نظر می‌گرفتند که پوشش تونل باید توانایی تحمل آن را داشته باشد. طراحی با این روش موجب می‌شد که پوشش تونل بسیار ضخیم محاسبه شود و در اعماق زیاد ساخت چنین پوششی، که بتواند وزن کل توده بالای خود را تحمل کند، از نظر طراحان امری غیر ممکن بود.

با گذشت زمان و اجرای چندین تونل، مهندسين دریافتند که همه وزن بالای تونل به پوشش اعمال نمی‌شود بلکه قسمت عمده آن توسط پدیده قوس زدگی^۱، به اطراف تونل منتقل می‌گردد (University of Illinois, 1968).



شکل ۱-۲ پدیده قوس زدگی در اطراف تونل (University of Illinois, 1968)

پدیده قوس زدگی از این قرار است که در اثر حفاری، توده‌ای از زمین بالای تونل تمایل به نشست دارد در اثر حرکت رو به پایین در جداره این توده، بخشی از نیروی برشی رو به بالا بسیج

^۱ arching

شده، قسمتی از وزن توده را به زمین اطراف منتقل می‌کند و در نتیجه تنها قسمتی از وزن توده باید توسط پوشش تحمل شود (University of Illinois, 1968).

در این راستا افراد مختلفی کوشیدند با ارائه روابطی، مقدار بار اعمالی به پوشش را تخمین بزنند. این روابط یا جنبه تجربی دارند و یا بر مبنای تئوری و حل تحلیلی مساله، با در نظر گرفتن فرضهای ساده کننده‌ای می‌باشد.

با ظهور کامپیوتر و توسعه روشهای عددی در حل معادلات دیفرانسیل، کاربرد روش‌های عددی به مهندسی تونل نیز کشیده شد و مساله اندرکنش زمین و سازه تونل که پیش از آن یا در نظر گرفته نمی‌شد و یا به شکلی تقریبی وارد محاسبات می‌شد، امکان حل یافت.

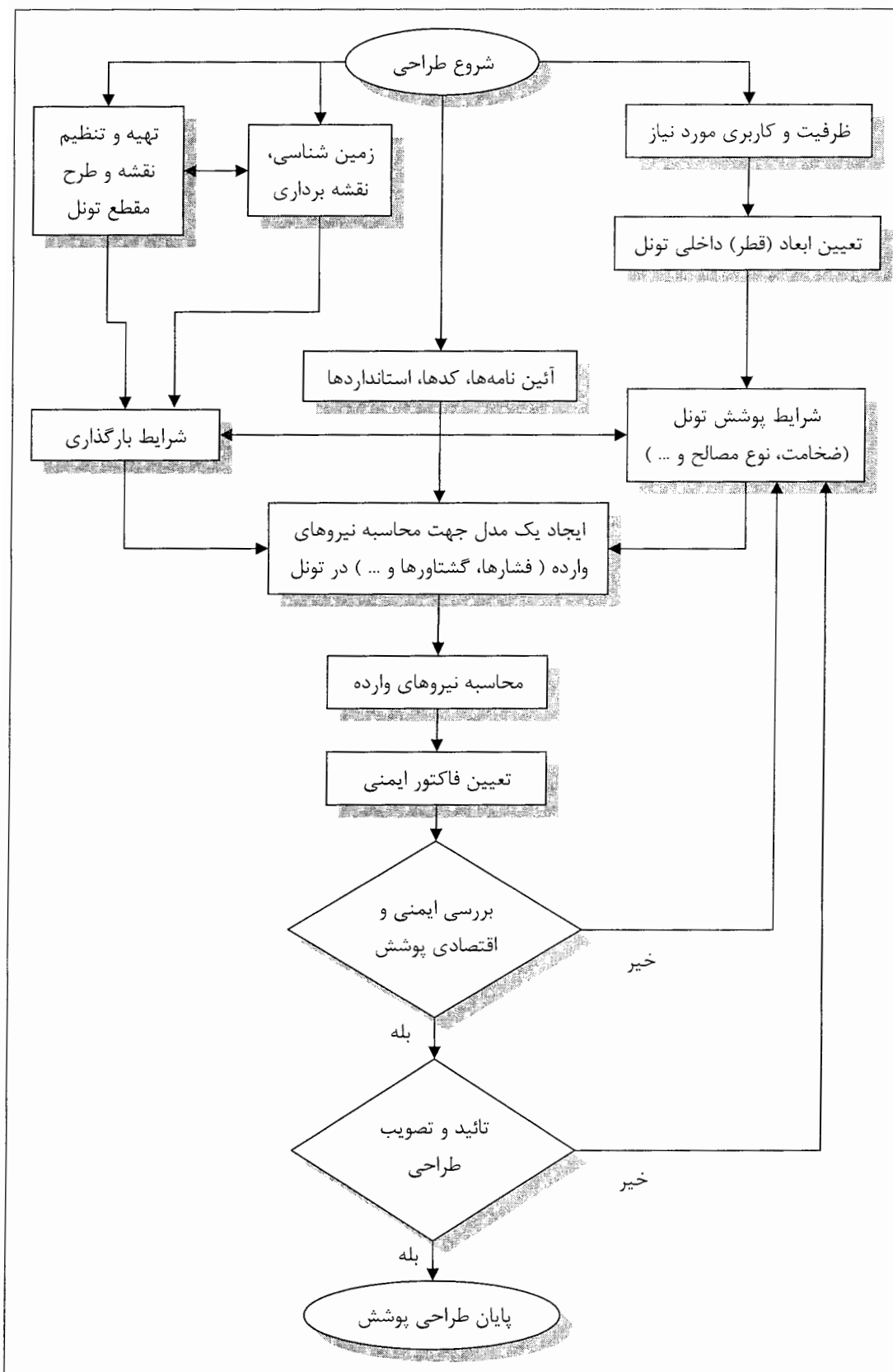
امروزه امکان لحاظ نمودن خصوصیات متنوع زمین و پوشش تونل و همچنین اثرات روش اجرا بر رفتار پوشش تونل توسط برنامه‌های کامپیوتری، مهندسين را قادر ساخته است که پیش بینی بهتری از رفتار متقابل زمین و تونل داشته باشند.

استفاده از روش‌های مکانیزه در ساخت تونل‌هایی با طول زیاد و در شرایط نامناسب توده زمین اجتناب ناپذیر است. حفاری تونل‌ها به وسیله ماشین حفار علاوه بر مزایای اقتصادی از سرعت و دقت مناسبی برخوردار است. در این بخش در حالتی که تونل با ماشین مکانیزه تمام مقطع حفاری شود، نیروهای وارد بر پوشش‌های سگمنتال، نحوه انتقال بار، مبانی تحلیل و طراحی و کنترل تغییر شکل این نوع پوشش بررسی می‌شود.

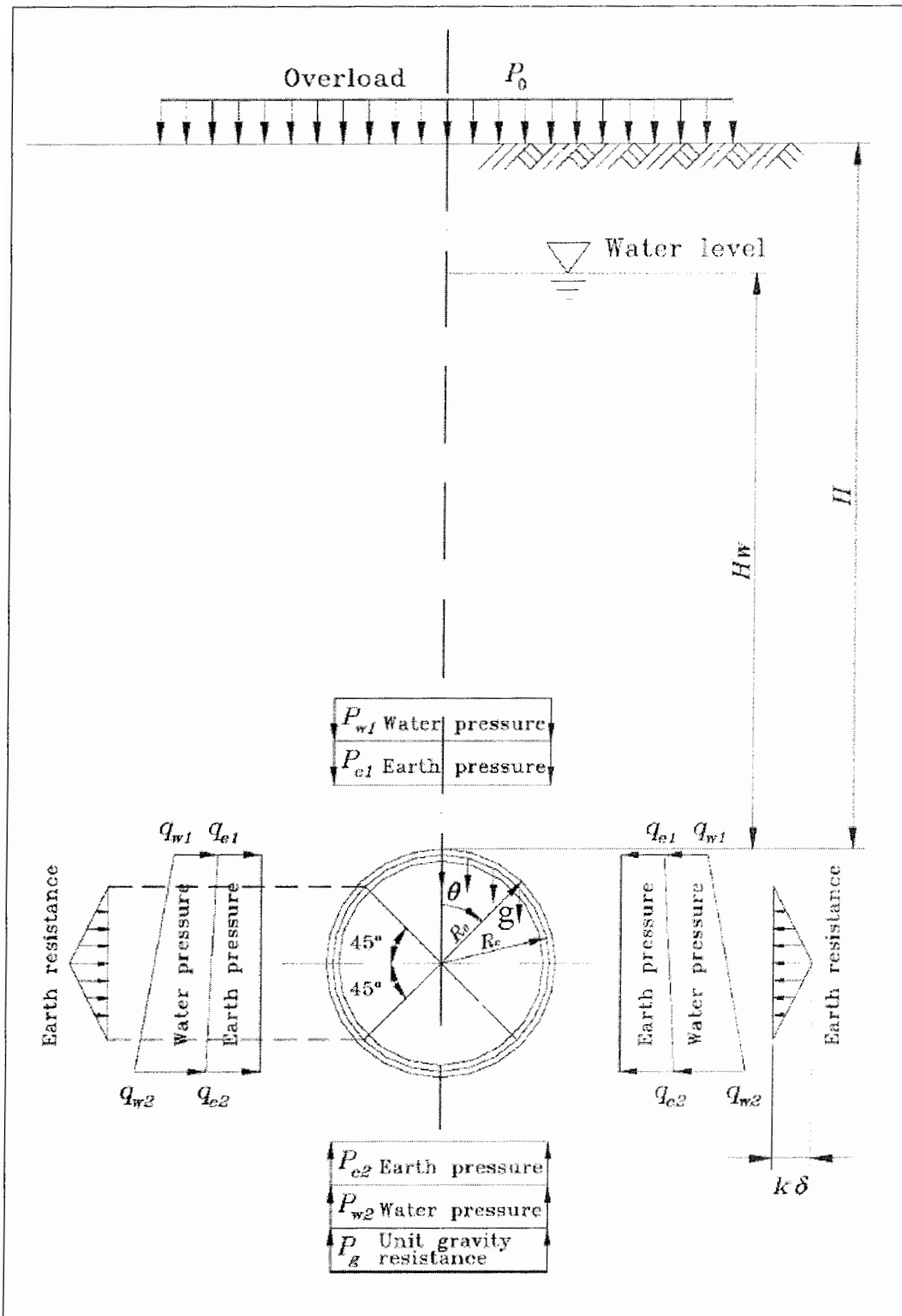
۲-۱-۲ طراحی پوشش تونل

برای طراحی دقیق پوشش تونل بهتر است که اندرکنش بین پوشش- زمین بررسی شود تا اثرات متقابل بین پوشش و سنگ در برگیرنده تونل کاملاً مشخص شود. نوع توده سنگ احاطه کننده تونل عامل مهمی در پایداری تونل است، چون بخش قابل توجهی از تنش‌های توزیع یافته مجدد در اثر حفاری تونل، توسط توده سنگ در برگیرنده تحمل می‌شود. پوشش تونل در واقع یک محدود شدگی برای سنگ در برگیرنده ایجاد کرده و از متلاشی شدن آن جلوگیری می‌کند. برای طراحی پوشش تونل‌ها باید تقریباً مراحل ثابتی طی شود که عبارت است از (شکل ۲-۲) (ITA, 2000):

- ۱- انتخاب کدها، معیارها و استانداردها: این انتخاب با بحث و بررسی بین کارفرمای پروژه و طراح انتخاب می‌شود.
- ۲- تصمیم‌گیری در مورد ابعاد داخلی تونل: در مورد قطر داخلی تونل با توجه به کاربری تونل تعیین می‌شود. در مورد تونل‌های راه آهن، ابعاد واگن‌ها و در مورد تونل‌های جاده‌ای، حجم ترافیک و تعداد خطوط مسیر و در مورد تونل‌های آب، دبی مورد نظر در انتخاب ابعاد داخلی تونل تعیین‌کننده می‌باشد.
- ۳- تعیین شرایط بارگذاری: بارهای اعمالی روی پوشش تونل ناشی از فشار زمین، فشار آب، بار مرده و ... را شامل می‌شود. که می‌بایست طراحی را برای موارد بحرانی در نظر گرفت.
- ۴- تعیین مشخصات پوشش تونل: در این بخش مشخصاتی نظیر ابعاد، ضخامت پوشش، مقاومت و نوع مصالح تشکیل‌دهنده و آرایش آرماتورها تعیین می‌شود.
- ۵- محاسبه نیروهای وارده: در این بخش اجزاء نیروهای وارده مانند لنگر خمشی، نیروی محوری و نیروی برشی را با بکار بردن مدل‌های مناسب و روش‌های طراحی محاسبه می‌شود.
- ۶- بررسی ایمنی طرح: پس از محاسبه نیروها باید فاکتور ایمنی پوشش تونل در مقابل این نیروها بررسی شود.
- ۷- تجدید نظر در طراحی: در صورت ایمن نبودن پوشش طراحی انجام شده در برابر نیروها، باید مشخصات جدیدی طراحی شود. در صورت ایمن بودن طراحی، باید از لحاظ اقتصادی نیز بررسی شده و در صورت لزوم طراحی مجددی انجام شود.
- ۸- تأیید نهایی طراحی: بعد از قضاوت بر ایمن و اقتصادی بودن (بهینه بودن) طراحی پوشش، باید به تأیید کارفرمای پروژه برسد (ITA, 2000).



شکل ۲-۲ مراحل طراحی پوشش تونل (ITA, 2000)



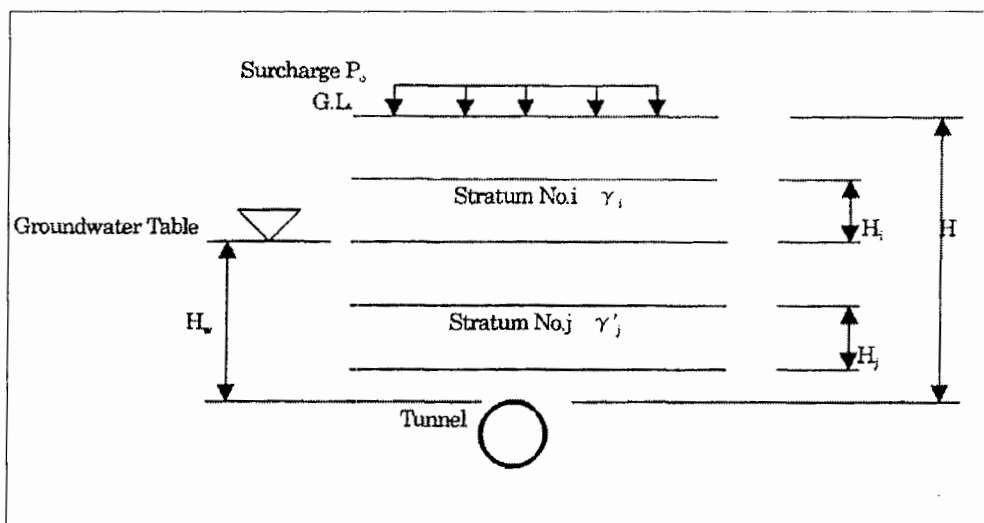
شکل ۲-۳ بارهای وارد بر یک تونل (Yao, 2006)

۳-۲ فشار زمین

این فشارها شامل فشارهای ناشی از تنش‌های ثقلی، تنش‌های تکتونیکی و فشارهای تورمی می‌باشد. فشارهای تکتونیکی ناشی از فعالیتهای درونی زمین که به علت فشارهای پسماند ناشی از کوهزایی و فعالیتهای سطحی زمین مثل چین خوردگی‌ها، تاقدیس‌ها و ناودیس‌ها و ... ایجاد می‌شود باید با مطالعات دقیق زمین شناسی تعیین گردد. فشارهای تورمی نیز در سنگهای رسی هوا زده و یا سنگ‌های دارای لایه‌های رسی مثل مارن وجود دارد که در مجاورت آب و افزایش فشار منفذی متورم می‌شود. فشار زمین اطراف پوشش باید طبق آنالیز مناسبی تعیین شود. برای این منظور می‌توان فشار زمین بر روی پوشش تونل را به صورت شعاعی فرض کرد و یا آن را به فشارهای افقی و قائم تقسیم کرد (ITA, 2000).

۳-۳-۱ فشار قائم زمین

فشار قائم زمین در طاق تونل باید بار یکنواختی باشد که بر طبق قوانین استاتیکی مساوی با فشار روباره است به شرطی که تونل کم عمق باشد، البته باید توجه داشت که در محاسبه فشار زمین، برای قسمتی از زمین که در زیر سطح ایستابی قرار دارد، وزن مخصوص اشباع به کار می‌رود (ITA, 2000).



شکل ۲-۴ مقطعی از تونل و زمین در برگیرنده (ITA, 2000)

با توجه به شکل ۲-۴ می‌توان مقدار فشار قائم را از رابطه زیر محاسبه کرد (ITA, 2000).

$$P_{e1} = P_o + \sum \gamma_i H_i + \sum \gamma'_j H_j \quad (۱-۲)$$

H_i : ضخامت لایه i ام که در بالای سطح ایستابی قرار گرفته است.

H_j : ضخامت لایه j ام که در زیر سطح ایستابی قرار گرفته است.

γ_i : وزن مخصوص لایه i ام که در بالای سطح ایستابی قرار گرفته است.

γ'_j : وزن مخصوص لایه j ام که در زیر سطح ایستابی قرار گرفته است.

۲-۳-۲ فشار افقی زمین

اگر فشار افقی زمین بطور یکنواخت از مرکز ضخامت پوشش در طاق تا کف تغییر کند، مقدار بزرگی آن را می‌توان از ضرب فشار قائم در ضریب فشار جانبی به دست آورد. این گونه توزیع فشار در شکل ۲-۵ الف نشان داده شده است.

$$q_e = K \cdot p_{e1} \quad (۲-۲)$$

فشار افقی زمین را همچنین می‌توان به صورت باری یکنواخت یا باری که به صورت پنج ضلعی^۱ تغییر می‌کند، مدل کرد. همان طور که در شکل ۲-۵ ب نشان داده شده است، می‌توان فشار افقی زمین را از روابط زیر تعیین کرد (ITA, 2000):

اگر تونل بالای سطح ایستابی باشد:

$$\begin{cases} q_{e1} = K(p_{e1} + \gamma \times t/2) \\ q_{e2} = K(p_{e1} + \gamma \times (2R_o - t/2)) \end{cases} \quad (۳-۲)$$

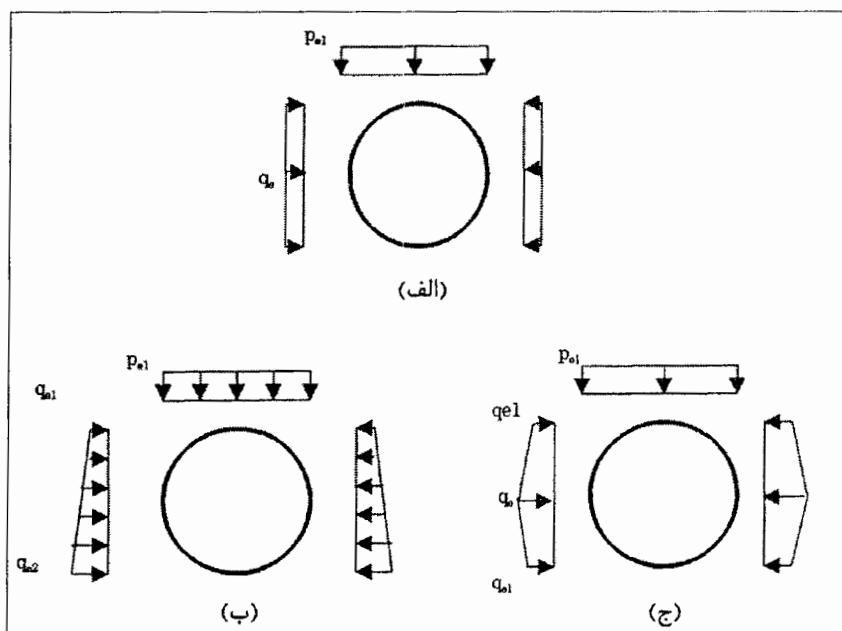
اگر تونل زیر سطح ایستابی باشد:

$$\begin{cases} q_{e1} = K(p_{e1} + \gamma \times t/2) \\ q_{e2} = K(p_{e1} + \gamma \times (2R_o - t/2)) \end{cases} \quad (۴-۲)$$

مقدار q_e از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$q_e = \frac{(q_{e1} + q_{e2})}{2} \quad (۵-۲)$$

^۱ Pentagon



شکل ۲-۵ انواع توزیع فشار افقی (ITA, 2000)

۳-۳-۲ طبقه بندی روش‌های تعیین بار سنگ

۱-۳-۳-۲ روش‌های تجربی و نیمه تجربی

این روش‌ها بر مبنای مشاهدات و سنجش‌های برجا از نگهدارنده‌های نصب شده و یا براساس تجربیات حاصل از موارد گذشته هستند. روش‌های تجربی، روش‌های ساده و کم هزینه‌ای را برای پیش بینی خصوصیات رفتاری توده سنگ و تخمین شاخصه‌های آنها ارائه می‌کند. برخی از این روشها مانند موارد زیر می‌باشند (Kim, 1997).

۱- روش‌های مبتنی بر طبقه بندی توده سنگ (RMR و Q)

۲- نظریه بار سنگ ترزاقی

۲-۳-۳-۲ مدل‌های حلقه و صفحه (Ring and Plate Models)

در این مدل‌ها، زمین توسط یک صفحه^۱ و پوشش تونل دایره‌ای شکل توسط یک حلقه^۲ نشان داده می‌شود. راه حل‌های گسترش یافته توسط این مدل، بر مبنای مکانیک پیوسته در یک شکل فرم بسته^۳ می‌باشد. این راه حل‌ها طبق شرایط تنش برجا به دو گروه زیر تقسیم می‌شوند.

¹ Plate

² Ring

³ Closed form

۱- تنش برجای یکنواخت^۱ و هیدرواستاتیک (مانند روش همگرایی- همجواری^۲)

۲- تنش برجای غیر یکنواخت^۳

۲-۳-۳ مدل‌های حلقه و فنر (Ring and Spring Models)

در این مدل‌ها در شرایط کرنش صفحه‌ای، زمین با استفاده از فنرهایی نشان داده می‌شود بطوریکه سختی زمین با استفاده از سختی فنرها نشان داده می‌شود. پوشش تونل نیز با بصورت یک رینگ پیوسته یا قطعه‌ای نشان داده می‌شود. در این مدل می‌توان از روش عددی، خصوصاً توسط نرم افزارهای کامپیوتری که جهت تحلیل سازه‌ها بکار می‌روند، استفاده کرد. این مدل نیز بسته به شرایط بارگذاری به دو گروه تقسیم می‌شود. اولین گروه تمرکز بارگذاری ثقلی را در سقف تونل فرض می‌کند و در این شرایط بار کاهش یافته زمین را تخصیص می‌دهد. دومین گروه فرض می‌کند که پوشش قبل از هر گونه توزیع تنش نصب شده است که در این شرایط بارهای در اطراف پوشش توزیع شده است (Kim, 1997).

۲-۳-۴ مدل‌های عددی (Numerical Models)

روشهای عددی برای مدل سازی و تحلیل تنش در مسائل مکانیک سنگ در طول سه دهه گذشته گسترش یافته است. اهداف روشهای عددی در مهندسی تونل متعدد است که از آن جمله می‌توان به تحلیل‌های کیفی مانند مطالعات پارامتری، آنالیز حساسیت و ... و تحلیل‌های کمی مانند آنالیز طراحی و آنالیز برگشتی اشاره کرد. بر خلاف روشهای تجربی، روشهای عددی امکان مدل کردن تمامی عوامل موثر را بطور همزمان فراهم می‌کند. به همین دلیل استفاده از روشهای عددی در طراحی فضاهای زیرزمینی امری اجتناب ناپذیر است. اساس روشهای عددی تبدیل یک محیط با درجه آزادی بی نهایت به محیطی با درجه آزادی محدود در تعداد معینی از آن محیط، می‌باشد. اثر نیرو و بارگذاری در این نقاط بررسی شده و پس از تعیین میزان تغییر شکل، تغییر شکل سایر نقاط با روش‌های درون‌یابی محاسبه می‌شود.

¹ Uniform in-situ stress

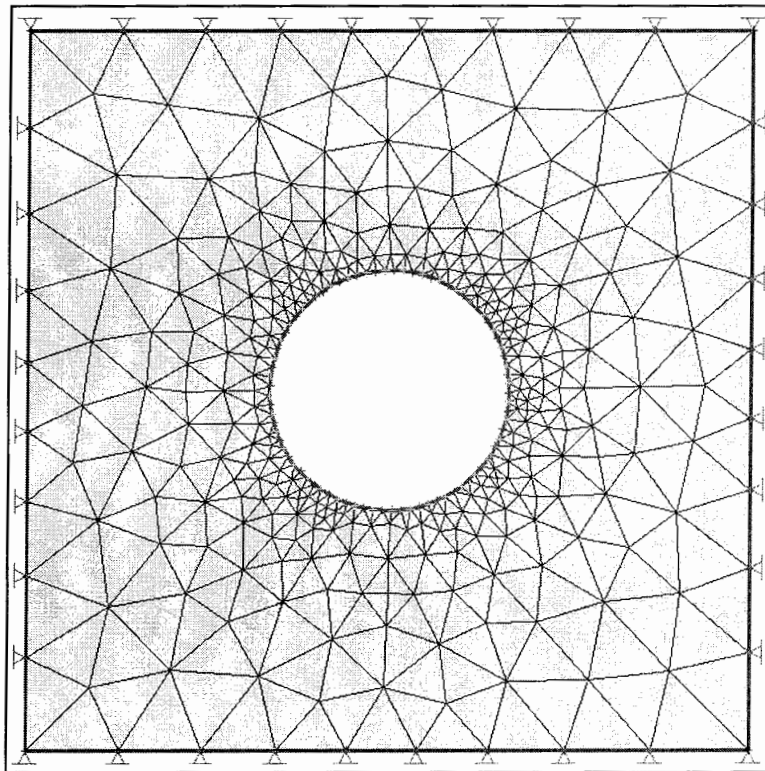
² Convergence – Confinement Method (CCM)

³ Non-uniform in-situ stress

برنامه‌های کامپیوتری متعددی بر مبنای استفاده از روشهای عددی- چه با اهداف مهندسی عمران و چه با اهداف مهندسی معدن- در دسترس هستند. روش‌های مدلسازی عددی عبارت است از (Sinha, 1989):

۱- روش المان محدود^۱

در روش المان محدود، زمین اصولاً به صورت پیوسته مدل می‌شود و ناپیوستگی‌ها می‌تواند بصورت جداگانه مدل شود. محیط مساله به تعداد محدودی المان تقسیم می‌شود که در نقاط گروهی به هم متصل هستند. هر المان محدود است یعنی هندسه و اندازه محدودی دارد. رابطه تنش- کرنش زمین با یک قانون رفتاری مناسب بیان می‌شود و تنش، کرنش و تغییر شکل ایجاد شده در یک المان بر رفتار المان‌های مجاورش تاثیر می‌گذارد. رابطه بین المان‌های متصل به هم، مساله بسیار پیچیده ریاضی را ایجاد می‌کند. سیستم معادلاتی که مقادیر مجهول را به مقادیر معلوم مرتبط می‌کند برحسب یک ماتریس سختی بیان می‌شود (Sinha, 1989).

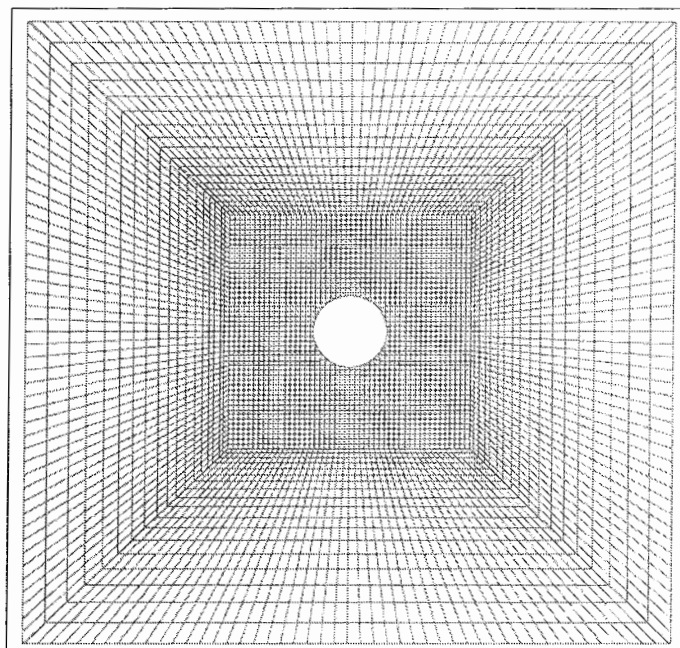


شکل ۲-۶- نمایی از مدل یک تونل در روش اجزاء محدود

^۱ Finite Element Method (FEM)

۲- روش تفاضلات محدود^۱

در این روش از این لحاظ که زمین را به صورت پیوسته مدل می‌شود و محیط به تعدادی المان - که در گره‌ها بهم متصل هستند - تقسیم می‌شود، شبیه روش اجزاء محدود است. تفاوت این روش با روش اجزاء محدود این است که در روش تفاضلات محدود مقادیر مجهول به طور صریح محاسبه می‌شود. روش صریح^۲ بر این ایده استوار است که برای گام‌ها زمانی به قدر کافی کوچک، دستکاری در هر گره از شبکه تنها به وسیله گره‌های مجاور بلا فصل آن اعمال می‌شود. بدین معنا که گام زمانی، کوچک‌تر از زمانی است که تغییرات بین دو گره مجاور منتشر شود. حل جداگانه برای گره‌های شبکه دلالت بر این دارد که نیازی به شکل‌گیری هیچ ماتریسی نیست. چرخه محاسبات منجر به حلی شامل قانون حرکت نیوتن و قانون رفتاری مواد می‌شود. از مزایای آن می‌توان به این نکته اشاره کرد که رویکرد صریح، آنالیز رفتار محیط مساله را که به زمان وابسته است را تسهیل می‌کند و امکان آنالیز گام به گام مکانیزم‌های خرابی احتمالی را می‌دهد. ولی اگر برای مسائل استاتیکی بکار رود ممکن است به زمان محاسبه بیشتری نسبت به دیگر روش‌های عددی نیاز باشد (Sinha, 1989).



شکل ۲-۷ نمایی از مدل یک تونل در روش تفاضلات محدود

^۱ Finite Difference Method (FDM)^۲ Explicit

۳- روش اجزای مرزی^۱

این روش، روش نسبتاً جوانی است اما استفاده از آن در مهندسی تونل در حال گسترش است. مانند روشهای اجزاء محدود و تفاضلات محدود، روش اجزاء مرزی نیز زمین را بصورت پیوسته مدل می‌کند. در این روش از کل محیط مساله فقط لازم است مرز حفاری مشخص شود. محیط داخل این مرزها با معادلات دیفرانسیل جزئی شبیه‌سازی می‌شود. این معادلات خطی هستند و شرایط واقعی را به طور تقریبی فرمول بندی می‌کنند. در مقایسه با روش اجزاء محدود، در روش اجزاء مرزی معادلاتی که باید حل شود کوچک‌تر است و این روش ورودی و خروجی نسبتاً ساده‌ای دارند و به راحتی پردازش می‌شوند. بسیاری از برنامه‌های اجزاء مرزی امروزی فقط رفتار خطی زمین را مدل می‌کنند. همچنین در این روش فرآیند ساخت پیچیده و خصوصیات وابسته به زمان به راحتی مدل نمی‌شود (Sinha, 1989).

۴- روش اجزاء مجزا^۲

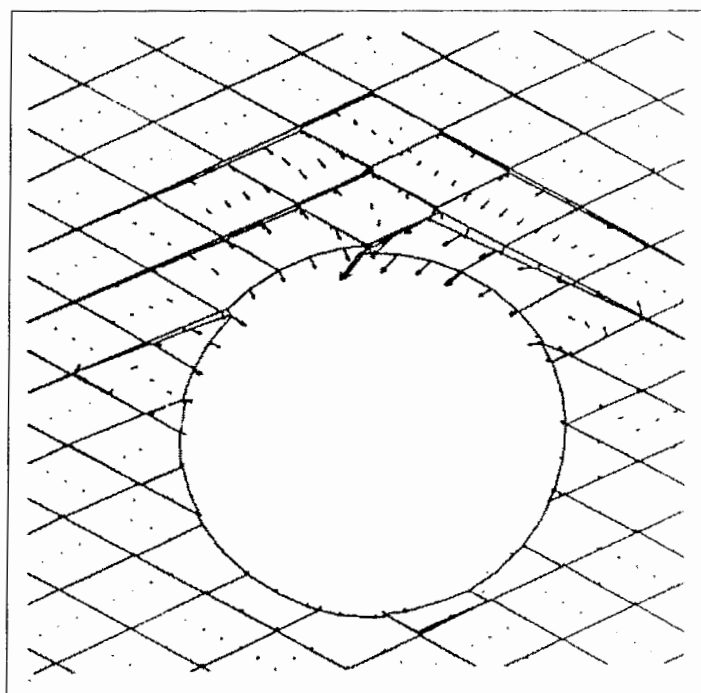
در روش اجزاء مجزا، توده سنگ با بلوک‌هایی که توسط درزه از هم جدا شده اند مدل می‌شود و در حقیقت درزه یک شرط مرزی است. نیرو و تغییر مکان مرزی از روند محاسباتی که بر پایه حرکت بلوک‌ها انجام می‌شود، محاسبه می‌گردد که این حرکت به علت نیروی مرزی یا حجمی موجود در سیستم، ایجاد شده است.

این روش، یک فرآیند دینامیکی را دنبال می‌کند که انتشار سرعت در آن بستگی به خواص ذاتی سیستم دارد. این رفتار دینامیکی توسط یک الگوریتم عددی زمانی، مدل می‌شود که در آن فرض بر ثابت بودن سرعت و شتاب در هر گام زمانی است.

در این روش در هر گام محاسباتی معادله نیرو- تغییر مکان برای درزه‌ها و معادله نیرو- شتاب (قانون دوم نیوتن)، برای بلوک‌ها نوشته می‌شود. برای درزه‌ها با معلوم بودن تغییر مکان، نیروهای تماسی محاسبه می‌شوند و برای بلوک‌ها با معلوم بودن نیروهای وارده، تغییر مکان محاسبه می‌شود (Sinha, 1989).

¹ Boundary Element Method (BEM)

² Distinct Element Method (DEM)



شکل ۲-۸ نمایی از مدل یک تونل در روش اجزاء مجزا (USACE, 1997)

۵- روش‌های ترکیبی و مکمل^۱

هدف از روش ترکیبی استفاده از تلفیق روش‌های بالا به منظور حذف معایب و بدست آوردن مزایای روش‌ها تا حد ممکن است. به عنوان مثال، در مدلسازی یک فضای زیرزمینی مرز حفاری رفتار غیر خطی از خود نشان می‌دهد، در صورتی که توده سنگ همان محدوده مرزی بصورت الاستیک رفتار می‌کند. بنابراین توده سنگ نزدیک محل می‌تواند با استفاده از مدل اجزاء مجزا یا اجزاء محدود و در مرزها از روش اجزاء مرزی استفاده کرد.

از روشهای ترکیبی به سه طریق می‌توان استفاده کرد:

۱- محیط مساله به دو یا تعداد بیشتری ناحیه تقسیم شده و برای هر ناحیه روش عددی متفاوتی به کار می‌رود.

۲- آنالیز محیط مساله در دو یا تعداد بیشتری گام محاسباتی انجام می‌شود و برای هر گام روش عددی متفاوتی استفاده می‌شود.

۳- ابتدا روشی بکار می‌رود که برای ارزیابی پارامترها بهترین تناسب را داشته باشد. سپس این پارامترها در روش عددی دیگری نیز بررسی می‌شود (Sinha, 1989).

^۱ Hybrid & Complementary Method

۴-۲ روش‌های تجربی

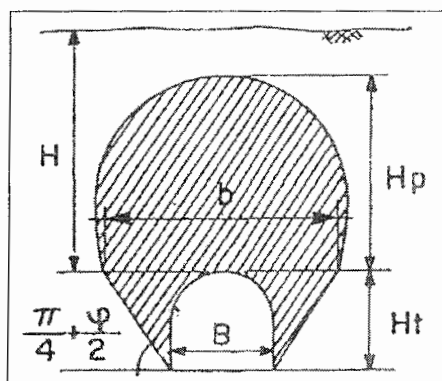
۱-۴-۲ روش ترزاقی (Terzaghi)

ترزاقی در سال ۱۹۴۶ اولین روش طبقه بندی توده سنگ جهت تخمین بارسنگ تونل را ارائه کرد. در این روش ترزاقی زمینهای سنگی را به ۹ دسته (سنگ بکر، سنگ لایه‌ای، سنگ نسبتاً درزه‌دار، سنگ بلوکی شده و رگه دار، سنگ خرد شده، سنگ لهیده و سنگ تورمی) تقسیم کرد و براساس نوع زمین و ابعاد تونل، یک توده گنبدی شکل مطابق اشکال ۲-۹ و ۲-۱۰ را در بالای تونل تعریف کرد (بهنیا، ۱۳۷۳ و فهیمی فر، ۱۳۷۶).

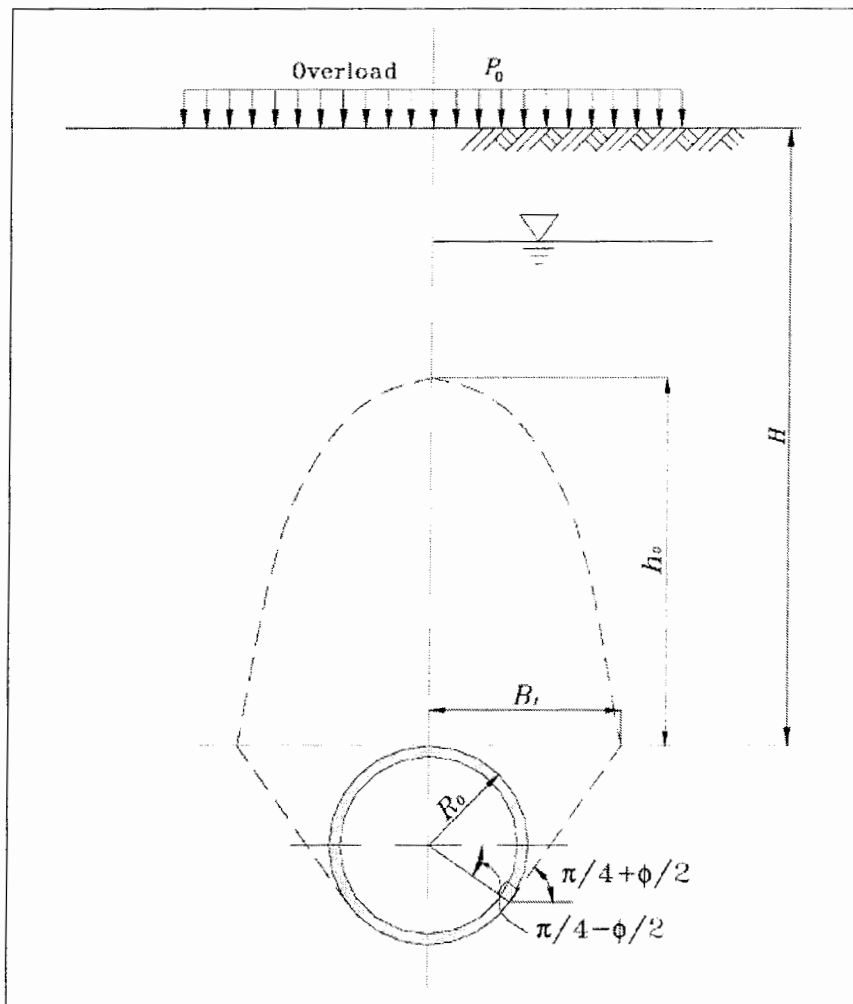
نسخه اصلاح شده طبق بندی بار سنگ ترزاقی در سال ۱۹۸۲ توسط Rose پیشنهاد گردید که در جدول ۲-۱ مشاهده می‌شود. این جدول برای تونل‌هایی با عمق بیش از $1.5 \times (B + H_t)$ معتبر است. پارامترهای H_t و B در شکل ۲-۹ نشان داده شده است (Singh, 1997).

جدول ۲-۱ طبقه بندی بارسنگ ترزاقی (Singh, 1997)

ردیف	وضعیت سنگ	RQD	بار سنگ
۱	سخت و یک پارچه	۹۵ تا ۱۰۰	۰
۲	سخت، دارای لایه بندی یا شیب‌توزینه	۹۰ تا ۹۹	$0.5B$
۳	توده ای، نسبتاً درزه دار	۸۵ تا ۹۵	$0.25B$
۴	نسبتاً بلوکی و لایه ای	۷۵ تا ۸۵	$0.25B - 0.2(B+H_t)$
۵	خیلی بلوکی و لایه ای	۳۰ تا ۷۵	$(0.2 - 0.6)(B+H_t)$
۶	کاملاً خرد شده اما از نظر شیمیایی بکر	۳ تا ۲۰	$(0.6 - 1.1)(B+H_t)$
۶-۱	شن و ماسه	۰ تا ۳	$(1.1 - 1.4)(B+H_t)$
۷	سنگ مجاله‌شونده، عمق متوسط	۳ تا ۱۰	$(1.1 - 2.1)(B+H_t)$
۸	سنگ مجاله‌شونده، عمق زیاد		$(2.1 - 4.5)(B+H_t)$
۹	سنگ آماسی		بیش از ۲۵ فوت بدون توجه به $(B+H_t)$



شکل ۲-۹ دیاگرام بار وارد بر پوشش تونل (بهنیا، ۱۳۷۳)



شکل ۲-۱۰ ضخامت روباره موثر براساس روش ترزاقی (Ding, 2004)

۲-۴-۲ روش پروتودیاکونوف (Protodyakonov)

این نظریه اولین بار در ساخت تونل‌های مترو مسکو بکار رفت. که در آن توده رها شده زمین را به صورت سهمی در نظر می‌گیرد و ارتفاع آن از رابطه زیر محاسبه می‌شود (بهنیا، ۱۳۷۳).

$$H_p = \frac{b}{2f} \quad (۶-۲)$$

b : قاعده سهمی در شکل ۲-۹ و برابر با:

$$b = B + 2H_f \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (۷-۲)$$

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی سنگ

f : ضریب مقاومت که تابع مشخصات زمین است و مقادیر آن از جدول ۲-۲ بدست می‌آید

جدول ۲-۲ ضریب مقاومت f در روش پروتودیاکونوف (بهینیا، ۱۳۷۳)

ضریب مقاومت f	جرم حجمی (ton/m^3)	شرح	نوع سنگ
۲۰	۳/۰ تا ۲/۸	بازالت، کوارتزیت و گرانیت‌های بسیار سخت	بسیار بسیار مقاوم
۱۰	۲/۷ تا ۲/۶	سنگ گرانیتی، ماسه سنگ و سنگ‌های آهکی بسیار سخت	بسیار مقاوم
۸	۲/۵	سنگ آهکی کمی درزه دار، ماسه سنگ خوب	سنگ بسیار ایستا
۶	۲/۴	ماسه سنگ معمولی	سنگ نسبتاً مقاوم
۳	۲/۶ تا ۲/۴	شیست‌ها، مارن‌های متراکم و سخت	سنگ با مقاومت متوسط
۱	۲/۲ تا ۲/۰	رس‌های متراکم، آبرفت با چسبندگی، زمینهای رسی	سنگ سست

در زمینهای شن و ماسه‌ای، پروتودیاکونوف f را مساوی $tg\phi$ در نظر می‌گیرد. ($f = tg\phi$)
این روش در تونل‌هایی با شرایط زیر جواب‌های رضایت بخشی می‌دهد.

$$\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$$

۳-۴-۲ استفاده از طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR)

فشار سقف تونلی با عرض B و وزن مخصوص بر اساس طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ

(RMR) به صورت زیر است (وفائیان، ۱۳۷۶).

$$P = \left(\frac{100 - RMR}{100} \right) \cdot \gamma \cdot B \quad (۸-۲)$$

۴-۴-۲ استفاده از شاخص کیفی تونل‌زنی (Q)

با استفاده از مقدار Q ، رابطه تخمین بار وارده بر پوشش به شکل زیر است (وفائیان، ۱۳۷۶).

$$P_{roof} = \frac{2}{J_r} Q^{\frac{1}{3}} \quad (۹-۲)$$

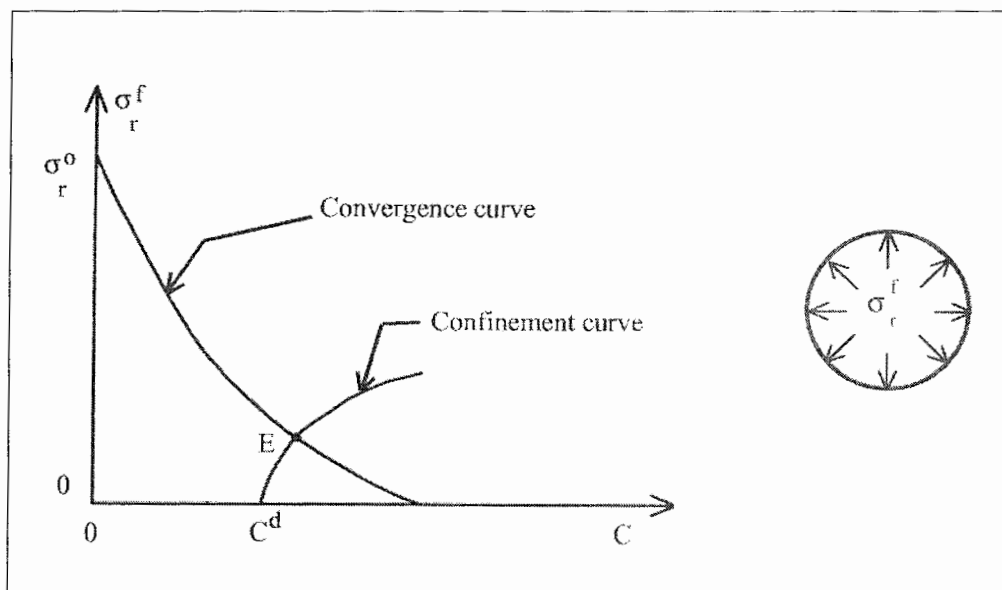
P_{roof} : بار وارده بر سقف تونل J_r : ضریب زبری

۲-۵ روش همگرایی - همجواری

۲-۵-۱ مقدمه

طراحی سیستم نگهداری تونل برای سال‌های متمادی مساله بسیار پیچیده‌ای به شمار می‌رفت و به عنوان یک هنر تجربی مطرح بود، که تکنیک‌های تکراری را برای شرایط زمین شناسی مشابه بکار می‌برد. این دشواری در طراحی سیستم نگهداری تونل، از شناخت کم رفتار زمین تحت شرایطی که با عملیات تونلسازی آمیخته شده و داده‌های کم از خواص مکانیکی و برآورد تنش‌های زمین ناشی می‌شود. تعیین نگهداری مورد نیاز برای پایدار سازی تونل حفر شده، در اصل یک مساله چهار بعدی است که به کاهش مقاومت وابسته به زمان سنگ‌ها و توزیع مجدد سه بعدی تنش‌های اطراف فضای حفاری شده بستگی دارد. موارد ذکر شده فوق منجر به این حقیقت می‌شود که تحلیل برهم کنش زمین و نگهدارنده ضروری است.

روش همگرایی- همجواری^۱ که در بین سالهای ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰ توسعه یافته است چنین امکانی را فراهم می‌آورد. اولین مقاله در این مورد توسط Fenner (1983) می‌باشد که بعدها با جزئیات بیشتر با توجه به مشخصات تغییر شکل زمین و سیستم نگهدارنده ارائه گردید (Carranza-Torres, 2000).



شکل ۲-۱۱ نمای کلی از اصول روش همگرایی - همجواری (Leca, 2000)

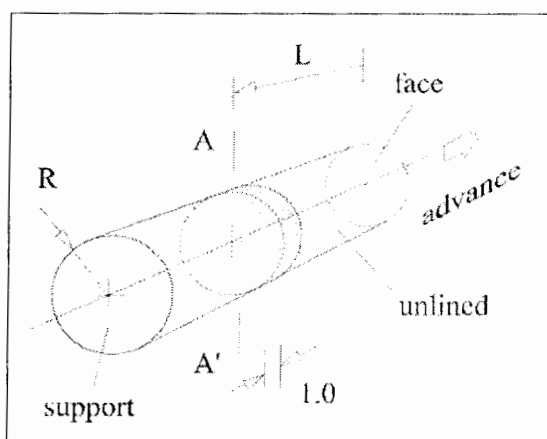
^۱ Convergence - Confinement

با کنترل میزان همگرایی توده سنگ‌های درزه دار می‌توان رفتار این گونه سنگ‌ها را بررسی کرد و این مساله جزء مزایای این روش به شمار می‌رود، چون که درزه‌ها همراه با تاثیرات زمین‌شناسی نظیر هوازدگی و ناهمگنی بطور قابل ملاحظه‌ای مقاومت توده سنگ را کاهش می‌دهد (Carranza-Torres, 2000).

۲-۵-۲ اصول روش همگرایی - همجواری

روش همگرایی - همجواری اغلب جهت تخمین بار روی نگهدارنده در پشت جبهه کار استفاده می‌شود. وقتی سیستم نگهداری بلافاصله در نزدیکی سینه کار تونل نصب می‌شود، همه بار روی این سیستم منتقل نمی‌شود بلکه قسمتی از بار که در اطراف تونل بطور مجدد توزیع یافته، توسط خود سینه کار تحمل می‌شود. با پیشروی تونل تاثیر جبهه کار^۱ کاهش می‌یابد و سیستم نگهداری باید مقدار بیشتری از باری که قبلاً توسط جبهه کار تحمل می‌شد، را نگهداری کند. وقتی جبهه کار به اندازه کافی از محل نصب نگهدارنده دور شود تمام بار توسط حائل نگهداری می‌شود. که به آن بار کامل (بار طراحی) گفته می‌شود (Carranza-Torres, 2000).

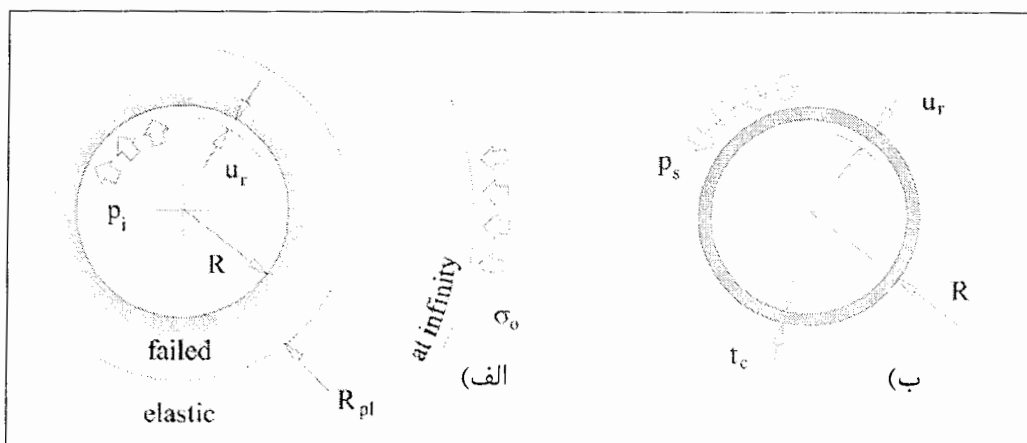
همان طوری که در شکل ۲-۱۲ نشان داده شده است، تونلی به شعاع R در داخل توده سنگی با میدان تنش اولیه یکنواخت (هیدرواستاتیک) حفر شده است و نگهداری دایره‌ای شکل در مقطع $A-A'$ که در فاصله L از جبهه کار دارد، نصب شده است (با فرض این که حائل در جهت محور تونل، طول واحد دارد).



شکل ۲-۱۲ تونل استوانه‌ای شکل به شعاع R ، حفر شده در داخل توده سنگ (Carranza-Torres, 2000)

^۱ Face effect

در شکل ۳-۱۳ الف مقطعی از حفاری را در موقعیت $A-A'$ نشان می‌دهد که در آن σ نشان دهنده میدان تنش اولیه هیدرواستاتیک اعمالی بر توده سنگ و R_{pl} شعاع منطقه شکست (زون پلاستیک) در اطراف تونل و u_r جابجایی شعاعی و p_i فشار یکنواخت عکس‌العمل حائل نسبت به دیواره تونل می‌باشد. برای ساده شدن مساله فرض شده است که تمام تغییر شکل‌ها در صفحه عمود بر محور تونل رخ می‌دهد (شرایط کرنش صفحه‌ای). همچنین شکل ۲-۱۳ ب مقطعی از نگهداری دایره‌ای شکل به ضخامت t_c و شعاع خارجی R را نشان می‌دهد که در مقطع $A-A'$ نصب شده است و فشار یکنواخت P_s نشان دهنده بار منتقل شده از توده سنگ به حائل است که جابجایی شعاعی u_r ناشی از بار اعمال شده P_s می‌باشد. برای تطابق تغییر شکل‌ها در سطح مشترک زمین و نگهداری، باید جابجایی شعاعی نگهداری برابر با جابجایی شعاعی نگهداری دیواره سنگی تونل u_r باشند (Carranza-Torres, 2000).

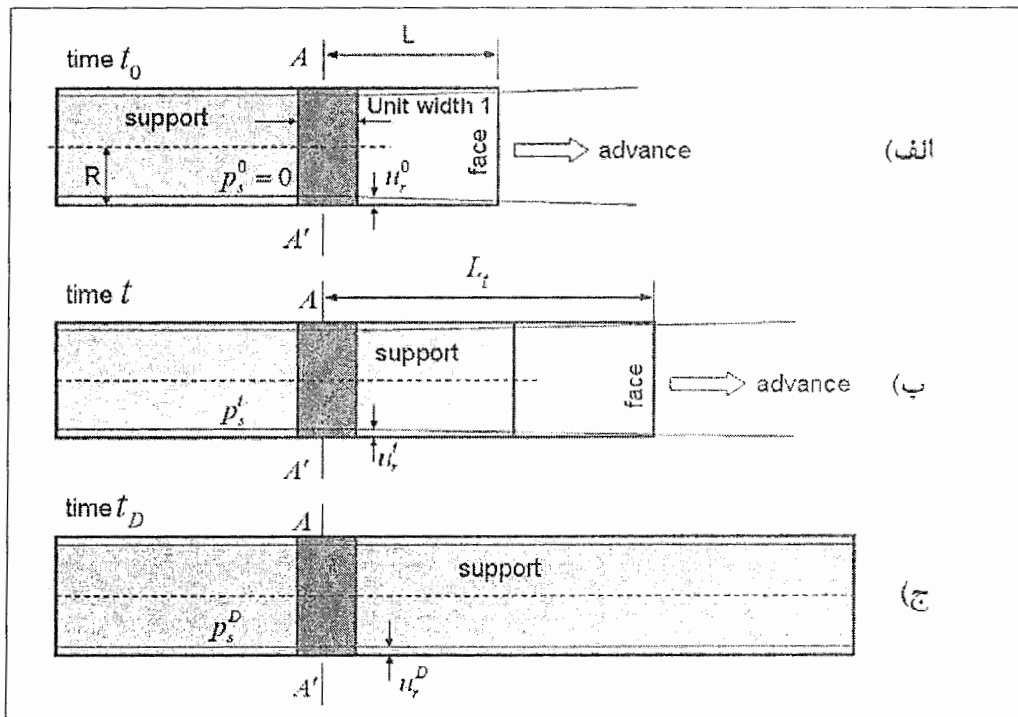


شکل ۲-۱۳ الف) مقطع تونل ب) مقطع نگهدارنده دایره‌ای نصب شده در $A-A'$ (Carranza-Torres, 2000)

اساس روش همگرایی-همجواری در شکل‌های ۳-۱۴ الف تا ۳-۱۴ ج بیان شده است. در زمان شروع t وقتی که پوشش در مقطع $A-A'$ به فاصله L از جبهه کار نصب شده است، همگرایی شعاعی زمین به میزان u_r است. در صورت عدم پیشروی جبهه کار، توده سنگ هیچ باری را به حائل منتقل نمی‌کند و $p_s = 0$ است (شکل ۲-۱۴ الف).

با پیشروی تونل، زمین و نگهداری با هم تغییر شکل می‌یابند و نگهدارنده قسمتی از باری که قبلاً جبهه کار تحمل می‌کرد، دریافت می‌کند. (شکل ۲-۱۴ ب) وضعیتی را در زمان t مقطع در

موقعیتی به فاصله L_r از جبهه کار قرار دارد نشان می‌دهد که در این لحظه در زمین به میزان u_r' همگرایی ایجاد می‌شود ($u_r' > u_r$) و توده سنگ بار p_s' را به حائل منتقل می‌کند. وقتی که جبهه کار تونل به میزان کافی از مقطع $A-A'$ دور شود، سیستم حائل و زمین در حالت تعادل قرار می‌گیرد و حائل کل بار طراحی شده p_s^D در مقطع $A-A'$ را تحمل می‌کند. در این زمان t_D ، تاثیر جبهه کار از بین می‌رود و حائل و زمین به میزان حداکثر همگرایی u_r^D می‌رسد (شکل ۲-۱۴ ج) (Carranza-Torres, 2000).



شکل ۲-۱۴ بار وارده بر نگهداری نصب شده در $A-A'$ در اثر پیشروی جبهه کار (Carranza-Torres, 2000)

۲-۵-۳ اجزاء روش همگرایی- همجواری

سه مولفه اساسی روش همگرایی- همجواری موارد زیر هستند:

- ۱- منحنی واکنش زمین^۱ (GRC)
- ۲- منحنی مشخصه حائل^۲ (SCC)
- ۳- منحنی تغییر شکل طولی^۳ (LDP)

^۱ Ground Reaction Curve

^۲ Support Characteristic Curve

^۳ Longitudinal Deformation Profile

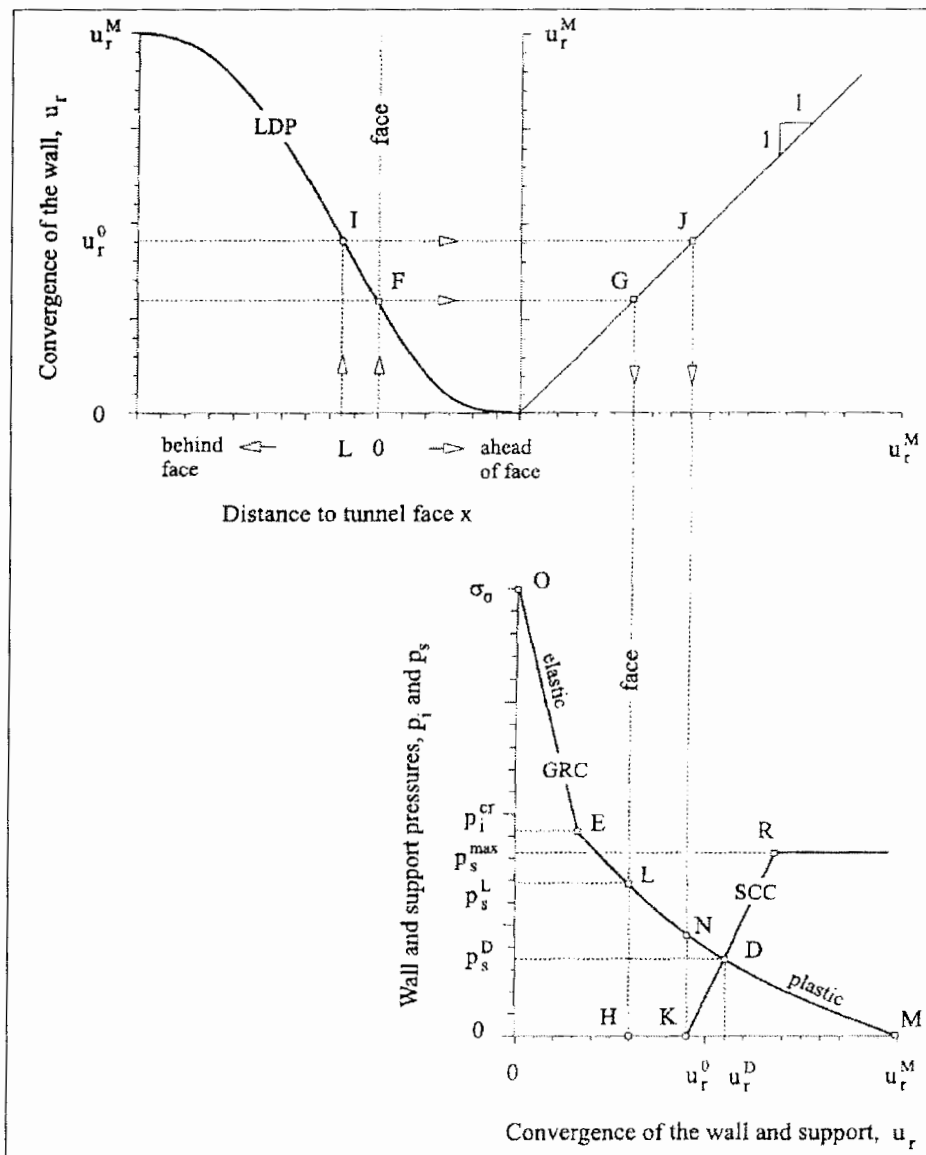
منحنی GRC بیانگر رابطه بین کاهش فشار داخلی p_i و افزایش جابجایی شعاعی دیواره تونل u_r است. این روابط به خواص مکانیکی توده سنگ وابستگی دارد و از حل روابط الاستو-پلاستیک تغییر شکل‌های تونل بدست می‌آید. همانطور که در شکل ۲-۱۵ نشان داده شده است. منحنی GRC از نقطه O جایی که فشار داخلی p_i برابر با تنش اولیه σ است تا نقطه M که برابر با حالتی است که فشار داخلی برابر صفر بوده و همگرایی شعاعی تونل حداکثر مقدار خود را u_r^m دارد، گسترش یافته است. نقطه E به عنوان فشار داخلی بحرانی p_i^{cr} تعریف می‌شود که حد الاستیک دیواره تونل را تعیین می‌کند. اگر فشار داخلی کمتر از این مقدار شود، منطقه شکسته شده و شعاع زون پلاستیک R_{pl} در اطراف تونل همانطور که در شکل ۲-۱۴ نشان داده شده است، گسترش می‌یابد.

منحنی SCC به صورت رابطه بین افزایش فشار روی حائل p_s و افزایش جابجایی شعاعی u_r حائل را تعریف می‌شود. این روابط به مشخصات هندسی و مکانیکی حائل وابسته است. منحنی SCC در شکل ۲-۱۵ به صورت نمودار KR نشان داده شده است. نقطه R حالتی است که فشار حائل برابر با صفر است (زمانی که حائل نصب می‌شود) و نقطه T فشار حداکثر p_s^{max} می‌باشد که باعث گسیختگی حائل می‌گردد.

منحنی LDP که در شکل ۲-۱۵ نشان داده شده است، نموداری که نشان دهنده جابجایی شعاعی در طول محور تونل بدون حائل می‌باشد و برای مقطع جلو و پشت جبهه کار رسم می‌شود. در این نمودار محور افقی فاصله افقی مقطع مورد نظر از جبهه کار تونل است و محور قائم آن جابجایی شعاعی متناظر با آن است. این منحنی نشان می‌دهد که هرگاه مقطع مورد نظر در فاصله‌ای کمی در پشت جبهه کار قرار داشته باشد، جبهه کار تاثیر کمتری دارد و چنانچه دورتر از این فاصله قرار داشته باشد، همگرایی تونل به مقدار نهایی u_r^m را خواهد رسید. به طور مشابه در فاصله‌ای در جلوی جبهه کار، پیشروی تونل تاثیری روی توده سنگ نداشته و جابجایی شعاعی صفر است.

بررسی روابط بین GRC، SCC و LDP این امکان را فراهم می‌کند که فشار p_s را که زمین به حائل با پیشروی جبهه کار منتقل می‌کند محاسبه شود. برای بیان این روش، باید دوباره سکانس الف تا ج که در شکل ۲-۱۴ نشان داده شده است، بررسی شود.

نصب نگهداری در مقطع $A-A'$ در زمان t در شکل ۲-۱۴ الف با نقطه I روی منحنی تغییر شکل طولی LDP با مختصات $u_r = u_r, x = L$ متناظر است (شکل ۲-۱۵). نقطه J در سمت راست نمودار بر روی محور افقی برابر با مقدار $u_r = u_r$ است و متناظر با نقطه k در روی منحنی SCC است. تا زمانی که جبهه کار پیشروی نداشته باشد پایداری توسط جبهه کار برقرار می‌شود. بنابراین قسمت عمودی KN در نمودار پائینی شکل ۲-۱۵ مطابق با فشاری است که توسط جبهه کار در زمان t تحمل می‌شود (Carranza-Torres, 2000).



شکل ۲-۱۵ طرح شماتیکی از منحنی‌های LDP و SCC، GRC (Carranza-Torres, 2000)

با پیشروی جبهه‌کار، نگهدارنده و تونل به مقدار یکسان تغییر شکل می‌یابند، فشار p_s روی حائل افزایش می‌یابد و تاثیر محدود کننده p_i کاهش پیدا می‌کند. در زمان t_D که در شکل ۳-۱۴ ج وقتی که اثر نگهداری جبهه‌کار بطور کامل از بین می‌رود، سیستم در نقطه D در نمودار پایینی شکل ۲-۱۵ در محل تقاطع منحنی GRC و SCC به تعادل می‌رسد. فشاری که توسط نقطه D تعریف می‌شود، فشار نهایی (فشار طراحی)^۱ شده است که سنگ به حائل وارد می‌کند.

۲-۵-۴ رسم منحنی واکنش زمین (GRC)

منحنی واکنش زمین را می‌توان از حل الاستو پلاستیک تنش‌ها و جابجایی‌های تونل دایره‌ای شکل که تحت تنش‌های برجای هیدرواستاتیک و فشار داخلی یکنواخت قرار دارد، به دست آورد. در این روش برای تعریف منطقه پلاستیک از معیارهای شکست متنوعی مانند موهر-کولمب یا هوک-براون استفاده می‌شود (Carranza-Torres, 2000).

فرضیات اساسی در حل معادلات این روش را می‌توان به صورت زیر عنوان کرد (فهیمی فر، ۱۳۷۶).

- ۱- تونل استوانه‌ای شکل و از نظر طولی بینهایت است.
- ۲- تنش برجا هیدرواستاتیک بوده و شرایط کرنش صفحه‌ای و تقارن محوری برقرار است.
- ۳- فشار حائل p_i بصورت شعاعی و یکنواخت به دیواره تونل اعمال می‌شود.
- ۴- زمین همگن و ایزوتروپ فرض می‌شود.
- ۵- رفتار محیط الاستیک خطی است و از حد تسلیم به بعد از معیارهای شکست پیروی می‌کند.
- ۶- جابجایی‌ها در جهت شعاعی رخ می‌دهند.

۲-۵-۴-۱ تحلیل محدوده الاستیک

از تئوری الاستیسیته می‌توان برای یافتن توزیع تنش حول فضای دایره‌ای شکل در محیط همگن و همسان استفاده کرد. در این حالت معادلات تعادل به صورت زیر بیان می‌شوند (University of Illinois, 1968).

^۱ Design Load

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (10-2)$$

$$\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2 \frac{\tau_{r\theta}}{r} = 0 \quad (11-2)$$

σ_θ : تنش شعاعی

σ_r : تنش مماسی

r : فاصله از مرکز تونل

کرش (Kirsch) با حل معادلات تعادل فوق تنش‌ها و جابجایی‌ها را در شرایط

هیدرواستاتیک به صورت زیر ارائه کرد (University of Illinois, 1968).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_r = \sigma_0 - (\sigma_0 - p_i) \left(\frac{R}{r}\right)^2 \\ \sigma_\theta = \sigma_0 + (\sigma_0 - p_i) \left(\frac{R}{r}\right)^2 \end{array} \right. \quad (12-2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_r = \sigma_0 - (\sigma_0 - p_i) \left(\frac{R}{r}\right)^2 \\ \sigma_\theta = \sigma_0 + (\sigma_0 - p_i) \left(\frac{R}{r}\right)^2 \end{array} \right. \quad (13-2)$$

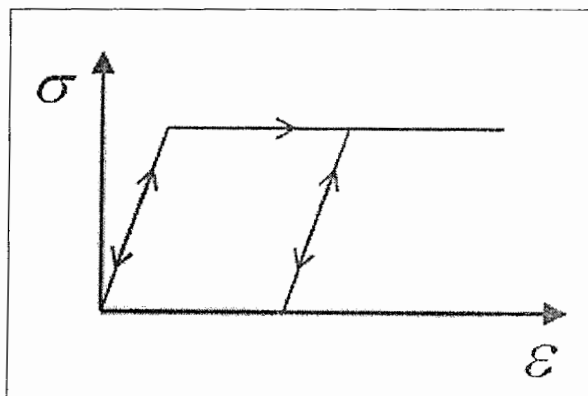
$$u = \frac{(1+\nu)}{E} (\sigma_0 - p_i) \frac{R^2}{r} \quad (14-2)$$

p_i فشار داخلی و R شعاع تونل می‌باشد.

۲-۴-۵-۲ تحلیل محدوده پلاستیک

به منظور تعیین منحنی واکنش زمین، رفتار سنگ الاستیک-پلاستیک کامل فرض شده

است که نمودار تنش- کرنش این مدل رفتاری در شکل ۱۶-۲ رسم شده است.



شکل ۱۶-۲ نمودار تنش- کرنش مواد با رفتار الاستیک- پلاستیک کامل

وقتی مواد به نقطه تسلیم می‌رسند رفتار آنها از حالت الاستیک خارج شده و وارد محدوده پلاستیک می‌شود. با فرض قانون جریان، تابع پتانسیل پلاستیک از رابطه زیر تعیین خواهد شد (Carranza-Torres, 1999).

$$g(\sigma_r, \sigma_\theta) = \sigma_\theta - K_\psi \sigma_r = 0 \quad (15-2)$$

K_ψ ضریب اتساع^۱ است که از زاویه اتساع ψ طبق رابطه $K_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ محاسبه می‌شود.

برای $K_\psi = 1$ تغییر حجمی پلاستیک صفر است. برای $K_\psi > 1$ در جسم اتساع ایجاد می‌شود و برای $K_\psi < 1$ جسم منقبض خواهد شد (Carranza-Torres, 1999).

۳-۴-۵-۲ فرمول بندی منحنی واکنش زمین با استفاده از معیار شکست هوک- براون

شکل کلی این معیار برای سنگ بکر به صورت زیر است (Hoek, 2002).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (16-2)$$

σ_{ci} : مقاومت تک محوره نمونه آزمایشگاهی

m_i : پارامتر بدون بعدی است که به نوع سنگ وابسته است

مشهورترین معیار شکست برای توده سنگ، معیار هوک و براون است که در سال ۱۹۸۰ ارائه شده است.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{S + m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c}} \quad (17-2)$$

که در آن m_b و S ثابت‌های توده سنگ می‌باشد. S تابع خرد شدگی است که در سنگ بکر برابر $S = 1$ می‌باشد و هرچه سنگ خردتر باشد، S مربوط به آن کوچکتر خواهد بود.

معیار فوق در سال ۱۹۹۲ توسط هوک و همکارانش اصلاح گردید. آن‌ها معتقد بودند که در مقادیر پایین رابطه فوق مقادیر مقاومت بیشتر از واقعیت را می‌دهد. در این رابطه با فرض آنکه مقاومت کششی توده سنگ صفر است، معیار اولیه به فرم زیر اصلاح شد:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \left(S + m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^a \quad (18-2)$$

^۱ Dilation Coefficient

در اینجا S, m_b و a ثابت‌های توده سنگ می‌باشد که از روابط زیر بدست می‌آیند:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (19-2)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (20-2)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (21-2)$$

در روابط بالا GSI شاخص مقاومت زمین شناسی است، که تخمینی برای کاهش مقاومت توده سنگ تحت شرایط مختلف زمین شناسی ارائه می‌دهد و D فاکتوری است که به میزان آشفتنگی توده سنگ وابستگی دارد.

شعاع پلاستیک با اعمال معیار شکست هوک-براون برابر خواهد بود با (Hoek, 2002):

$$\frac{R_{pl}}{R} = \exp\left[\frac{P_i^{cr^{1-a}} - P_i^{1-a}}{(1-a)\mu}\right] \quad (22-2)$$

فشار بحرانی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$P_i^{cr} = \left[P_i^{cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{cr} \quad (23-2)$$

$$S_r = \left(\sqrt{P_i^{cr}} + \frac{1}{2} \ln \frac{r}{R_{pl}} \right)^2 \quad (24-2)$$

$$S_\theta = \left(\sqrt{P_i^{cr}} + \frac{1}{2} \ln \frac{r}{R_{pl}} \right)^2 + \left(\sqrt{P_i^{cr}} + \frac{1}{2} \ln \frac{r}{R_{pl}} \right) \quad (25-2)$$

$$R_{pl} = R \exp\left(2 \left(\sqrt{P_i^{cr}} - \sqrt{P_i} \right)\right) \quad (26-2)$$

$$\begin{aligned} \frac{u_r}{R} \frac{2G}{\sigma_0 - P_i^{cr}} = & \frac{K_\psi - 1}{K_\psi + 1} + \frac{2}{K_\psi + 1} \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^{K_\psi + 1} + \frac{1 - 2\nu}{4(S_0 - P_i^{cr})} \left[\ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) \right]^2 \\ & - \left[\frac{1 - 2\nu}{K_\psi + 1} \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_0 - P_i^{cr}} + \frac{1 - \nu}{2} \frac{K_\psi - 1}{(K_\psi + 1)^2} \frac{1}{S_0 - P_i^{cr}} \right] \\ & \times \left[(K_\psi + 1) \ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) - \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^{K_\psi + 1} + 1 \right] \end{aligned} \quad (27-2)$$

۴-۴-۵-۲ فرمول بندی منحنی واکنش زمین با معیار شکست موهر-کولمب

شکل کلی این معیار شکست بصورت زیر است (Edelbro, 2004).

$$\sigma_1 = \sigma_c + K_p \sigma_3 \quad (28-2)$$

که در آن

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \sigma_c = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 2c \sqrt{K_p} \quad (29-2)$$

c : چسبندگی توده سنگ

φ : زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ

با قرار دادن این مقادیر در معیار شکست، مقدار p_i^{cr} از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$p_i^{cr} = \frac{2\sigma_0 - \sigma_c}{K_p + 1} \quad (30-2)$$

همچنین مقدار R_{pl} از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\begin{aligned} \frac{R_{pl}}{R} &= \left[\frac{2\sigma_0(K_p - 1) + 2\sigma_c}{(p_i(K_p - 1) + \sigma_c)(K_p + 1)} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} = \left[\frac{p_i^{cr} + c \cdot \cot \varphi}{p_i + c \cdot \cot \varphi} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \\ &= \left[\frac{2(\sigma_0 + c \cdot \cot \varphi)}{(K_p + 1)(p_i + c \cdot \cot \varphi)} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \end{aligned} \quad (31-2)$$

جابجایی‌های محدوده پلاستیک را در این معیار شکست را می‌توان به صورت زیر بیان کرد.

$$\frac{u_p}{r} = \frac{(1+\nu)}{E} \left(C_1 + C_2 \left(\frac{r}{R_{pl}} \right)^{K_p - 1} + C_3 \left(\frac{R_{pl}}{r} \right)^{K_p - 1} \right) \quad (32-2)$$

که در آن:

$$C_1 = (2\nu - 1) \left(\sigma_0 + \frac{\sigma_c}{K_p - 1} \right) \quad (33-2)$$

$$C_2 = 2 \cdot \left[\frac{(1-\nu)(1 + K_p K_\psi)}{(K_p + K_\psi)} - \nu \right] \frac{\left(\sigma_0 + \frac{\sigma_c}{K_p - 1} \right)}{(K_p + 1)} \quad (34-2)$$

$$C_3 = 2 \cdot (1-\nu) \frac{\sigma_0(K_p - 1) + \sigma_c}{K_p + K_\psi} \quad (35-2)$$

۲-۵-۵ رسم پروفیل تغییر شکل طولی (LDP)

منحنی LDP تاثیر محل نصب سیستم نگهداری را بر اندرکنش توده سنگ مشخص می‌کند. در فاصله x از جبهه کار جابجایی شعاعی u_r است. وقتی فاصله x به اندازه کافی بزرگ باشد، جابجایی شعاعی به مقدار حداکثر خود می‌رسد. برای مقادیر منفی x (جلوی جبهه کار) جابجایی شعاعی کاهش می‌یابد تا در فاصله محدودی از جبهه کار مقدار آن تقریباً به صفر می‌رسد. از مدل‌های الاستیک رابطه بین جابجایی شعاعی و فاصله از جبهه کار به صورت زیر پیشنهاد شده است (Carranza-Torres, 2000).

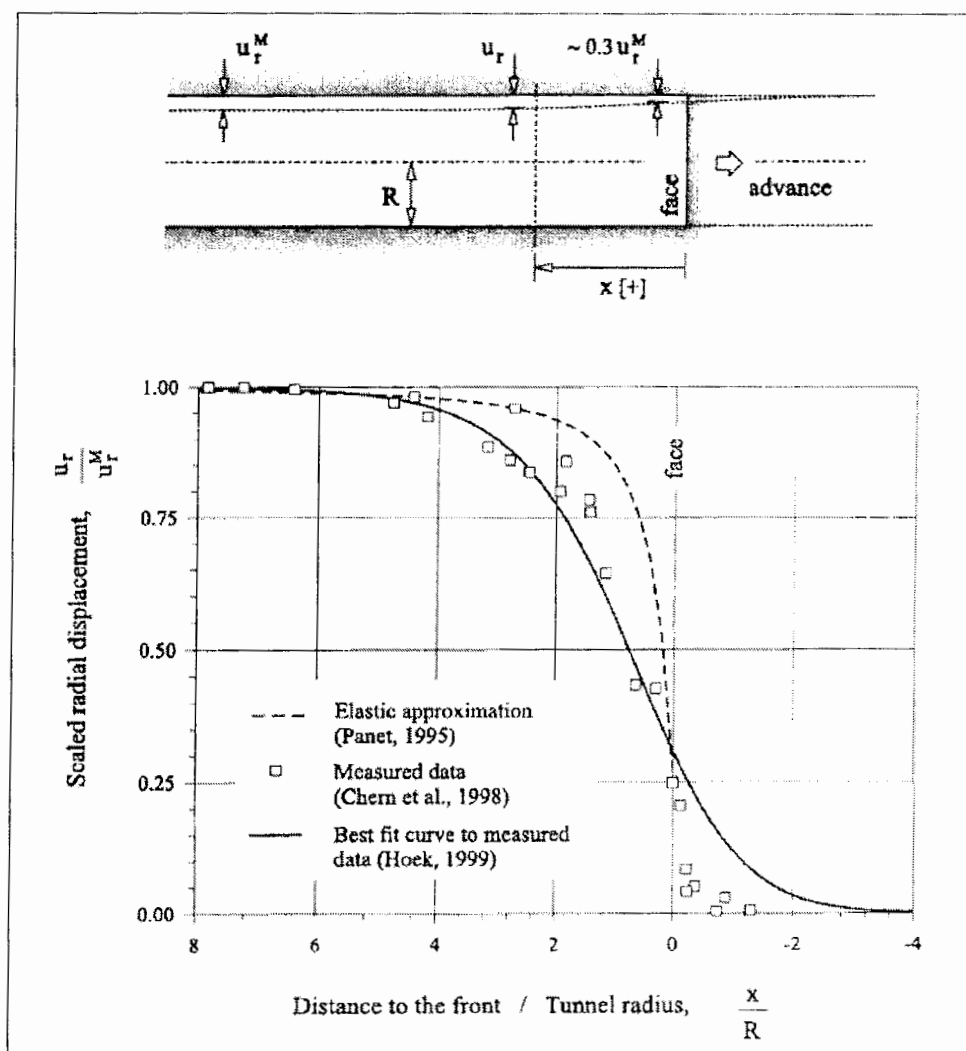
$$\frac{u_r(x)}{u_r^{\max}} = \left(\alpha + (1-\alpha) \left(1 - \left[\frac{mR}{mR+x} \right]^2 \right) \right) \quad (۲-۳۶)$$

m, α دو مقدار ثابتی هستند که باید تعیین شوند. پنت (Panet) در سال ۱۹۸۲ این مقادیر ثابت را به ترتیب برابر ۰/۲۸ و ۰/۸۴ پیشنهاد داد که در سال ۱۹۹۵، آنها به صورت ۰/۲۵ و ۰/۷۵ اصلاح کرد. با قرار دادن این مقادیر در معادله ۲-۳۶ رابطه زیر را خواهیم داشت. این رابطه برای مقادیر مثبت x بکار می‌رود و منحنی مربوط به آن در شکل ۲-۱۷ نشان داده شده است (Carranza-Torres, 2000).

$$\frac{u_r}{u_r^{\max}} = 0.25 + 0.75 \left(1 - \left[\frac{0.75}{0.75 + \frac{x}{R}} \right]^2 \right) \quad (۲-۳۷)$$

در سال ۱۹۹۸ Chen و همکارانش مقادیر اندازه گیری شده همگرایی را در نزدیکی جبهه کار تونلی در پروژه مغار Mingtam ارائه کردند که بصورت نقاط مربع در شکل ۲-۱۷ نشان داده شده است. در سال ۱۹۹۹ هوک بهترین برازش را بر روی این داده‌ها انجام داد و رابطه تجربی زیر را برای جابجایی شعاعی در فاصله x از جبهه کار ارائه داد (Carranza-Torres, 2000).

$$\frac{u_r}{u_r^{\max}} = \left(1 + \exp \left[\frac{-x/R}{1.10} \right] \right)^{-1.7} \quad (۲-۳۸)$$



شکل ۲-۱۷ پروفیل جابجایی شعاعی تونل بدون پوشش در فاصله x از جبهه کار تونل (Carranza-Torres, 2000)

با توجه به شکل، ماکزیمم جابجایی شعاعی تقریباً در فاصله هشت برابر شعاع تونل در پشت جبهه کار رخ می‌دهد و تغییر شکل شعاعی تقریباً در فاصله‌ای در حدود چهار برابر شعاع تونل در جلوی جبهه کار صفر می‌باشد و در جبهه کار نیز حدود ۳۰ درصد مقدار ماکزیمم است. بصورت ایده‌آل، برای طراحی تونل طبق روش همگرایی-همجواری باید LDP از داده‌های اندازه گیری شده به دست آید، وقتی که داده‌ای موجود نباشد می‌توان از مدل‌های عددی الاستو پلاستیک استفاده کرد.

۲-۵-۶ رسم منحنی مشخصه نگهداری (SCC)

منحنی مشخصه نگهداری توسط چهار پارامتر مشخص می‌شود (Oreste, 2003).

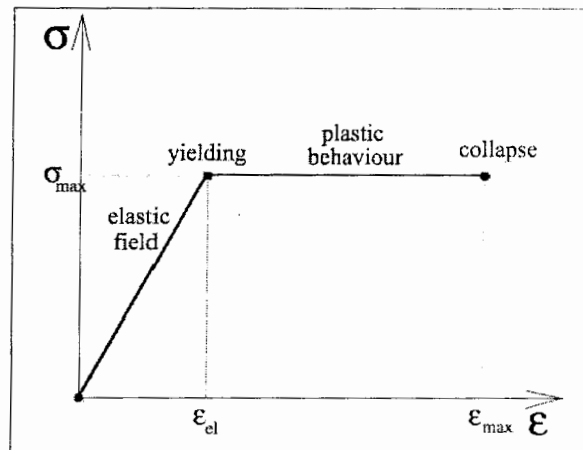
۱- سختی سیستم نگهداری K_s که در شرایط الاستیک برابر با نسبت بین فشار وارد شده توسط زمین و جابجایی پوشش تونل است.

۲- جابجایی اولیه دیواره تونل u_{in} که قبل از نصب پوشش ایجاد شده است.

۳- فشار P_{max} که باعث تسلیم نگهداری می‌شود.

۴- جابجایی حداکثر دیواره تونل u_{max} که شکست سیستم نگهداری می‌شود.

منحنی مشخصه نگهداری که در شکل ۲-۱۸ نشان داده شده است، رفتار الاستیک-پلاستیک کامل دارد. بنابراین نگهداری پس از رسیدن به حد تسلیم تغییر شکل یکنواختی تحت بار ثابت از خود نشان می‌دهد تا گسیختگی اتفاق افتد. بدیهی است که سختی نگهداری در شرایط پلاستیک صفر است (Oreste, 2003).



شکل ۲-۱۸ منحنی مشخصه نگهداری (Oreste, 2003)

۲-۵-۶-۱ ارزیابی کارآمدی سیستم نگهداری

یک نگهداری وقتی برای یک تونلی مناسب است که شرایط زیر را دارا باشد:

۱- فاکتور ایمنی آن در مورد گسیختگی بیشتر از یک مقدار مینیمم قابل قبول باشد.

$$F_s \geq F_{s,min}$$

۲- جابجایی دیواره‌ها در شرایط تعادل کمتر از حد مورد نظر در معیارهای طراحی تونل باشد.

$$u_{eq} \leq u_{lim}$$

فاکتور ایمنی در مورد گسیختگی بر اساس تست ارزیابی حداکثر کرنش اصلی برای مواد الاستیک-پلاستیک کامل می‌تواند به صورت زیر بیان شود (Oreste, 2003).

$$F_s = \frac{\varepsilon_{br}}{\varepsilon_{max}} \quad (۲-۳۹)$$

که در آن

ε_{br} : کرنش در حالت شکست نگهدارنده ε_{max} : حداکثر کرنش القاء شده به نگهدارنده

بهتر است که عملکرد دراز مدت نگهداری بعد از حالت الاستیک بررسی شود، چون که مصالحی مانند سیمان در میدان پلاستیک به علت رشد ترک‌ها، خواص مکانیکی آن کاهش می‌یابد. بنابراین قابل توجه است که برای اعمال رفتار پلاستیک پوشش، فاکتور ایمنی به بار اعمالی وابسته باشد و نه به جابجایی‌ها، پس خواهیم داشت (Oreste, 2003).

$$F_s = \frac{p_{max}}{p_{eq}} \quad (۲-۴۰)$$

که در آن بیشترین فشار قابل تحمل توسط سیستم نگهداری و فشار روی سیستم نگهداری در نقطه تعادل آن با زمین است.

۲-۵-۶-۲ رابطه بین سختی و فشار وارده بر پوشش بتنی تونل

برای پوشش بتنی نشان داده شده در شکل ۲-۱۹ می‌توان مقدار فشار وارده بر پوشش را طبق رابطه زیر تعیین کرد:

$$P_s = K_c \cdot \frac{u}{R} \quad (۲-۴۱)$$

که K_c سختی پوشش بتنی است که از رابطه زیر بدست می‌آید (فهیمی فر، ۱۳۷۶).

$$K_c = \frac{E_s [R^2 - (R-e)^2]}{(1+\nu_s)[(1-2\nu_s)R^2 + (R-e)^2]} \quad (۲-۴۲)$$

یا می‌توان سختی پوشش بتنی را از فرمول زیر محاسبه کرد.

$$K_c = K_{sm} + K_{sf}$$

که در آن K_{sf} و K_{sm} به ترتیب سختی نرمال و سختی خمشی هستند و طبق روابط زیر

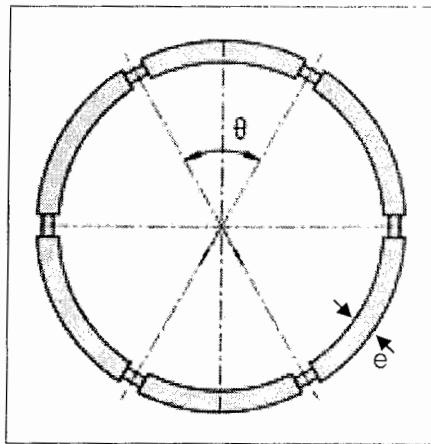
تعیین می‌شوند (Panet, 2001).

$$K_{sn} = \frac{E_s e}{1 - \nu_s^2 R} \quad (۴۳-۲)$$

$$K_{sf} = \frac{E_s I}{1 - \nu_s^2 R^3} \quad (۴۴-۲)$$

$I = \frac{e^3}{12}$ ممان اینرسی سطح بوده و برابر با e : ضخامت پوشش

E_s : مدول یانگ سیستم نگهداری ν_s : نسبت پواسون سیستم نگهداری



شکل ۲-۱۹ نمایی از پوشش بتنی سگمندی (Panet, 2001)

در مورد پوشش‌های سگمندی مقدار ممان اینرسی (I) باید بصورت زیر اصلاح شود (Panet, 2001 & Hefny, 2004).

$$I = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 \frac{e^3}{12} \quad \text{and} \quad n > 4 \quad (۴۵-۲)$$

که در آن $I_j = \alpha^3 e^3 / 12$ و n تعداد مفاصل در پوشش سگمندی و α میزان کاهش ممان اینرسی در محل مفاصل پوشش سگمندی است.

حداکثر فشار قابل تحمل برای پوشش‌های بتنی را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد (Carranza-Torres, 2000).

$$P_{\max} = \frac{1}{2} \sigma_{cc} \left[1 - \frac{(R-e)^2}{R^2} \right] \quad (۴۶-۲)$$

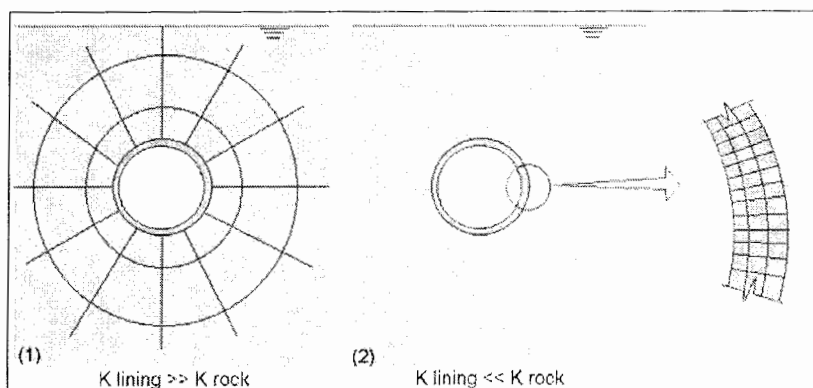
که در آن σ_{cc} مقاومت فشاری تک محوره بتن است.

۲-۶ فشار آب زیرزمینی

۲-۶-۱ مقدمه

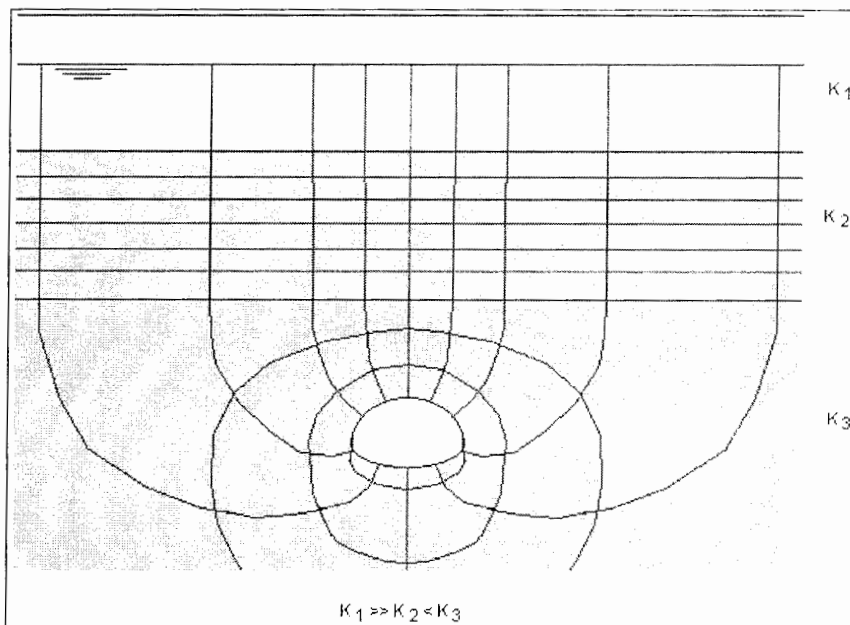
طبق قوانین استاتیکی فشار آب خارجی وارده بر روی پوشش تونل، فشار هیدرواستاتیک در نظر گرفته می‌شود. وجود آب منجر به وارد شدن نیروی شناوری بر پوشش می‌شود. به همین دلیل اگر فشار زمین (مجموع فشار قائم زمین و بار مرده) بزرگتر از نیروی شناوری باشد، تفاوت آنها به صورت فشار قائم زمین در کف تونل (عکس العمل بستر) اعمال می‌شود. ولی اگر نیروی شناوری بزرگتر از مجموع فشار قائم زمین و بار مرده باشد، تونل شناور خواهد شد (ITA, 2000).

بارهای وارد بر پوشش وابسته به ضریب نفوذ پذیری (K) پوشش تونل و توده سنگ در برگیرنده آن است. در حالتی که پوشش تونل ضریب نفوذ پذیری بالاتری نسبت به ضریب نفوذ پذیری توده سنگ دارد ($K_{\text{lining}} \gg K_{\text{rock}}$)، پوشش تقریباً نفوذ پذیر رفتار می‌کند و نیروی مستقیمی بر پوشش اعمال نمی‌شود و بار ناشی از آب زیرزمینی به واسطه اعمال نیروهای نفوذی بر روی توده سنگ فقط بطور غیر مستقیم بر روی پوشش اعمال می‌شود. ولی زمانی که پوشش تونل ضریب نفوذ پذیری پایین‌تری نسبت به ضریب نفوذ پذیری توده سنگ دارد ($K_{\text{lining}} \ll K_{\text{rock}}$)، پوشش نفوذ ناپذیر عمل کرده و باید کل فشار آبی که به سطح خارجی اعمال می‌شود، در محاسبات لحاظ شود (Bilfinger, 2000).



شکل ۲-۲۰ مقایسه بین پوشش‌های نفوذ ناپذیر و نفوذ پذیر (Bilfinger, 2000)

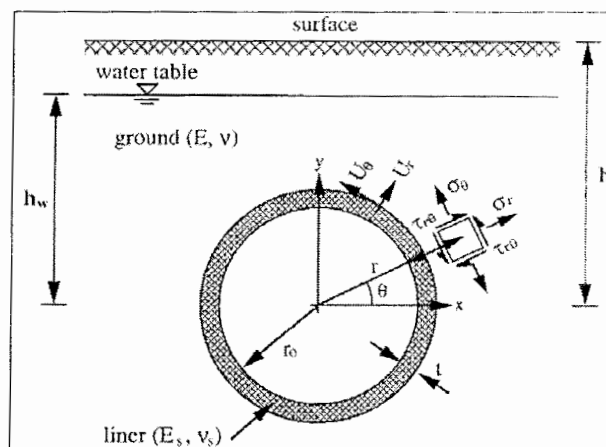
ضریب نفوذ پذیری بین لایه‌های زمین نیز همچنین می‌تواند اثر قابل توجهی بر بارهای روی پوشش داشته باشد. بطور مثال اگر تونل در زیر یک لایه نسبتاً نفوذ ناپذیر قرار داشته باشد، بخش قابل توجهی از نیروهای نفوذی ناشی از فشار آب درون این لایه پراکنده خواهند شد.



شکل ۲-۲۱ شبکه جریان برای لایه‌های زمین با نفوذ پذیری متفاوت (Bilfinger, 2000)

با توجه به شکل ۲-۲۱، نفوذ پذیری لایه ۲ (K_1) بزرگتر از نفوذ پذیری لایه ۲ (K_2) است. بنابراین تقریباً کل هد آب در لایه ۲ از بین رفته و لایه ۱ بصورت یک مخزن آب رفتار کرده و چون نفوذ پذیری لایه ۲ (K_2) کمتر از نفوذ پذیری لایه ۳ (K_3) است، افت بار در لایه ۲ متمرکز می‌شود. بنابراین کل فشار هد آب به تونل وارد نخواهد شد (Bilfinger, 2000).

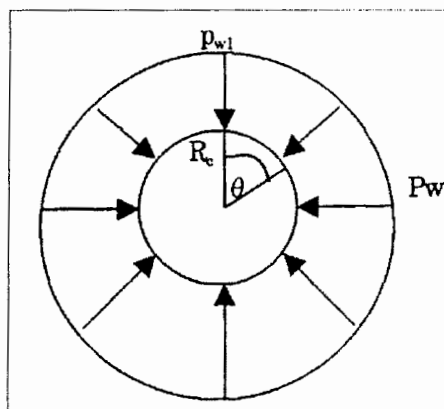
با توجه به موارد فوق، فشار آب زیرزمینی بر پوشش تونل با در نظر گرفتن میزان نفوذ پذیری پوشش و محیط اطراف تونل، در دو حالت پوشش نفوذ ناپذیر (در شرایط عدم استفاده از زهکش) و پوشش نفوذ پذیر (استفاده از زهکش) بررسی می‌شود.



شکل ۲-۲۲ نمایی از تونل پوشش شده واقع در زیر سطح ایستابی (Bobet, 2001)

۲-۶-۲ پوشش نفوذ ناپذیر

هرگاه در تونل‌های زیر سطح ایستابی از پوشش‌های فلزی استفاده شود یا پوشش کاملاً آب‌بند و نفوذ ناپذیر باشد، تمام ستون آب زیرزمینی بعنوان بار خارجی مطرح می‌شود (شکل ۲-۲۳) (ITA, 2000).



شکل ۲-۲۳ فشار هیدرواستاتیک آب زیرزمینی (ITA, 2000)

$$p_{w1} = \gamma_w \cdot H_w \quad (\text{فشار در تاج تونل}) \quad (۴۷-۲)$$

$$p_w = p_{w1} + \gamma_w \cdot R_c \cdot (1 - \cos \theta) \quad (۴۸-۲)$$

اگر ضخامت پوشش کمتر از یک هم شعاع تونل باشد ($t < 0.1 \cdot r$) تنش فشاری ناشی از فشار آب از رابطه زیر بدست می‌آید (USACE, 1997).

$$f_c = \frac{P \cdot r}{t} \quad (۴۹-۲)$$

اگر ضخامت پوشش بیشتر از یک هم شعاع تونل باشد ($t > 0.1 \cdot r$) رابطه تنش فشاری در پوشش بصورت زیر است (USACE, 1997).

$$f_c = \frac{P \cdot r_2^2}{(r_2^2 - r_1^2)} \quad (۵۰-۲)$$

P : فشار آب خارجی روی پوشش

f_c : تنش فشاری در پوشش

r : شعاع میانی پوشش

t : ضخامت پوشش

r_2 : شعاع خارجی پوشش

r_1 : شعاع داخلی پوشش

در این شرایط گشتاور و نیروی محوری ناشی از فشار آب بر پوشش از روابط زیر بدست می‌آید (Bobet, 2001):

$$T = -\frac{C + F}{C + F + (1 - \nu)CF} \gamma_w h_w r_o; \quad M = 0 \quad (51-2)$$

$$C = \frac{Er_o(1 - \nu_s^2)}{E_s A_s(1 - \nu^2)} \quad F = \frac{Er_o^3(1 - \nu_s^2)}{E_s I_s(1 - \nu^2)}$$

C : نسبت تراکم پذیری F : نسبت انعطاف پذیری

۳-۶-۲ پوشش نفوذ پذیر

جهت طراحی پوشش‌های نفوذ پذیر (مانند پوشش بتنی ترک خورده) که زیر سطح آب زیرزمینی قرار دارند، نباید کل ستون آب زیرزمینی در نظر گرفته شود. زمانی که پوشش نفوذ پذیر باشد، آب زیرزمینی در جریان خواهد بود و تمام ستون آب زیرزمینی به عنوان بار خارجی در طراحی پوشش مطرح نمی‌گردد. (دهقانیان، ۱۳۸۲)

رابطه فشار منفذی توزیع شده در اطراف تونل که توسط Harr, 1962 ارائه شده است (Bobet, 2001):

$$u = \gamma_w (h_w - r \sin \theta) - \gamma_w (h_w - r_o \sin \theta) \cdot \frac{\ln \left[1 + \frac{4h_w}{r} \left(\frac{h_w}{r} - \sin \theta \right) \right]}{\ln \left[1 + \frac{4h_w}{r_o} \left(\frac{h_w}{r_o} - \sin \theta \right) \right]} \quad (52-2)$$

طبق نظریه Pinto and Bouvard, 1969 با فرض یک جریان شعاعی در اطراف تونل در شرایط استفاده از زهکش (پوشش نفوذ پذیر) فشار آب منفذی به صورت زیر است (Bobet, 2001):

$$u = \gamma_w h_w \left(1 - \frac{\ln \frac{R}{r}}{\ln \frac{R}{r_o}} \right) \quad (53-2)$$

u : فشار آب منفذی

r : شعاع تا نقطه مورد نظر (شکل ۲-۱۸) r : شعاع داخلی تونل

در سال 1986 Schleiss یک مقدار تقریبی برای R (فاصله شعاعی دلخواه تا جایی که فشارهای منفذی محصور می‌شوند) معرفی کرد که فاصله قائم میان تونل و تراز آب زیرزمینی است ($R = h_{ii}$) (Bobet, 2001).

پارامترهای مورد استفاده در روابط فوق در شکل ۲-۲۲ نشان داده شده است.

همانطور که بیان شد، علاوه نوع پوشش محیط اطراف تونل نیز در افت ستون آب زیرزمینی تاثیر زیادی داشته به صورتی که اگر محیط دارای نفوذ پذیری بالایی باشد، مقدار ستون آب وارد بر پوشش به مقدار ستون آب زیرزمینی نزدیک خواهد شد و بالعکس. بر این اساس محیط اطراف تونل را می‌توان همانطور که در شکل ۲-۲۴ نمایان است به سه قسمت تقسیم نموده که عبارتند از:

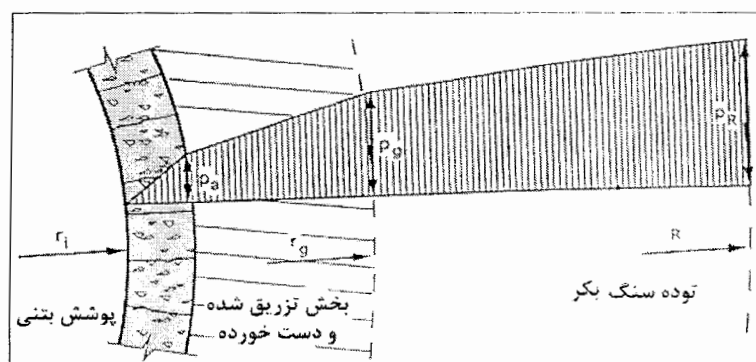
- پوشش تونل

- توده سنگ دست خورده در اثر حفاری، انفجار و یا بخش تزریق شده در اطراف تونل

- توده سنگ دست نخورده

میزان نفوذ پذیری پوشش بتنی ترک خورده (پوشش نفوذ پذیر) به دو مقدار نفوذ پذیری بتن ترک خورده (معمولاً کمتر از $10^{-8} m/s$ است) و نفوذ پذیری ترک‌های ایجاد شده در بتن، بستگی دارد. نفوذ پذیری توده سنگ اطراف تونل تابعی از وضعیت فیزیکی آن می‌باشد، که این مقدار با انجام تزریق تحکیمی کاهش یافته و حداقل به میزان $10^{-7} m/s$ خواهد رسید. شعاع افت تاثیر (R)، تابع نفوذ پذیری زمین و پوشش می‌باشد و به صورت زیر است (دهقانیان، ۱۳۸۲).

$$\begin{cases} k_r \leq k_c \Rightarrow R = 10 \cdot r_a \\ k_r \geq 100 \cdot k_c \Rightarrow R = 100 \cdot r_a \end{cases} \quad (۲-۵۴)$$



شکل ۲-۲۴ نفوذ آب از توده سنگ به درون پوشش ترک خورده تونل (دهقانیان، ۱۳۸۲)

فشار آب زیرزمینی پس از عبور از فضا‌های مختلف (شکل ۲-۲۴) افت‌های زیادی را خواهد داشت، که در نهایت فشار اعمال شده بر پشت پوشش بتنی از روابط زیر بدست می‌آید (دهقانیان، ۱۳۸۲).

الف) در شرایطی که محیط اطراف تونل بکر نبوده و تزریق شده باشد.

$$P_a / (\rho_w \cdot g) = \frac{C_1 \cdot b}{(C_2 + C_3) / C_2 (C_1 + C_2) - C_2} \quad (۵۵-۲)$$

ب) در شرایطی که در محیط اطراف تونل بکر باشد.

$$P_a / (\rho_w \cdot g) = \frac{C_1 \cdot b}{C_1 + C_3} \quad (۵۶-۲)$$

در روابط فوق:

$$C_1 = \frac{2\pi k_r}{\ln \left[\frac{b}{r_g} \cdot (1 + \sqrt{1 - r_g^2 / b^2}) \right]} \quad C_2 = \frac{2\pi k_g}{\ln(r_g / r_a)} \quad C_3 = C_{31} + C_{32} + C_{33}$$

$$C_{31} = \frac{2\pi k_c}{\ln(r_a / r_i)} \quad C_{33} = \frac{n(2a_2)^3 g}{12v_w \cdot (r_a - r_i)} \quad C_{32} = \frac{2\pi r_i (2a_1)^3 g}{12v_w \cdot (r_a - r_i) d}$$

P_a : فشار آب خارجی روی پوشش بتنی

b : عمق تراز آب زیرزمینی

k_r : نفوذپذیری توده سنگ

k_c : نفوذپذیری بتن

k_g : نفوذپذیری بخش دست خورده یا تزریق شده

ρ_w : جرم حجمی آب

r_g : شعاع بخش دست خورده یا تزریق شده

r_i : شعاع داخلی تونل

R : شعاع افت تاثیر

r_a : شعاع خارجی تونل

d : فاصله ترک‌های شعاعی

n : تعداد ترک طولی

$2a_1$: عرض ترک‌های شعاعی

$2a_2$: عرض ترک‌های طولی

v_w : ضریب گرانروی سینماتیکی آب

g : شتاب ثقل زمین

۲-۷ بار مرده

بار مرده مانند وزن پوشش، بار عمودی است که در امتداد مرکز ثقل سطح مقطع پوشش تونل

وارد می‌شود و با استفاده از روابط زیر بدست می‌آید (ITA, 2000).

$$P_g = \frac{W}{2\pi R_c} = \gamma_c t \quad (۵۷-۲)$$

P_g : بار مرده R_c : شعاع میانی پوشش γ_c : وزن مخصوص بتن
 W : وزن پوشش در هر متر در امتداد طولی t : ضخامت پوشش

۲-۸ سربار

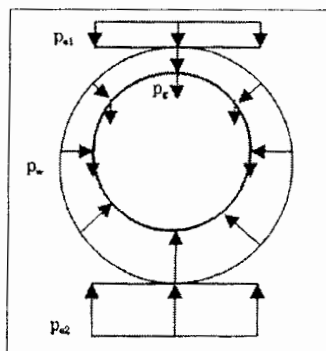
سربار فشار اعمالی از زمین بر پوشش را افزایش می‌دهد. این فشارها در تونل‌های کم عمق شهری، قابل توجه می‌باشند ولی در تونل‌های عمیق می‌توان از آن صرف نظر کرد. از این نوع بارها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد (ITA, 2000):

- بارهای ناشی از رفت و آمدهای جاده‌ای
- بارهای ناشی از رفت و آمدهای ریلی
- بارهای ناشی از وزن ساختمان‌ها و ...

۲-۹ عکس العمل بستر زمین

هنگام محاسبه نیروهای وارده بر پوشش^۱، باید دامنه اعمال، مقدار و جهت عکس العمل بستر مشخص شود. نیروی عکس العمل بستر را می‌توان به دو گونه زیر تقسیم کرد (ITA, 2000).
 الف) عکس العمل بستر مستقل از جابجایی زمین مانند P_{e2} در شکل ۲-۲۵ که می‌توان آن را بصورت زیر بیان کرد.

$$P_{e2} = P_{e1} + \frac{W}{2R_c} - \frac{\pi R_c^2 \gamma_w}{2R_c} = P_{e1} + \pi P_g - \pi R_c \gamma_w / 2 \quad (۵۸-۲)$$



شکل ۲-۲۵ عکس العمل بستر مستقل از جابجایی زمین P_{e2} (ITA, 2000)

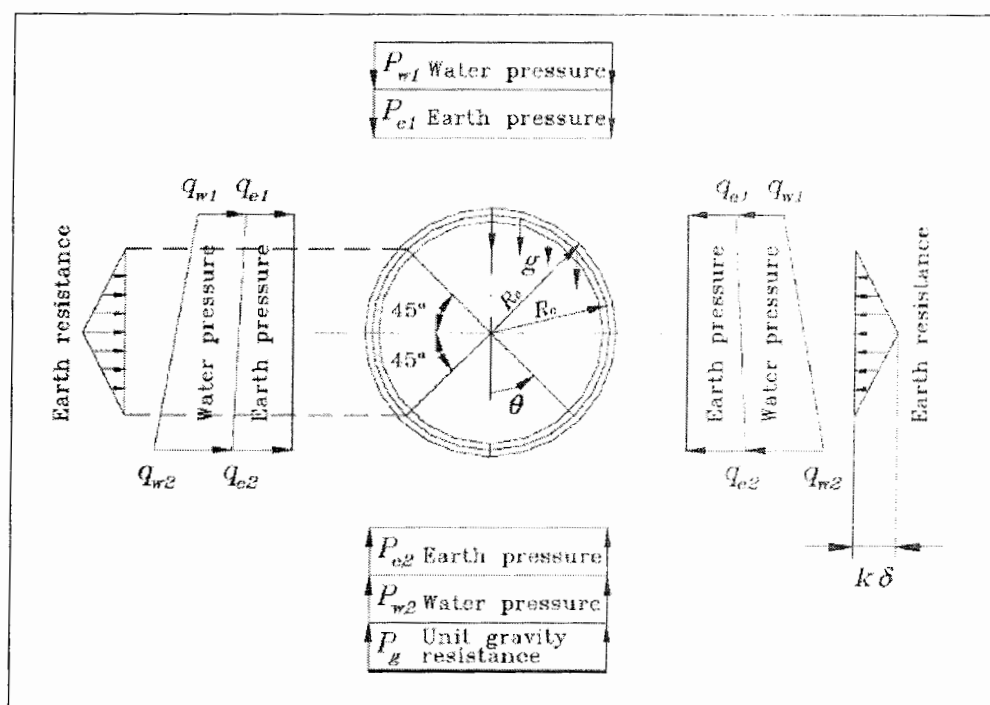
^۱ Member forces

ب) عکس‌العمل وابسته به جابجایی زمین، که این عکس‌العمل بستر از نوع انفعالی بوده یعنی تا زمانی که پوشش تحت بار وارده تغییر شکل ندهد این عکس‌العمل بر پوشش وارد نخواهد شد و در واقع فشار مقاوم زمین در برابر تغییر شکل پوشش است. مقدار تقریبی این فشار وابسته به صلیبیت زمین و ابعاد (شعاع) پوشش است. عکس‌العمل بستر از ضریب عکس‌العمل بستر K_s و جابجایی‌های پوشش حاصل می‌شود که با توجه به سختی زمین و پوشش روی آن تصمیم‌گیری می‌شود. سختی پوشش‌های سگمنتی به سختی سگمنت‌ها، تعداد و نوع مفاصل (درز سگمنت) بستگی دارد (Ding, 2004).

در شکل ۲-۲۶ عکس‌العمل بستر به صورت توزیع مثلی در دیواره عمل می‌کند که مقدار آن را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد (Ding, 2004).

$$q_k = k_s \cdot \delta \quad (۵۹-۲)$$

$$\delta = \frac{[2(P_{e1} + P_{w1}) - (q_{e1} + q_{w1}) - (q_{e2} + q_{w2}) + \pi g] R_c^4}{24(EI + 0.045k_s R_c^4)} \quad (۶۰-۲)$$



شکل ۲-۲۶ نمای از عکس‌العمل بستر وابسته به جابجایی زمین (Yao, 2006)

۲-۱۰ بارهای اعمال شده از داخل تونل

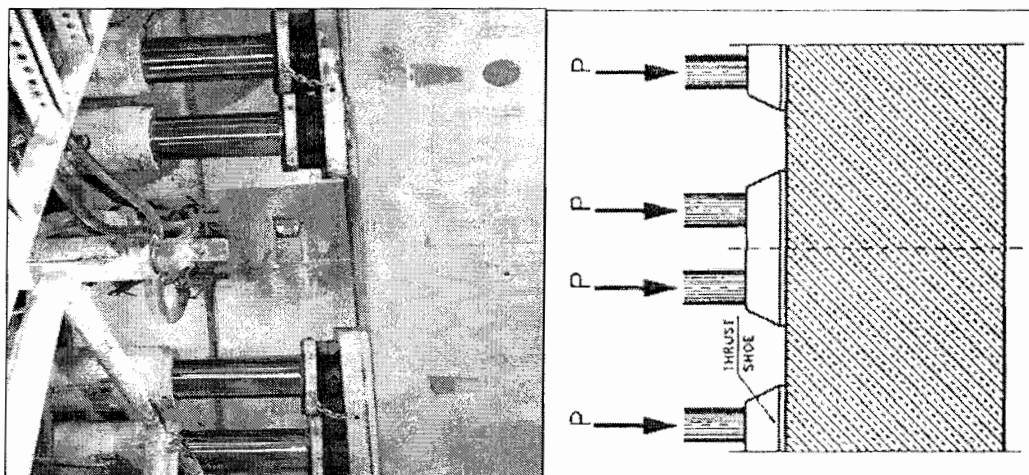
بارهای حاصل از تاسیسات آویزان از سقف تونل یا بارگذاری ناشی از فشار داخلی آب، باید در طراحی لحاظ شود (ITA, 2000).

۲-۱۱ بارهای ناشی از عملیات اجرا

بارهایی روی پوشش در طول مرحله اجرا بر روی پوشش‌های سگمندی وارد می‌شود عبارت است از (ITA, 2000):

۲-۱۱-۱ نیروی فشاری جک‌های سیر

نیروی رانش جک‌های شیلد در مورد تونل‌هایی که با این تکنولوژی حفر می‌شوند، باید مورد توجه قرار گیرد. وقتی سگمنت‌ها ساخته می‌شوند، باید مقاومت آنها در برابر نیروی رانش جک‌های شیلد آزمایش شود (شکل ۲-۲۷).

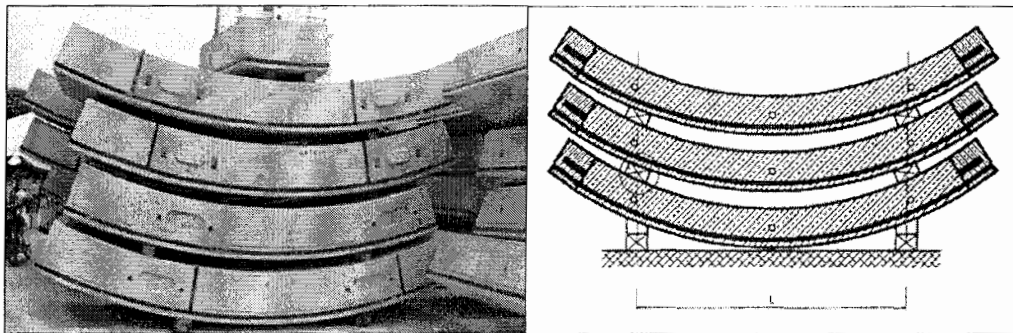


شکل ۲-۲۷ نمایی از اعمال فشار جک‌های شیلد (ITA, 2000)

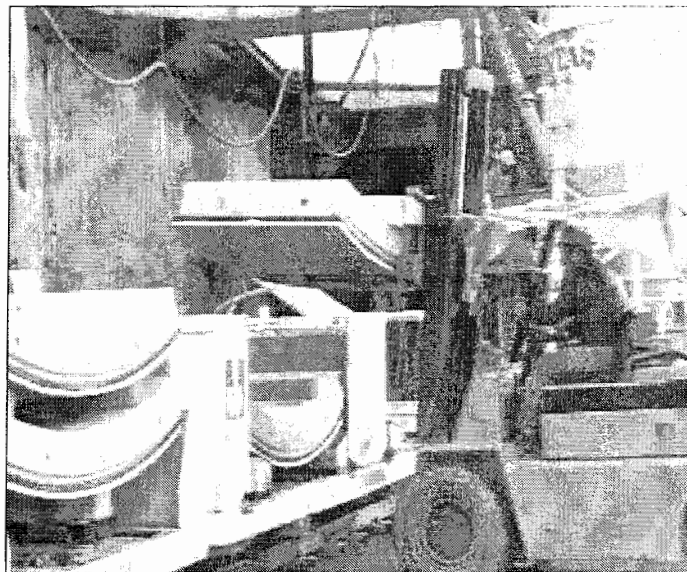
۲-۱۱-۲ بارهای ناشی از حمل سگمنت و ذخیره سازی در دپو

پس از گذشت دو یا سه روز از ساخت، سگمنت باید برداشته، چرخانده، حمل و در محل دپو ذخیره گردد. محاسبات مربوطه باید با در نظر گرفتن وسیله حمل، محدودیت‌های حمل و ذخیره سازی و با توجه به مقاومت کسب شده در عمر بتن انجام شود. شرایط حمل (ضریب ضربه

دینامیکی در اثر حمل از دیو) و ذخیره سازی در سایت (شرایط دیو، ابزار حمل) می‌بایست در طراحی لحاظ شود (شکل ۲-۲۸ و شکل ۲-۲۹).



شکل ۲-۲۸ ذخیره سازی سگمنت در دیو (ITA, 2000)



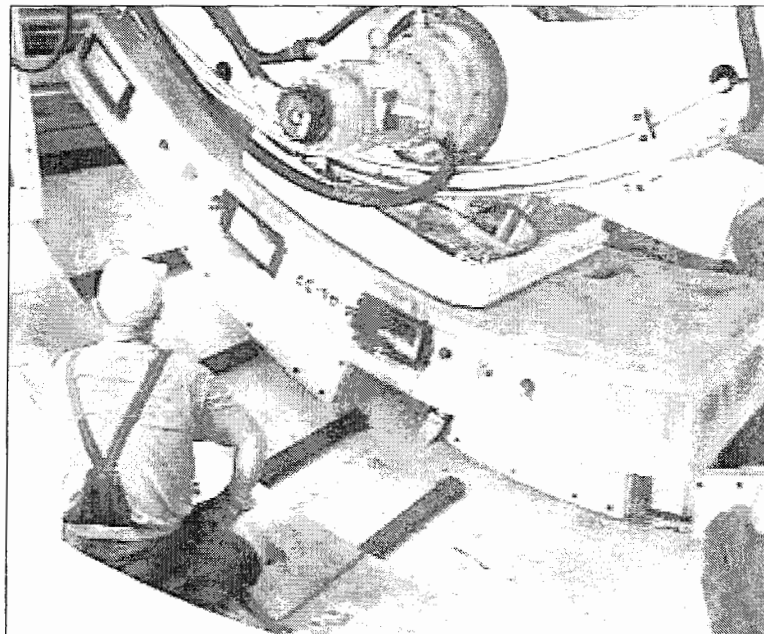
شکل ۲-۲۹ حمل سگمنت‌ها

۲-۱۱-۳ انتقال به داخل تونل و نصب

حمل به داخل تونل (ضرایب دینامیکی، حمل از دیو) و شرایط نصب (وضعیت بلند کننده سگمنت، موقعیت سیلندرهای اعمال نیروی محوری، نیروی ناشی از بلند کردن و نصب، ابعاد کفشک سیلندرهای اعمال کننده نیروی محوری، خروج از محوریت بار) می‌بایست در نظر گرفته شود (شکل ۲-۳۰ و شکل ۲-۳۱).



شکل ۲-۳۰ انتقال سگمنت به داخل تونل



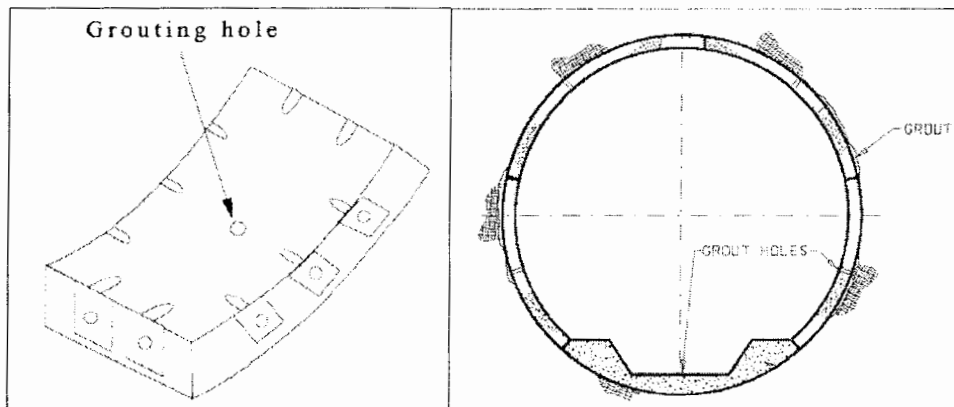
شکل ۲-۳۱ بار اعمال شده در اثر عملکرد نصب کننده سگمنت

۲-۱۱-۴ فشار تزریق دوغاب پرکننده پشت سگمنت‌ها

تزریق تماسی^۱ که برای پر کردن حفرات خالی بین پوشش تونل و زمین اطراف و نتیجتاً تماس بهتر بین آنها بکار می‌رود (Bickel, 1996). محل تزریق تماسی در سگمنت‌های بتنی از قبل در هنگام ساخت سگمنت در نظر گرفته می‌شود. در اجرای پوشش‌های سگمندی، پس از

^۱ Contact Grouting

نصب کامل رینگ فضای خالی بین سگمنت و جداره حفاری توسط شن نخودی از طریق محل‌های تزریق به صورت پنوماتیکی پر می‌شود. همگام با نصب رینگ در داخل تونل، بارگذاری نیز بر روی آن انجام می‌گیرد که این امر منجر به تغییر مکان و حرکت رینگ خواهد شد. در این حالت گراول نخودی با جلوگیری از این حرکت، کمک نموده تا رینگ مزبور در محل خود پایدار بماند. و پس از مدت زمانی با استفاده از دوغاب سیمان، فضاهای خالی باقیمانده میان شن نخودی پر می‌شود (شکل ۲-۳۲) (Raymond, 1996).



شکل ۲-۳۲ نمایی از محل تزریق در سگمنت (Koyama, 2005)

معمولاً فشار تزریق تماسی به $1-3 \text{ Kg/cm}^2$ محدود می‌شود ولی از آنجا که در چند نقطه خاص انجام می‌شود باید اثر موضعی آن بر نیروهای داخلی ایجاد شده در تونل بررسی شود.

۲-۱۲ اثر زلزله

به علت سختی کم پوشش تونل نسبت به توده اطراف، تونل در مقابل نیروی زلزله مقاومت زیادی نمی‌کند و همراه با محیط اطراف جابجا می‌شود. در هنگام تعیین ضرایب اطمینان طراحی، با توجه به شرایط زمین شناسی منطقه (لرزه خیزی، وجود گسل‌های فعال و ...) اثر زلزله به نحوی اعمال می‌شود. برای طراحی لرزه‌ای روش‌هایی از قبیل آنالیز شبه استاتیکی (مانند روش تغییر شکل لرزه‌ای، روش ضریب زلزله) یا آنالیزهای دینامیکی باید بکار رود. معمولاً برای بررسی اثر زلزله روی تونل‌ها، روش تغییر شکل لرزه‌ای بکار می‌رود (ITA, 2000).

۲-۱۳ بارهای دیگر

در صورت لزوم اثر تونل‌های مجاور و یا اثر نشست‌های نامتقارن و ... بایستی بررسی شود.

۲-۱۴ تعیین نیروهای وارده بر پوشش سگمندی

در تحلیل و محاسبه نیروهای ایجاد شده در پوشش تونل (Member forces) روش‌ها و مدل‌های متنوعی وجود دارد که در شکل ۲-۳۳ نشان داده شده است. به منظور طراحی پوشش تونل‌ها باید نیروهای وارده به پوشش در اثر بارگذاری‌هایی که در بخش‌های قبلی بیان شده است، تعیین شود (ITA, 2000).

۲-۱۴-۱ روش تیر بر بستر الاستیک

نظر به این که رینگ پوشش‌های سگمندی به علت وجود مفاصل‌ها (درز سگمنت)، ساختار یکپارچه‌ای ندارند، اثر مفاصل بر روی نیروهای درگیر داخلی پوشش و جابجایی‌ها باید به صورت صحیح در طراحی پوشش تونل مورد توجه قرار گیرد. روش رینگ دایره‌ای (تیر) بر بستر الاستیک به مراتب تطابق بیشتری با اهداف طراحی پوشش‌های سگمندی دارد. این روش همچنین می‌تواند بر مبنای رفتار درزهای سگمنت‌های بتنی به حالات طبقه بندی شود (Lee, 2001).

۱- سختی رینگ دایره‌ای در سراسر پوشش یکنواخت فرض شده است و کاهش سختی به دلیل حضور مفاصل (درزهای سگمنت) نادیده گرفته می‌شود.

۲- کاهش سختی به علت وجود اتصال با اعمال فاکتور کاهش ۱۷ به سختی پوشش پوسته در نظر گرفته می‌شود.

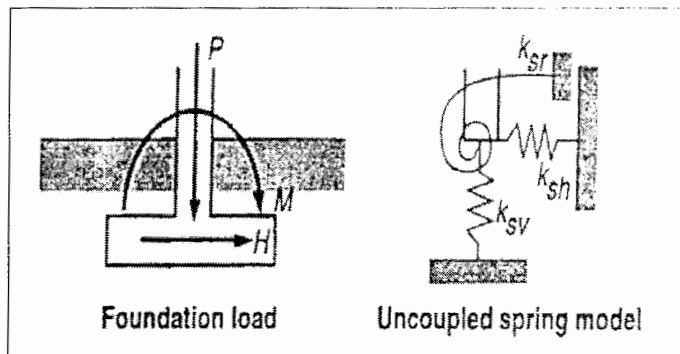
۳- رینگ پوشش بصورت یک حلقه بند بند (مفصل شده) فرض شده و سختی مفاصل‌ها نادیده گرفته می‌شود و مفاصل به صورت یک لولاهای کامل در نظر گرفته می‌شوند.

۴- مانند حالت سوم (۳) بوده با این تفاوت که سختی اتصالات در نظر گرفته شده و مفاصل به صورت لولاهای الاستیک با سختی ثابت مدل می‌شوند.

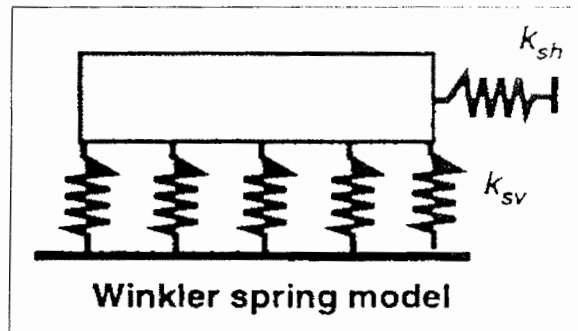
روش (۱) ساده تر بوده ولی ممکن است به خطاهای زیادی منجر شود. روش (۲) با اینکه منطقی تر است اما مقدار ۱۷ فقط می‌تواند به طور کیفی توسط روابط تجربی برای شرایط زمین شناسی مختلف بیان شود. روش آخر کامل تر به نظر می‌رسد و می‌تواند برای بررسی تاثیرات سختی بر نیروهای داخلی و جابجایی‌ها با فشارهای مقاوم زمین مختلف برای شبیه سازی شرایط مختلف واکنش زمین به کار رود (Lee, 2001).

۲-۱۴-۲ مدل تیر-فنر (Beam - Spring Model)

اگر بارهای وارد بر یک پی بصورت شکل ۲-۳۴ شامل بار عمودی P و بار جانبی H و ممان M باشد، عکس‌العمل زمین را می‌توان به صورت دو فنر انتقالی و یک فنر چرخشی نشان داد که هر کدام با یک سختی الاستیک خطی مشخص می‌شوند. در این حالت می‌توان برای فنرهای انتقالی از مدل فنرهای الاستیک وینکلر طبق شکل ۲-۳۵ استفاده کرد (NIBS, 2004).

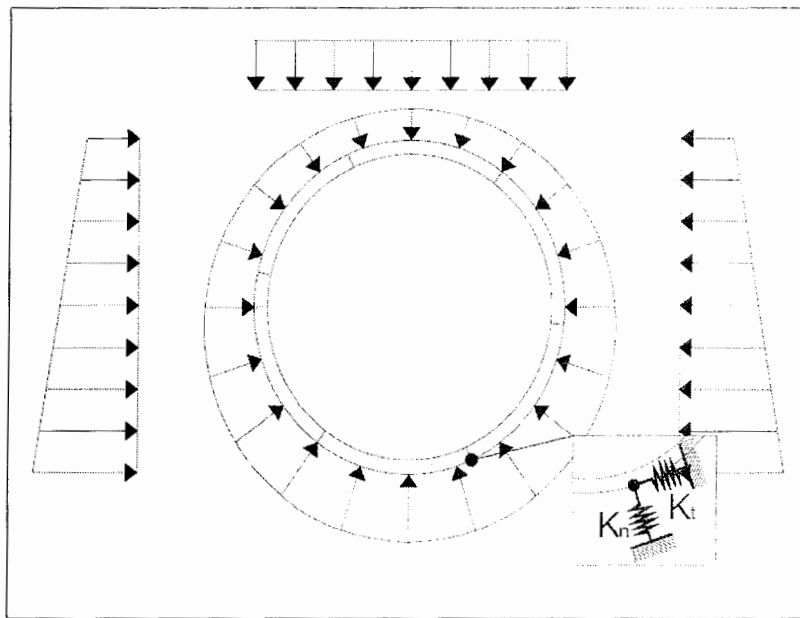


شکل ۲-۳۴ بارهای وارد بر یک پی و فنرهای نشان دهنده زمین (NIBS, 2004)

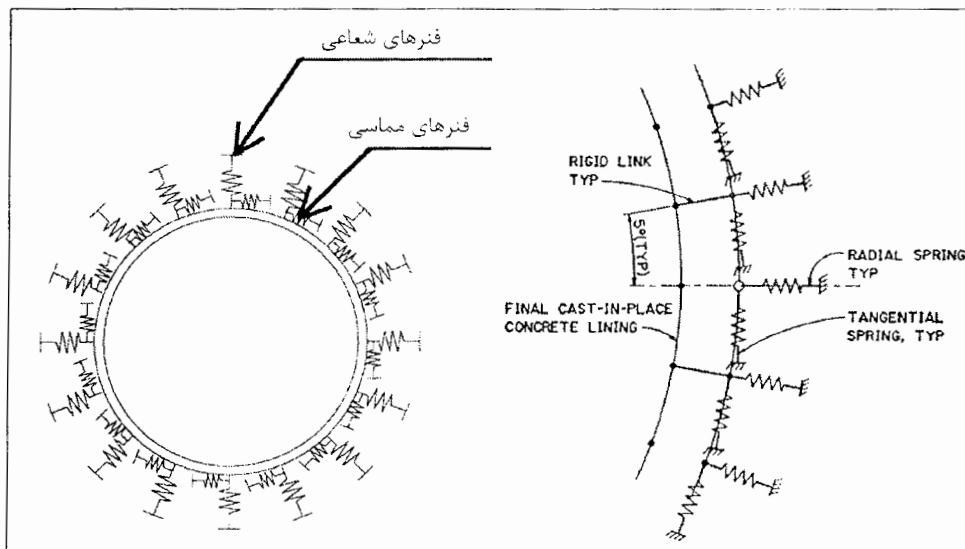


شکل ۲-۳۵ مدل فنرهای الاستیک وینکلر (NIBS, 2004)

جهت استفاده از این مدل برای پوشش تونل می‌توان رینگ پوشش بعنوان یک حلقه محبوس شده (تیر-ستون) و اندرکنش پوشش با زمین اطراف را فنرهای الاستیک وینکلر با طول‌های مساوی فرض نمود (شکل‌های ۳-۳۶ و ۳-۳۷) (ASCE, 1989).

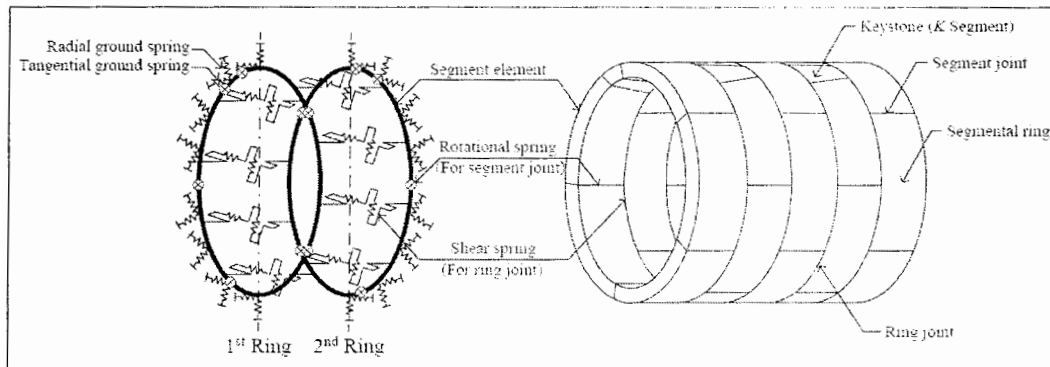


شکل ۲-۳۶ نمایی از مدل تیر-فنر پوشش تونل تحت بارگذاری (Plizzari, 2006)



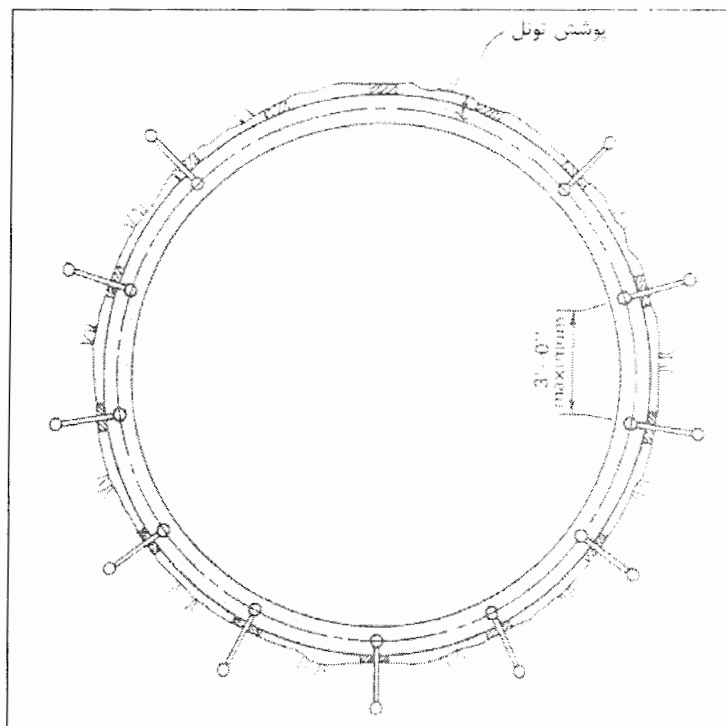
شکل ۲-۳۷ نمایی از مولفه شعاعی و مماسی فنرها در مدل تیر-فنر (USACE, 1997)

اگر دو رینگ متوالی از پوشش سگمنتی را در نظر بگیریم این مدل به صورت شکل ۲-۳۸ خواهد بود که علاوه بر فنرهای شعاعی و مماسی، برای نشان دادن درزهای شعاعی سگمنت (درز سگمنت) از فنرهای چرخشی و برای نشان دادن درزهای پیرامونی سگمنت (درز رینگ) از فنرهای برشی استفاده می‌شود (Sramoon).



شکل ۲-۳۸ نمایی از مدل تیر-فنر برای دو رینگ پوشش سگمنتی (Sramoon)

رینگ پوشش برای این که به خوبی گشتاور و نیروی محوری اعمال شده بر روی المان‌ها را نشان دهد، باید به زوایای ۱۵ درجه و یا کمتر تقسیم شود. به عبارت دیگر توصیه می‌شود که حداقل تعداد فنرها بین ۱۲ تا ۳۰ عدد یا حداکثر فاصله فنرها از یکدیگر ۳ فوت باشد (شکل ۲-۳۹) (ASCE, 1989).



شکل ۲-۳۹ آرایش عمومی فنرها (ASCE, 1989)

۲-۱۴-۱ سختی فنرهای محوری

مشخصه مکانیکی فنرها که همان سختی فنر است، با توجه به شکل ۲-۳۵ سختی فنر محوری K_{SV} به صورت زیر بدست می‌آید (NIBS, 2004).

$$K = \frac{(0.5-2) \cdot E \cdot A}{L} \quad (۶۱-۲)$$

برای سختی فنر محوری مقدار (0.5-2)، بستگی به برهم کنش غیرخطی زمین و پی (پوشش تونل) دارد که بهترین پیشنهاد برای آن مقدار ۱ یا ۱/۵ است (NIBS, 2004). پس خواهیم داشت.

$$K = \frac{E \cdot A}{L} \left[\frac{N}{m} \right] \quad (۶۲-۲)$$

E : مدول الاستیک فنر A : سطح مقطع فنر L : طول

با توجه به شکل ۲-۴۰ با فرض تساوی تغییر شکل فنر با تغییر شکل در توده سنگ، در این صورت خواهیم داشت (ASCE, 1989).

$$\Delta R = \frac{P \cdot R \cdot (1 + \nu_r)}{E_r} \quad (۶۳-۲)$$

$$P = \frac{F}{R \cdot \phi \cdot b} = \frac{F}{S \cdot b} \quad (۶۴-۲)$$

$$\Delta R = \frac{F \cdot (1 + \nu_r)}{E_r \cdot b \cdot \phi} \quad (۶۵-۲)$$

با فرض طول L برای فنر خواهیم داشت.

$$\Delta L = \frac{F \cdot L}{A_s \cdot E_s} = \Delta R \Rightarrow \frac{F \cdot L}{A_s \cdot E_s} = \frac{F \cdot (1 + \nu_r)}{E_r \cdot b \cdot \phi} \quad (۶۶-۲)$$

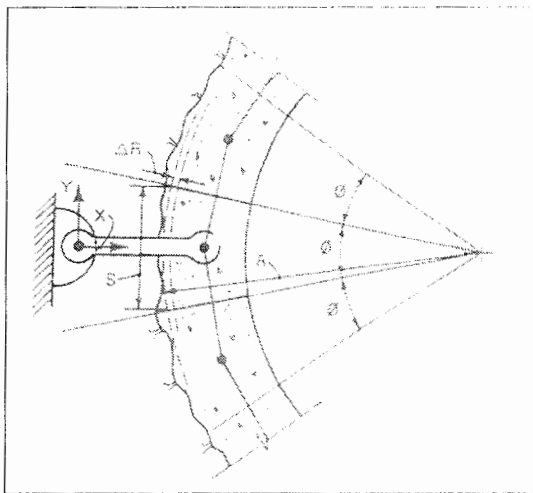
$$A_s = \frac{E_r \cdot b \cdot \phi \cdot L}{E_s \cdot (1 + \nu_r)} \quad (۶۷-۲)$$

با قرار دادن رابطه ۶۷-۲ در رابطه ۶۲-۲ سختی محوری فنر بصورت زیر بدست می‌آید.

$$K = \frac{E_r}{(1 + \nu_r) \cdot R_c} \times S \times b = k_s \times S \times b \quad (۶۸-۲)$$

ΔR : تغییر شکل در زمین b : طول رینگ به موازات محور تونل F : نیرو در فنرها
 E_s : مدول الاستیسیته فنر E_r : مدول الاستیسیته سنگ ΔL : تغییر شکل فنر

ν_r : ضریب پواسون سنگ P : فشار در سطح سنگ k_s : ضریب عکس العمل زمین
 $S = R \cdot \phi$: طول قوسی که توسط یک فنر نگهداری می‌شود A_s : مساحت مقطع فنر
 $R \cdot \phi \cdot b$: قسمتی از مساحت تونل که بر آن نیرو اعمال می‌شود



شکل ۲-۴۰ آرایش یک فنر برای شبیه سازی مقاومت انفعالی در دیواره تونل (ASCE, 1989)

در شرایط مختلف زمین، ضریب عکس العمل زمین k_s مطابق جدول ۲-۳ می‌باشد (Kumar, 1990).

جدول ۲-۳ ضرایب عکس العمل زمین (Kumar, 1990)

ضریب عکس العمل زمین k_s	وضعیت توده سنگ
$k_s = \frac{E_r}{(1 + \nu_r) \cdot R_c}$	توده سنگ ایزوتروپ، هموزن
$k_s = \frac{E_r}{(1 + \nu_r) \cdot R_c \cdot [1 + (1 - \nu_r) \cdot \ln(b/c)]}$	توده سنگ ایزوتروپ به علت کافی نبودن پوشان سنگ تا شعاع b ترک برداشته است
$k_s = \frac{E_{\min} \cdot RF}{(1 - \nu_r) \cdot R_c}$	توده سنگ آنیزوتروپ
$k_s = \frac{E_{\min}}{(1 + \nu_r) \cdot R_c \cdot [1/RF + (1 - \nu_r) \cdot \ln(b/c)]}$	توده سنگ آنیزوتروپ که به علت کافی نبودن پوشان سنگ تا شعاع b ترک برداشته است (با فرض عدم وجود فشار آب در ترک‌ها)

ν_r : مدول الاستیسیته سنگ

E_r : مدول الاستیسیته سنگ

RF : فاکتور کاهش

R_c : شعاع میانی پوشش^۱

^۱ axe

در این مدل فرض می‌شود که فنرهای مماسی در حالت‌های کششی و فشاری رفتار الاستیک از خود نشان می‌دهد و فنرهای شعاعی فقط در حالت فشاری عمل می‌کنند. از آنجایی که فنرهای مماسی اصطکاک بین پوشش و زمین را مدل می‌کند، با فرض اینکه مولفه مماسی بوسیله سنگ حمل می‌شود، می‌توان آنها را از مدل حذف نمود (ASCE, 1989).

۲-۲-۱۴-۲ سختی فنرهای چرخشی

برای تعیین سختی فنرهای چرخشی که درز طولی (شعاعی) سگمنت را مدل می‌کند، معمولاً از فرمول (Janssen (1983) که بر مبنای تحقیق Leonhardt and Reimann (1966) برای مقاومت در برابر پیچش و خمش مفصل‌های بتنی است، استفاده می‌شود. از زمانیکه درزهای سگمنت بطور کامل فشرده می‌شوند، سختی چرخشی k_{θ} ثابت مانده و می‌تواند بصورت زیر بیان شود که به E مدول یانگ و b عرض ناحیه تماس وابسته است (Klappers, 2006).

$$k_{\theta} = \frac{E \cdot b^2}{12} \quad (۶۹-۲)$$

همچنین می‌توان سختی چرخشی به صورت لنگر خمشی در واحد طول به ازاء ایجاد چرخش زاویه‌ای واحد در طول مفصل سگمنت تعریف کرد (Okano, 2001 & Lee, 2001).

$$k_{\theta} = \frac{E \cdot I}{L} = \frac{E \cdot I}{R \cdot \theta} \xrightarrow{\theta=1} k_{\theta} = \frac{E \cdot I}{R} \quad (۷۰-۲)$$

E : مدول الاستیسیته پوشش R : شعاع میانی پوشش I : ممان اینرسی سطح

۲-۱۵ طراحی سازه‌های پوشش بتنی تونل

مشخصه مهم هر عضو سازه‌ای، مقاومت واقعی آن می‌باشد. این مقاومت یا ظرفیت باربری باید طوری باشد که با یک حاشیه ایمنی مناسب، عضو بدون هیچگونه آثار خرابی یا گسیختگی در برابر بارهای وارده در طول عمر سازه مقاومت نماید (طاحونی، ۱۳۷۰).

۲-۱۵-۱ طراحی به روش مقاومت نهایی

در طراحی سازه‌ای به روش مقاومت نهایی^۱ ابتدا باید نیروهای داخلی مانند لنگر خمشی، نیروی محوری، نیروی برشی و در مقاطع مختلف سازه براساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات مختلف بارهای نهایی تعیین شود. برای تحلیل سازه به کمک روشهای الاستیک معمول، بارهای بهره برداری^۲ یا بارهای بدون ضریب در شرایط تشدید بار ضرب می‌شوند و سپس سازه در مقابل این بارها که به بارهای نهایی یا بارهای ضریب‌دار معروفند، تحلیل می‌شود (طاحونی، ۱۳۷۰).

در جدول ۲-۴ نمونه از ضرایب ترکیب بار برای تحلیل و طراحی پوشش بتن مسلح تونل‌های آب که توسط راهنمای مهندسی تونل و چاه ارتش ایالات متحده (EM 1110-2-2901 U.S. Army Corps of Engineers) ارائه شده است، نشان داده شده است (USACE, 1997).

جدول ۲-۴ ضرایب ترکیب بار برای پوشش‌های بتن مسلح تونل آب (USACE, 1997)

Load	1	2	3	4
Dead load	1.3	1.1	1.1	1.1
Rock load	1.4	1.2	1.4	1.2
Hydrostatic operational	1.4	-	-	-
Hydrostatic transient	-	1.1	-	-
Hydrostatic external	-	-	1.4	1.4
Live load				1.4

پس از تحلیل سازه و تعیین نیروهای داخلی نهایی یا ضریب دار شامل لنگر خمشی M_u ، نیروی محوری P_u و نیروی برشی V_u نوبت به محاسبه ظرفیت نهایی مقطع می‌رسد که آن را با اندیس r نشان می‌دهیم (V_u, P_u, M_u) . به همین جهت برای ایمنی سازه باید شرایط زیر برقرار باشد (طاحونی، ۱۳۷۰).

$$\phi \cdot S_u \geq S_u \quad (۲-۷۱)$$

ϕ : ضریب کاهش ظرفیت

S_u : نیروهای داخلی نهایی

S_u : مقاومت یا ظرفیت اسمی مقطع

^۱ Ultimate strength design

^۲ Service Load

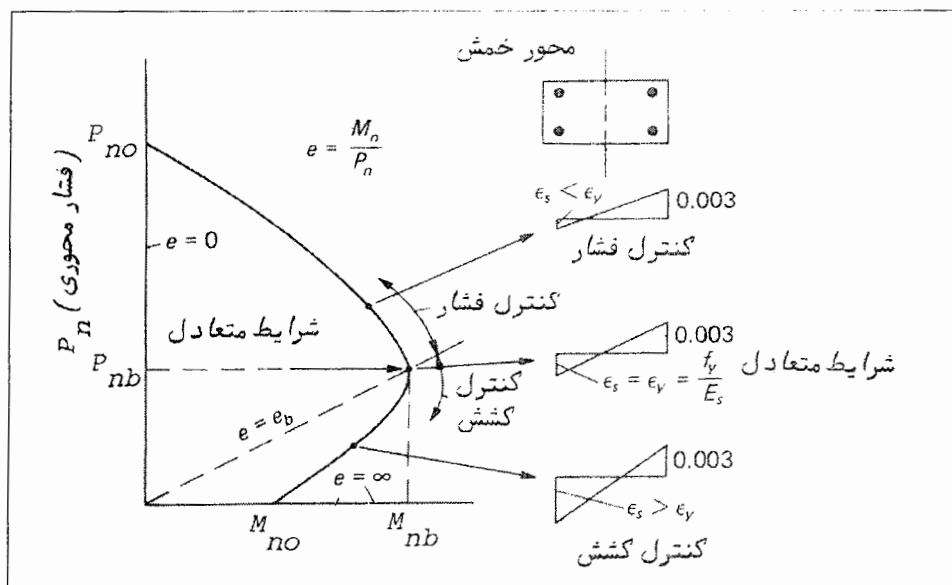
۲-۱۵-۲ طراحی به روش تنش مجاز

در کنار روش مقاومت نهایی، به عنوان یک روش دیگر، عضو مورد نظر را می‌توان طوری طراحی نمود که تنش در فولاد و بتن تحت بارهای وارده (باری که بر آن ضریب بار اعمال نشده باشد) از یک حد قابل قبولی تجاوز نکند که این حد را تنش مجاز می‌نامند که تنش مجاز درصدی از تنش نهایی مصالح می‌باشد (طاحونی، ۱۳۷۰).

در گذشته کلیه آیین‌نامه‌ها بر پایه روش تنش‌های مجاز بودند، اما با درک بهتر رفتار نهایی اعضا، کم‌کم روش طراحی مقاومت نهایی جایگزین آن شده است. متن اصلی آیین‌نامه ACI بر پایه روش مقاومت نهایی است و روش‌های تنش مجاز به عنوان روش‌های دیگر طراحی در ضمیمه آیین‌نامه آمده است (طاحونی، ۱۳۷۰).

۲-۱۵-۳ اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی

همانطوریکه در بخش ۳-۱۴ بیان شد، پوشش تونل تحت اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی قرار دارد. در ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی نیز حالات گوناگونی وجود دارد که با توجه به شکل ۲-۴۱ در حد بالای آن لنگر خمشی صفر و نیروی محوری برابر P_{no} و حد پایین نیروی محوری صفر و لنگر خمشی برابر M_{no} خواهد بود. ما بین این دو حالت حدی، بی‌نهایت ترکیب مختلف از این دو نیرو می‌توان یافت (طاحونی، ۱۳۷۰).



شکل ۲-۴۱ نمودار اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی حول یک محور (طاحونی، ۱۳۷۰)

در چنین مواردی دو ناحیه خرابی را می‌توان تشخیص داد:

- ۱- وقتی که تمام و یا قسمت اعظم مقطع تحت تنش‌های فشاری باشد به طوری که قبل از جاری شدن فولاد کششی، تغییر شکل نسبی فشاری در بتن به $0/003$ می‌رسد که به این ناحیه اصطلاحاً « ناحیه کنترل فشار » گفته می‌شود.
- ۲- هنگامیکه بخش اعظمی از مقطع تحت کشش قرار داشته باشد به طوری که وقتی تغییر شکل نسبی فشاری در بتن به $0/003$ می‌رسد، تغییر شکل نسبی در میلگردها بزرگتر از تغییر شکل نسبی نقطه جاری شدن (تسلیم) می‌باشد که این ناحیه اصطلاحاً « ناحیه کنترل کشش » گفته می‌شود.

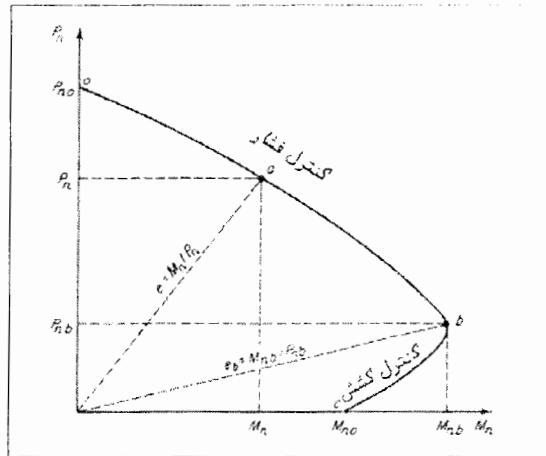
۲-۱۵-۳-۱ نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی

ترکیب نیروی محوری با لنگر خمشی محدوده‌ای را در بر می‌گیرد که از نیروی محوری خالص ($P_{no}, M_n = 0$) شروع و پس از طی ناحیه فشار، حالت گسیختگی متعادل، ناحیه کنترل کشش و در نهایت به لنگر خمشی خالص ($P_n = 0, M_{no}$) می‌رسد. این نواحی در صورتی که نتایج محاسبات تعیین ظرفیت به صورت نمودار اثر متقابل^۱ رسم شود، به سادگی قابل رویت و تشخیص خواهند بود. یک چنین نموداری وسیله بسیار مناسب و سریعی برای طراحی خواهد بود (شکل ۲-۴۵).

برای یک مقطع بتن مسلح با ابعاد و سطح مقطع فولاد معلوم، نمودار اثر متقابل در حالت عمومی مطابق شکل ۲-۴۲ خواهد بود که نیروی محوری در روی محور قائم و لنگر خمشی در روی محور افقی نشان داده شده است. در این نمودار برون محوری از مرکز پلاستیک^۲ (e) مقطع اندازه‌گیری می‌شود (در صورت متقارن بودن مقطع و فولادها، مرکز پلاستیک همان مرکز هندسی سطح است).

^۱ Interaction Diagram

^۲ مرکز پلاستیک نقطه ای است که لنگر تنش‌های موثر بر سطوح دو طرف آن نسبت به محور مار بر آن، مساوی می‌باشد.



شکل ۲-۴۲ نمودار اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی (طاحونی، ۱۳۷۰)

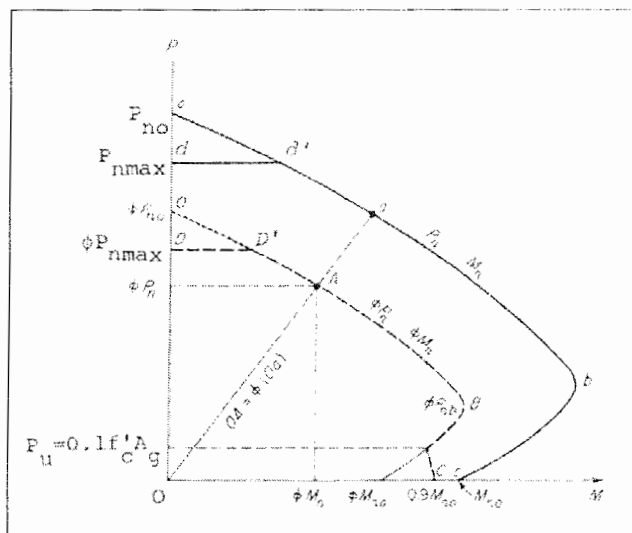
در این نمودار هر خط موربی که از مرکز مختصات عبور می‌کند مربوط به یک برون محوری از مرکز پلاستیک است که بصورت زیر محاسبه می‌شود (شکل ۲-۴۲).

$$e = \frac{M_n}{P_n} \quad (۲-۷۲)$$

در این نمودار محور قائم نشان دهنده $e = 0$ و محور افقی نشان دهنده $e = \infty$ می‌باشد. مفهوم جایگزین نمودن نیروی محوری و لنگر خمشی با یک نیروی محوری برون محور، روشی عملی برای تحلیل و طراحی بتن مسلح در این مورد می‌باشد (طاحونی، ۱۳۷۰).

با اعمال مقررات ایمنی آیین نامه ACI (اعمال ضریب ϕ) و کاهش ظرفیت مقطع، تاثیر آن

بر روی نمودار اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت شکل ۲-۴۳ می‌باشد.



شکل ۲-۴۳ تاثیر اعمال ضرایب کاهش بر نمودار اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی (طاحونی، ۱۳۷۰)

۲-۱۵-۳-۲ شرایط گسیختگی متعادل در مقطع مستطیلی

نقطه b در شکل ۲-۴۲ نشان دهنده گسیختگی متعادل است. یعنی نقطه‌ای که با تاثیر توام نیروی محوری متعادل و لنگر خمشی متعادل، تغییر شکل نسبی 0.003 در بتن فشاری و تغییر شکل نسبی کششی $\varepsilon_s = f_y / E_s$ در فولاد کششی به طور همزمان به وجود می‌آید. این شرایط در مرز بین دو ناحیه کنترل فشار و کنترل کشش در نمودار اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی می‌باشد.

با توجه به مقطع مستطیلی (شکل ۲-۴۴) روابط تغییر شکل نسبی بصورت زیر می‌باشد.

$$\frac{x_b}{d} = \frac{0.003}{f_y / E_s + 0.003} \quad (۲-۷۳)$$

در این شرایط تعادل نیروها ایجاب می‌کند که :

$$P_n = C_c + C_s - T \quad (۲-۷۴)$$

که در آن:

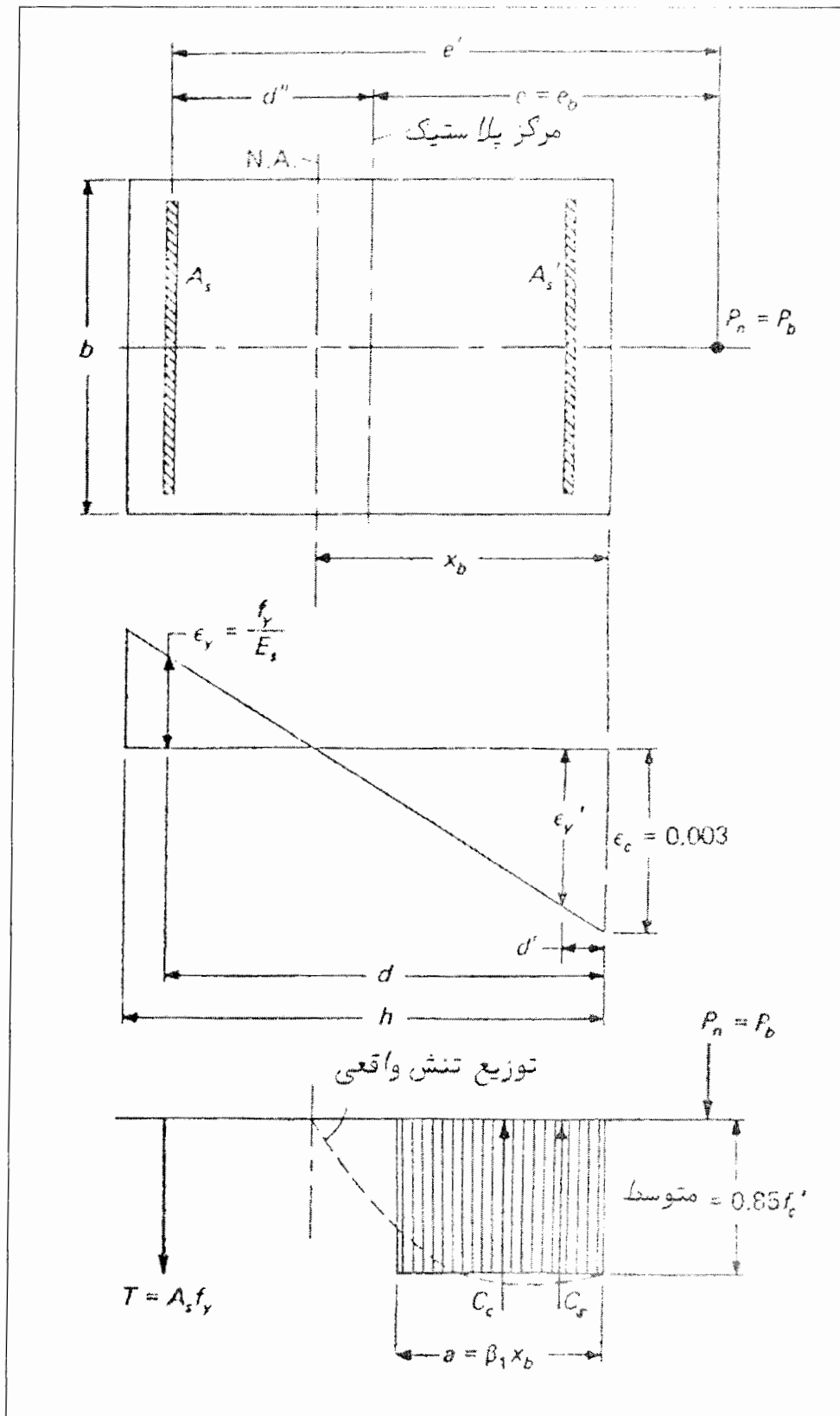
$$C_c = 0.85 \times f'_c \times a_b \times b \quad , (a_b = \beta_1 \cdot x_b) \quad (۲-۷۵)$$

$$T = A_s \cdot f_y \quad (۲-۷۶)$$

$$C_s = A'_s \cdot (f_y - 0.85 \times f'_c) \quad (۲-۷۷)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s \cdot (d - d' - d'') + T \cdot d'' \quad (۲-۷۸)$$

هر ترکیبی از سطح مقطع بتن و آرماتور نمودار اندرکنش منحصر به فردی دارد. سطح مقطع انتخاب شده برای پوشش وقتی مناسب است که ترکیب ممان خمشی و نیروی محوری وارده بر آن در داخل نمودار اثر متقابل ظرفیت مقطع قرار گیرد. (P_n, M_n)



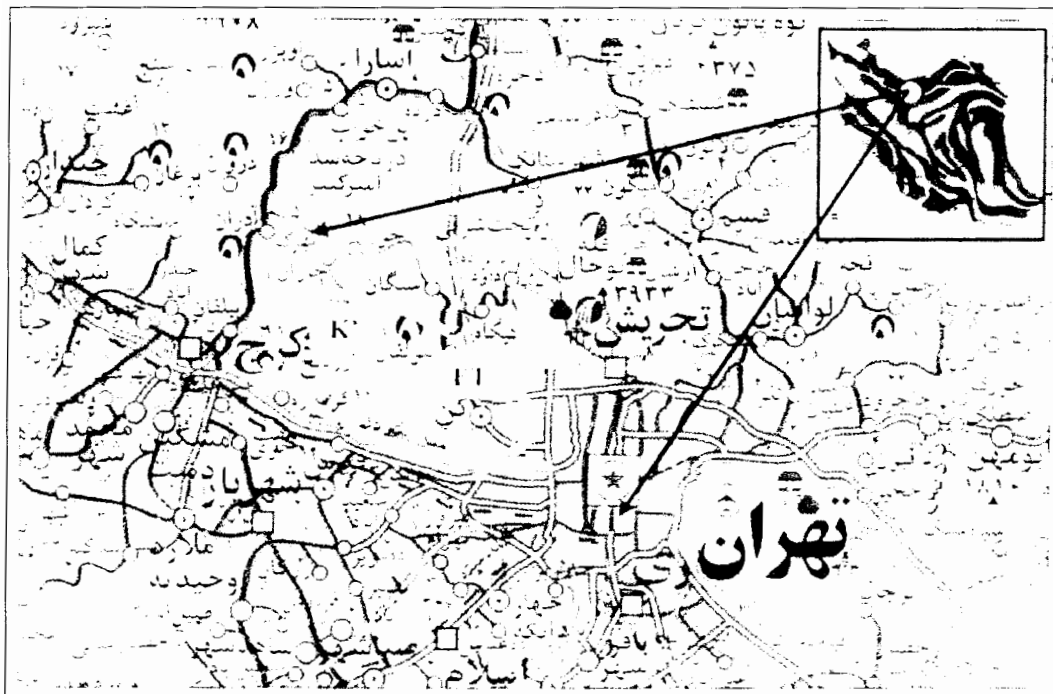
شکل ۲-۴۴ شرایط گسیختگی متعادل در مقطع مستطیلی (طاحونی، ۱۳۷۰)

فصل سوم

زمین شناسی و طبقه بندی ژئومکانیکی
توده سنگ در برگیرنده تونل انتقال آب کرج

۱-۳ موقعیت جغرافیایی و راه‌های دسترسی

طبق مطالعات انجام گرفته، دهانه خروجی تونل ET در ضلع شمال غربی محوطه‌ای که برای احداث تصفیه خانه شماره ۶ تهران در نظر گرفته شده، قرار دارد. تصفیه خانه شماره ۶ در شمال غرب تهران و شمال شهرک راه آهن واقع شده است. دسترسی به این بخش از تونل از طریق بخش غربی اتوبان همت میسر می‌باشد. محدوده K' نیز در نزدیکی روستای کندر در مجاورت راه دسترسی جدید الاحداث که از جاده چالوس منشعب می‌شود، قرار گرفته است. دسترسی به بخش‌های میانی تونل نیز از طریق جاده آسفالتی وردیج و جاده خاکی روستای ورک آباد که جاده وردیج منشعب می‌شود، میسر است. در شکل ۱-۳ موقعیت جغرافیایی و راه‌های دسترسی به بخش‌های مختلف تونل نشان داده شده است (موسسه ساحل، ۱۳۸۵).



شکل ۱-۳ راه‌های دسترسی به قطعه $ET - K'$ تونل انتقال آب کرج (موسسه جغرافیایی ایران، ۱۳۸۰)

این گستره به طور کامل کوهستانی است و ناهمواری‌های پر فراز و نشیبی دارد تا اندازه‌ای که برخی از ستیغ‌های آن، پیمایش یکسره مسیر را ناممکن کرده و برای دسترسی به نقطه مقابل، باید محدوده را بطور کامل دور زد.

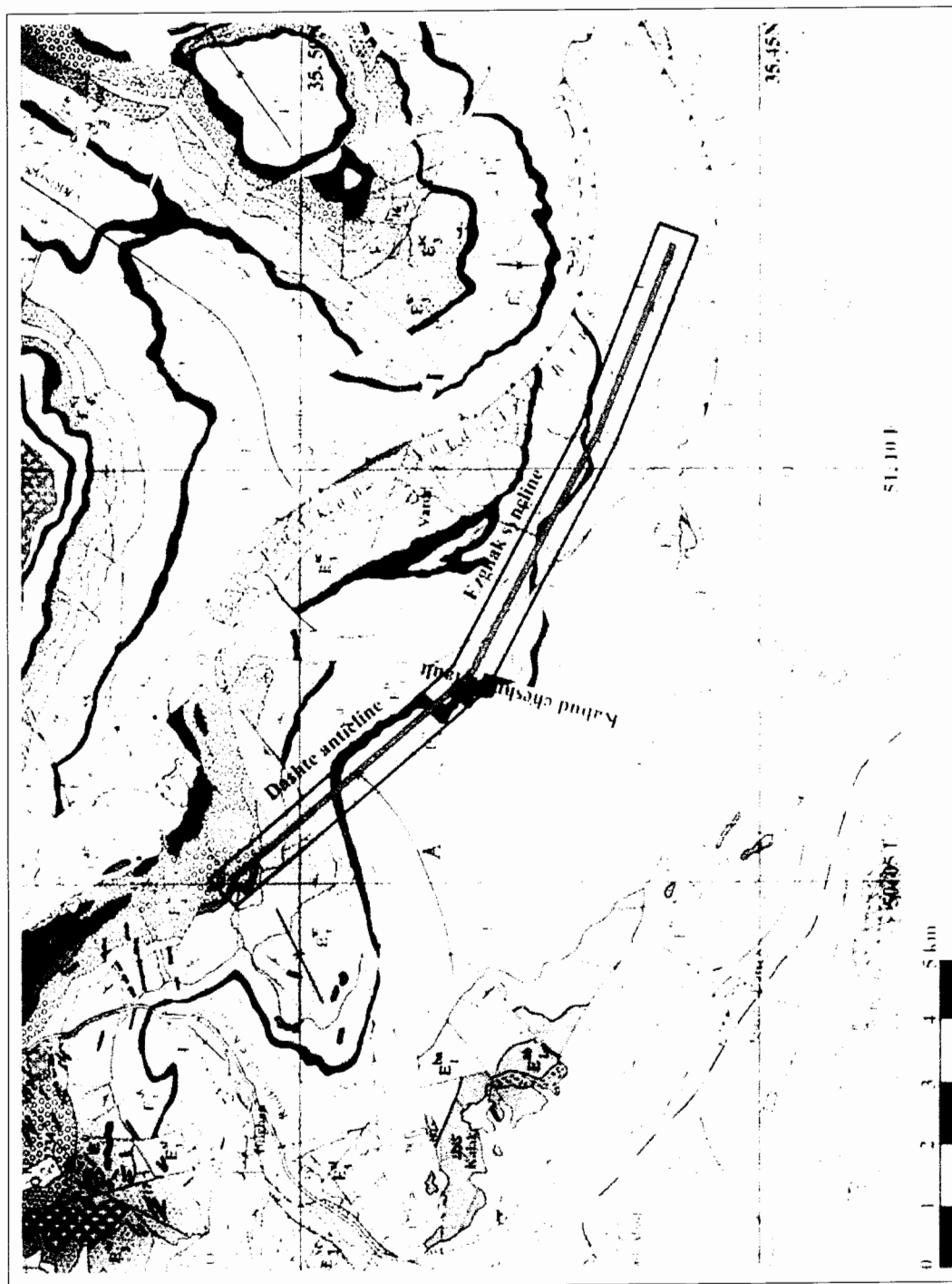
۲-۳ زمین‌شناسی

۱-۲-۳ جایگاه زمین‌شناسی ساختگاه تونل

گستره مورد بررسی در دامنه جنوبی البرز مرکزی قرار دارد. بخشی از پهنه البرز مرکزی خود به سه پهنه کرج - سولقان، توچال و میگون تقسیم شده است. زیر پهنه کرج - سولقان که محدوده تونل، بخش جنوبی آن را در بر گرفته است یکی از پیچیده ترین بخش های البرز مرکزی است و از دیدگاه زمین‌شناسی ساختمانی نقاط ابهام بسیاری در آن وجود دارد. محدوده تونل با دو پهنه گسلی نسبتاً بزرگ پورکان - وردیج در بر گرفته شده است که با جهت شیب عمومی رو به شمال - شمال شرقی، بلوک های شمالی خود را به جنوب رانده است. گسل شمال تهران به عنوان یک نام کلی برای پهنه گسلی شمال تهران در پیشانی جنوبی البرز، بخشی از یک سامانه گسلی با هندسه پیچیده است که تکه غربی این گسل (از غرب حصارک تا شرق کرج) به نام گسل راندگی کرج - فرحزاد شناخته می‌شود. گسل پورکان - وردیج به صورت یک راندگی کم و بیش بزرگ با فاصله کمتر از ۲ کیلومتر از شمال پهنه گسلی فرحزاد (در شمال حصارک) آغاز شده و با راستای متغیر پس از روستای وردیج از شمال پورکان در جاده چالوش می‌گذرد. به جز این دو گسل که به صورت طولی محدوده مورد نظر را در میان گرفته‌اند، چند گسل عرضی نیز دیده می‌شود که فاصله میان دو گسل یاد شده را بریده‌اند (شکل ۲-۳) (موسسه ساحل، ۱۳۸۵).

۲-۲-۳ زمین‌شناسی مهندسی محدوده طرح

بررسی زمین‌شناسی و زمین‌شناسی مهندسی نقش بسیار مهمی در پروژه‌های تونلسازی به واسطه تاثیر اطلاعات حاصل از این بررسی‌ها بر انتخاب مسیر و احداث، جدای از تاثیری که بر هزینه و ایمنی تونلسازی می‌گذارد، ایفا می‌کند. هدف حفر گمانه های اکتشافی، شناسایی وضعیت، ضخامت، جنس و مشخصات فیزیکی و مکانیکی سنگ‌هایی که تونل از آنها عبور می‌کند. گمانه‌های اکتشافی حفر شده در مناطق مختلف از مسیر تونل در جدول ۱-۳ نشان داده شده است.



شکل ۲-۴ نقشه زمین‌شناسی محدوده قطعه (سازمان زمین‌شناسی، ۱۳۷۷)

جدول ۱-۳ اطلاعات بدست آمده از گمانه‌های حفر شده در طول مسیر تونل (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

نام گمانه	محل حفر تا دهانه ET (m)	عمق	لیتولوژی	RQD
BH6	۱۵۸۰۵	۸۵	میکرو گابرو	> ۷۵
BH25	۱۲۰۷۵	۴۶۰	توف‌های سیلتی و ماسه‌ای و شیلی	> ۷۵
BH17	۱۰۸۵۰	۳۰۵	توف‌های سیلتی و ماسه‌ای و شیلی	> ۷۵
BH7	۹۲۲۵	۱۳۵	توف سیلتی	> ۷۵
BH14	۷۴۶۰	۱۰۰	توف سیلتی	> ۷۵
BH21	۲۶۶۰	۱۸۰	توف سیلتی	> ۲۵
BH22	۱۹۰۰	۲۶۰	توف سیلتی	> ۲۵
BH23	۱۵۱۰	۸۵	توف سیلتی	> ۲۵
BH24	۵۷۵	۴۴	توف سیلتی	> ۲۵
BH13	.	۳۰	توف سیلتی	> ۲۵

۳-۲-۳ گونه‌های لیتولوژیکی

در مسیر تونل ۹ گونه لیتولوژیکی قابل شناسایی و تفکیک می‌باشد که در جدول ۲-۳ نشان داده شده است. مرز این گونه‌های (زون‌ها) در بیشتر موارد ویژگی‌های ژئومکانیکی بوده و فقط در برخی موارد منطبق بر مرز چینه شناسی است (جدول ۳-۴).

شایان توجه است که برخی از این زون‌ها در طول تونل چندین بار تکرار شده‌اند و برخی دیگر نیز به گروه‌هایی تقسیم شده‌اند. لازم به ذکر است که تعیین دقیق مرز این زون‌ها با توجه به پیچیدگی‌های ساختاری منطقه و نبود اطلاعات مناسب از تغییرات عمقی ویژگی‌ها توده سنگ امکان پذیر نمی‌باشد. اسامی اختصاری زون‌ها بر اساس سنگ شناسی و یا شرایط ویژه‌ای است که زون‌ها دارا هستند، نام‌گذاری شده است. مانند زون Crz که نمایانگر زون خردشده می‌باشد (موسسه ساحل، ۱۳۸۵).

جدول ۲۰۳ زون‌های تفکیک شده در مسیر تونل (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

ردۀ	درصدی از طول تونل	ارتفاع روباره (متر)	ویژگی	لیتولوژی	نام زون	چینه شناسی
C	۶۴	۱۰۰-۳۰۰	لایه نازک، متورق	توف سبز اگلومرا و توف آندزیتی	Gta1	E'_2
B-C		۱۰۰-۵۰۰	لایه نازک تا متوسط، متورق	توف‌های سبز، توف شیلی و توف سیلتی	Gta2	
B		۲۰۰-۵۰۰	مقاوم		Gta3	
A-B		۴۰۰-۷۰۰	نازک لایه، بسیار مقاوم		Gta4	
C	۳۰	۱۰۰-۳۰۰	ضعیف، نازک لایه	شیل، توف شیلی و سیلتی و ماسه‌سنگ	Sts1	E_3^{sh}
A-B		۲۰۰-۵۰۰	مستحکم، لایه متوسط		Sts2	
C	۲	۲۰۰-۳۰۰	نازک تا متوسط لایه، متورق	ماسه‌سنگ، کنگلومرا، توف سبز، لایه‌های شیلی	Tsh	E_4^{sc}
B	۲	۱۰۰-۲۰۰	مقاوم و توده‌ای شکل	مونزونیت، مونزوگابرو	Mdg	E^{mg}
D	۲	۱۰۰-۴۰۰	ناحیه خرده شده	نهشته‌های آذرآواری سازند کرج	Crz	----

همانطور که در جدول ۲-۳ نشان داده شده است، هریک از زون‌ها بر اساس ویژگی‌های ژئومکانیکی به رده‌های مختلفی تقسیم شده است. بدیهی است که هر یک از این رده‌ها رفتار متفاوتی از خود بروز می‌دهند. رده‌های مختلف این تقسیم بندی بصورت زیر است (جدول ۳-۳).

جدول ۳-۳ رده بندی با توجه به ویژگی‌های ژئومکانیکی برای زون‌ها (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

ردۀ	ویژگی‌های ژئومکانیکی
A	بسیار مستحکم، توده‌ای، خشک، پایدار
B	مستحکم نیمه مستحکم، متوسط تا ضخیم لایه، پایدار
C	نیمه مستحکم تا ضعیف، نازک تا متوسط لایه، امکان ناپایداری وجود دارد
D	خیلی ضعیف، سنگ خرد شده، جریان یافتن شدید آب، ناپایدار

جدول ۳-۴ پراکندگی زون‌های مختلف در مسیر قطعه $E_t - K'$ تونل انتقال آب کرج (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

حداکثر روباره (m)	نام زون	طول مسیر (m)	متر از	
			تا	از
100	Gta1	450	450	0
100	Crz	120	570	450
300	Gta1	1660	2230	570
400	Crz	50	2280	2230
400	Gta2	520	2800	2280
200	Crz	260	3060	2800
400	Gta2	780	3840	3060
400	Crz	60	3900	3840
500	Gta2	680	4580	3900
400	Crz	220	4800	4580
500	Gta3	1200	6000	4800
500	Sts2	1230	7230	6000
300	Sts1	620	7850	7230
300	Tsh	850	8700	7850
400	Sts2	1300	10000	8700
300	Crz	250	10250	10000
400	Sts2	700	10950	10250
700	Gta4	3280	14230	10950
500	Sts2	440	14670	14230
300	Tsh	210	14880	14670
300	Crz	50	14930	14880
300	Tsh	300	15230	14930
200	Crz	100	15330	15230
200	Mdg	600	15930	15330
100	Crz	50	15980	15930



Gta1



Gta4



Sts1



Sts2



Tsh



Mdg

شکل ۳-۴ نمایی از رخنمون زون‌های مختلف در مسیر تونل در سطح (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

۳-۲-۴ ناپیوستگی‌ها

براساس نتایج مطالعات انجام شده، اکثر زون‌ها دارای چهار دسته درزه به همراه سطوح لایه بندی و در بعضی از مناطق دارای سطوح تورق هستند. این ناپیوستگی‌ها در بخش‌های مختلف مسیر تونل به دلیل عملکرد متفاوت دگرشکلی‌های ساختاری در سنگهای منطقه، تفاوت‌هایی از نظر جهت داری نشان می‌دهند (جدول ۳-۵) (موسسه ساحل، ۱۳۸۵).

جدول ۳-۵ ویژگی ناپیوستگی‌های مختلف در زون‌های مختلف (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

پرکننده	بازشدگی	موج‌داری	زبری	متوسط تداوم (m)	نام زون	نوع ناپیوستگی
----	بسته	مسطح	کمی زبر	۳-۵	Gta1	دسته درزه‌های J1, J2, J3, J4
----	بسته	کمی موجدار	صاف تا کمی زبر	< ۱	Gta2	
----	بسته	مسطح	زبر	۳-۵	Gta3	
----	بسته	مسطح	زبر	----	Gta4	
----	بسته	مسطح	صاف تا کمی زبر	۳-۵	Sts1	
----	بسته	مسطح	کمی زبر	۳-۵	Sts2	
----	بسته	موجدار	صاف تا کمی زبر	۱-۳	Tsh	
----	بسته	مسطح	زبر	۳-۵	Mdg	
رس	< ۱ cm	موجدار	صاف	----	Crz	
----	بسته	موجدار	کمی زبر	پیوسته	Gta1	
----	بسته	کمی موجدار	صاف	پیوسته	Gta2	
----	بسته	مسطح	کمی زبر	پیوسته	Gta3	
----	بسته	مسطح	زبر	پیوسته	Gta4	
----	بسته	مسطح	صاف تا کمی زبر	پیوسته	Sts1	
----	بسته	مسطح	کمی زبر	پیوسته	Sts2	
----	بسته	مسطح	کمی زبر	پیوسته	Tsh	

از آنجایی که ضخامت لایه‌ها و سطح تورق معمولاً تابعی از ضخامت لایه‌ها و عملکرد سطوح تورق می‌باشد، با با متفاوت بودن آنها، تداوم و فاصله داری درزه‌ها نیز متفاوت می‌شود. به طوری که در توف‌ها، ماسه سنگ‌های توفی و آگلومرا که ضخامت لایه بندی بیشتر است، تداوم و فاصله داری درزه‌ها به نسبت واحدهای نازک لایه و متورق نظیر شیل‌ها و توف‌های شیلی و سیلتی بیشتر است.

طبیعی است که برخی از مشخصات ناپیوستگی‌ها در رخنمون‌های سطحی و عمق توده سنگ تا حدی متفاوت باشد. به ویژه دو عامل هوازده و باز شدگی در عمق توده سنگ شرایطی کاملاً متفاوت با سطح خواهد داشت. بر این اساس فقط در زون CIZ ناپیوستگی‌ها هوازده می‌باشد و در زون‌های دیگر چنین شرایطی وجود ندارد (موسسه ساحل، ۱۳۸۵).

۳-۳ طبقه بندی مهندسی توده سنگ

در طول بررسی امکان پذیری و مراحل اولیه طراحی تونل، هنگامی که اطلاعات دقیق خیلی کمی راجع به توده سنگ، مشخصه‌های تنش و آب شناسی آن در دسترس است، استفاده از یک طرح طبقه بندی توده سنگ کمک قابل توجهی به حساب می‌آید. همچنین به دلیل کاربرد آنها در آنالیزهای پایداری و تخمین اولیه مشخصات مکانیکی توده‌های سنگی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این تحقیق، برای طبقه بندی مهندسی توده سنگ دربرگیرنده تونل از طبقه بندی‌های Q, RMR, RQD استفاده شده است.

۳-۳-۱ شاخص کیفیت توده سنگ (RQD)

در سال ۱۹۶۷ دیر^۱ و همکارانش شاخص کیفیت توده سنگ^۲ (RQD) را برای ارائه یک تخمین کمی از کیفیت توده سنگی که از مغزه‌های حفاری حاصل می‌شود، پیشنهاد کردند. شاخص RQD بعنوان درصد قطعات مغزه سالم بلندتر از صد میلیمتر (۴ اینچ)، نسبت به طول کل مغزه بدست آمده، تعریف می‌شود (قارونی نیک، ۱۳۸۰).

^۱ Deere

^۲ Rock Quality Designation

۳-۳-۲ طبقه بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR)

بینیاوسکی در سال ۱۹۷۶ جزئیات طبقه بندی توده سنگ که طبقه بندی ژئومکانیکی یا سیستم امتیاز دهی توده سنگ (Rock Mass Rating) نیز گفته می‌شود را ارائه کرد. بر اساس طبقه بندی نسخه سال ۱۹۸۹ بینیاوسکی، در تعیین RMR توده سنگ از ۶ پارامتر زیر استفاده می‌شود (قارونی نیک، ۱۳۸۰).

- مقاومت فشاری تک محوری

- شاخص کیفیت سنگ (RQD)

- فاصله ناپیوستگی‌ها

- شرایط ناپیوستگی‌ها

- شرایط آبهای زیرزمینی

- جهت ناپیوستگی‌ها

۳-۳-۳ شاخص کیفی تونل‌زنی در سنگ Q

بارتن و همکارانش در سال ۱۹۷۴ با ارزیابی تعداد زیادی از پروژه‌های انجام شده در حفاری‌های زیرزمینی، شاخص کیفی تونل‌زنی Q را برای تعیین مشخصه‌های توده سنگ و نگهدارنده مورد نیاز در تونل‌ها پیشنهاد کردند. مقدار عددی شاخص Q در یک مقیاس لگاریتمی از حداقل ۰/۰۰۱ تا حداکثر ۱۰۰۰ تغییر می‌کند و به وسیله رابطه زیر مشخص می‌شود (قارونی نیک، ۱۳۸۰).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (۱-۳)$$

RQD : شاخص کیفیت سنگ

J_n : عدد مربوط به تعداد دسته درزه‌ها

J_r : عدد مربوط به زبری سطح درزه‌ها

J_a : عدد مربوط به هوازدگی درزه‌ها

J_w : عدد مربوط به وضعیت آب در درزه‌ها

SRF : ضریب کاهش تنش

در عین حال هر کدام از نسبت‌های رابطه بالا، بیانگر خاصیت ویژه‌ای از سنگ است، بطوری که نسبت RQD/J_n بیانگر اندازه بلوک، نسبت J_r/J_n بیانگر مقاومت برشی بین بلوک‌ها (تقریباً معادل $tg\phi$) و نسبت j_{rr}/SRF بیانگر تنش فعال است (وفائیان، ۱۳۷۶).

در توده سنگ در برگزیده تونل، مقادیر RQD، Q و RMR در زون‌های مختلف تعیین و در جدول ۳-۶ نشان داده شده است.

جدول ۳-۶ مقادیر RQD، Q و RMR در زون‌های مختلف (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

نام زون	RMR ₈₉ adjusted	RMR ₈₉	Q	RQD
Gta1	۴۳-۴۸	۴۸	۰/۱۶۷	۱۵-۵۰
Gta2	۴۶/۵-۵۱/۵	۵۷	۰/۹۸	۳۰-۶۰
Gta3	۶۱/۵-۶۶/۵	۷۳/۵	۲/۰۵	۶۰-۸۰
Gta4	۷۲/۵-۷۷/۵	۸۲/۵	۲۱/۱۱	۹۰-۱۰۰
Sts1	۵۵-۶۰	۷۳	۱/۰۳	۵۰-۷۵
Sts2	۶۹/۵-۷۴/۵	۷۹	۱۵	۷۵-۱۰۰
Tsh	۴۳/۵-۴۸/۵	۵۶/۵	۰/۱۳۸	۴۰-۶۰
Mdg	۶۰/۵-۶۵/۵	۷۳/۵	۶/۱۶	> ۷۰
Crz	۱۸/۵-۲۳/۵	۳۸/۵	۰/۰۰۳	< ۲۵

۳-۴ تعیین پارمترهای مقاومتی توده سنگ

جهت تعیین مقاومت و تغییر شکل پذیری توده سنگ با استفاده از معیار هوک-براون می‌بایست سه ویژگی توده سنگ تخمین زده شود که عبارتند از (Hoek, 2000):

- مقاومت فشاری تک محوری نمونه سالم سنگ (σ_{ci})

- مقدار ثابت m_i برای نمونه سالم سنگ

- مقدار GSI توده سنگ

۳-۴-۱ مقاومت فشاری تک محوری نمونه سالم سنگ (UCS)

معمولاً مقاومت فشاری تک محوری نمونه سالم سنگ (σ_{ci}) از نتایج آزمایش سه محوره بدست می‌آید (شکل ۳-۵) و در مواردی که این آزمون وجود نداشته باشد، می‌توان از آزمایش تک محوره و یا از شاخص آزمون بار نقطه‌ای برای تعیین σ_{ci} استفاده کرد (Hoek, 2000).

۳-۴-۲ ثابت m_i

همچنین می‌توان مقدار m_i برای نمونه سالم سنگ را از نتایج آزمایش سه محوره بدست آورد (شکل ۳-۵) و در مواردی که این آزمون وجود نداشته باشد، می‌توان از جدول ۳-۷ برای تعیین m_i استفاده کرد (Hoek, 2000).

Triaxial test data					
x		y	xy	xsq	ysq
sig3	sig1				
0	38.3	1466.89	0.0	0.0	2151766
5	72.4	4542.76	22713.8	25.0	20636668
7.5	80.5	5329.00	39967.5	56.3	28398241
15	115.6	10120.36	151805.4	225.0	102421687
20	134.3	13064.49	261289.8	400.0	170680899
47.5	441.1	34523.50	475776.5	706.3	324289261
sumx		sumy	sumxy	sumxsq	sumysq
Calculation results					
Number of tests		n =	5		
Uniaxial strength		sigci =	37.4		
Hoek-Brown constant		mi =	15.50		
Hoek-Brown constant		s =	1.00		
Coefficient of determination		r2 =	0.997		
Cell formulae					
		y =	(sig1-sig3)^2		
		sigci =	SQRT(sumy/n - (sumxy-sumx*sumy/n)/(sumxsq-(sumx^2)/n)*sumx/n)		
		mi =	(1/sigci)*((sumxy-sumx*sumy/n)/(sumxsq-(sumx^2)/n))		
		r2 =	((sumxy-(sumx*sumy/n))^2)/((sumxsq-(sumx^2)/n)*(sumysq-(sumy^2)/n))		

شکل ۳-۵ صفحه گسترده‌ای از نتایج تست سه محوره جهت تعیین σ_{ci} و m_i (Hoek, 2000)

جدول ۳-۷ مقدار تقریبی m_i برای سنگ‌های مختلف (Hoek, 2000)

نوع سنگ	نوع سنگ	کلاس سنگ	گروه	بافت		
				درشت	متوسط	ریز
رسوبی	آواری			کنگلوмера	ماسه سنگ	سیلت استون
				(۲۱ ± ۲)	(۱۷ ± ۴)	(۷ ± ۲)
				پریشیا	سنگ آهک اسپراتیک	سنگ آهک میکروتریک
				(۲۰ ± ۲)	(۱۰ ± ۲)	(۹ ± ۲)
رسوبی	غیرآواری			سنگ آهک	سنگ گچ	انیدریت
				(۲۰ ± ۲)	(۱۶)	(۱۲ ± ۲)
				چنانک	گربوک	کل سفید
				(۷ ± ۲)	(۱۸)	(۷)
					ذغال سنگ	(۸-۲۱)
دگرگونی	بدون فولادیون			مرمر	مورنفلس	کوارتزیت
				(۹ ± ۳)	(۱۹ ± ۴)	(۲۰ ± ۳)
				میکمانیت	آمفیولیت	میلونیت
				(۲۹ ± ۳)	(۲۶ ± ۶)	(۶)
دگرگونی	کمی فولادیون			گنایس	شیست	فیالیت
				(۲۸ ± ۵)	(۱۲ ± ۳)	(۷ ± ۳)
				فولادیون		
دگرگونی	فولادیون			کوارتزیت	دیوریت	
				(۳۲ ± ۳)	(۲۵ ± ۵)	
				روشن	کراتودیدیوریت	
					(۲۹ ± ۳)	
دگرگونی	تیره			کایرو	دلریت	
				(۲۷ ± ۳)	(۱۶ ± ۵)	
				نوریت		
					(۲۰ ± ۵)	
دگرگونی	بیمه درونی			پورفیرین	دیاباز	پریدونیت
				(۲۰ ± ۵)	(۱۵ ± ۵)	(۲۵ ± ۵)
				گدازه‌ای	روولیت	داسیت
				(۲۵ ± ۵)	(۲۵ ± ۳)	(۲۵ ± ۳)
دگرگونی	آذرآواری			اکلومریت	پریشیا	توف
				(۱۹ ± ۳)	(۱۹ ± ۵)	(۱۳ ± ۵)
				اندزیت	بازالت	
				(۲۵ ± ۵)	(۲۵ ± ۵)	

۳-۴-۳ اندیس مقاومت زمین‌شناسی (GSI)

شاخص مقاومت زمین‌شناسی^۱ (GSI) یک تخمینی را جهت کاهش مقاومت توده سنگ تحت شرایط مختلف زمین‌شناسی ارائه می‌دهد. این شاخص بر اساس رده بندی مهندسی سنگ مانند RMR و Q محاسبه می‌شود (Hoek, 2002).

^۱ Geological Strength Index

۳-۴-۱ استفاده از RMR جهت تخمین GSI

اگر شاخص RMR توده سنگ بر اساس معیارهای سال ۱۹۸۹ تعیین شده باشد، برای تخمین GSI، امتیاز ۱۵ برای آب زیرزمینی در نظر گرفته شده و تعدیل مربوط به جهت ناپیوستگی‌ها صفر قرار داده می‌شود. باید توجه شود که حداقل مقداری که برای طبقه بندی RMR₈₉ حاصل می‌شود، عدد ۲۳ است. برای $RMR_{89} > 23$ داریم (قارونی نیک، ۱۳۸۰):

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (۲-۳)$$

برای $RMR_{89} < 23$ نمی‌توان از طبقه بندی بیناوسکی استفاده کرد و باید بجای آن از مقدار Q حاصل از طبقه بندی بارتن و همکارانش، جهت تخمین GSI استفاده کرد.

۳-۴-۲ استفاده از روش Q جهت تخمین GSI

در استفاده از این طبقه بندی برای تخمین GSI، برای ضریب کاهش آب درزها (J_w) و ضریب کاهش تنش (SRF) مقدار ۱ استفاده می‌شود که معادل یک توده سنگ خشک تحت تاثیر شرایط تنش متوسط می‌باشد. در واقع برای محاسبه GSI از مقدار اندیس تونلسازی اصلاح شده (Q') که به صورت زیر است استفاده می‌شود (قارونی نیک، ۱۳۸۰).

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

مقدار Q' را می‌توان جهت تخمین مقدار GSI در رابطه زیر بکار برد.

$$GSI = 9 \cdot \ln(Q') + 44 \quad (۴-۳)$$

۳-۴-۴ مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ (E_m)

مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ به صورت زیر در دو حالت بررسی می‌شود.

در حالتی که $GSI \leq 100$ باشد

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (۵-۳)$$

در حالتی که $GSI > 100$ باشد

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (۶-۳)$$

که در آن D ، فاکتور آشفستگی توده سنگ ناشی از نحوه حفر می باشد که مقدار آن طبق جدول ۳-۸ تعیین می‌شود. از آنجایی که تونل مورد بررسی توسط TBM حفر می‌شود، این فاکتور صفر در نظر گرفته می‌شود (Hoek, 2002).

جهت تعیین مقاومت توده سنگ با استفاده از معیار موهر- کولمب کافی است که مقادیر چسبندگی C و زاویه اصطکاک داخلی ϕ محاسبه شود. روابط زیر، زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی را با استفاده از پارامترهای معیار هوک- براون (m_b ، S و a) برای توده سنگ، محاسبه می‌کند (Hoek, 2002).

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3m})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3m})^{a-1}} \right] \quad (7-3)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3m} \right] (s + m_b\sigma'_{3m})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left(6am_b(s + m_b\sigma'_{3m})^{a-1} \right) ((1+a)(2+a))}} \quad (8-3)$$

جدول ۳-۸ راهنمای انتخاب فاکتور آشفستگی توده سنگ (Hoek, 2002)

مقدار پیشنهادی D	توصیف توده سنگ	ظاهر توده سنگ
$D=0$	آتشکاری کنترل شده با کیفیت عالی یا حفاری انجام شده با دستگاه تونل زنی (TBM) که منجر به حداقل بهم خوردگی در توده سنگ محصور کننده تونل می‌گردد.	
$D=0$ بدون کف‌بندی $D=0.5$	حفاری مکانیکی یا دستی در توده‌های سنگی با کیفیت ضعیف (بدون آتشکاری) که منجر به حداقل بهم خوردگی در توده سنگ محصور کننده تونل می‌گردد. وقتی مسائل بهبود منجر به نورم و بالا آمدن شدید کف می‌گردد، بهم خوردگی می‌تواند زیاد و قابل ملاحظه باشد. مگر اینکه کف‌بندی به صورت موقت انجام گیرد.	
$D=0.8$	آتشکاری با کیفیت خیلی ضعیف در تونل‌زنی در سنگ سخت منجر به آسیب محلی شدید می‌گردد که تا دو الی سه متر در توده سنگ محصور کننده تونل گسترش می‌یابد.	

در تعیین پارامترهای مقاومتی توده سنگ، اطلاعاتی مانند UCS، GSI، و m_i مورد نیاز است که در جدول ۳-۹ نشان داده شده است.

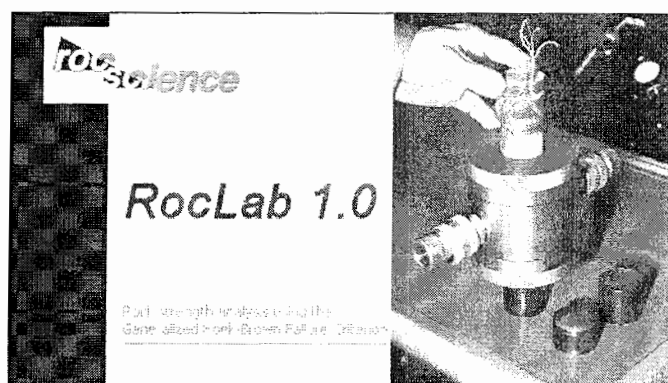
جدول ۳-۹ مقادیر UCS، GSI، و m_i در زون‌های مختلف (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

UCS	GSI	m_i	نام زون
۲۰-۶۰	۴۳±۵	۱۳	Gta1
۵۰-۱۰۰	۵۲/۵±۵	۱۳	Gta2
۸۰-۱۲۰	۶۸/۵±۵	۱۳	Gta3
۱۰۰-۲۰۰	۷۷/۵±۵	۱۳	Gta4
۸۰-۱۴۰	۶۷/۵±۵	۱۴	Sts1
۱۰۰-۲۰۰	۷۴/۵±۵	۱۴	Sts2
۴۰-۶۰	۵۱/۵±۵	۱۷	Tsh
۸۰-۱۰۰	۶۸/۵±۵	۲۵	Mdg
< ۳۰	۳۳/۵±۵	۸	Crz

در این تحقیق برای تعیین پارامترهای مقاومتی توده سنگ از نرم افزار RocLab v1.0 استفاده شده است.

۳-۴-۵ نرم افزار RocLab

این نرم افزار برای تعیین پارامترهای مقاومتی توده سنگ با استفاده از معیار شکست هوک- براون طراحی شده است. با قابلیتی که در این نرم افزار وجود دارد، می‌توان پارامترهای مقاومتی معادل با معیار شکست هوک - کولمب را نیز برای توده سنگ بدست آورد و در هر دو حالت می‌توان منحنی‌های پوش مربوطه را نیز تعیین نمود (Rocscience, 2002).



شکل ۳-۶ نرم افزار RocLab جهت محاسبه پارامترهای مقاومتی توده سنگ

این نرم افزار مانند دیگر نرم افزارهای مورد استفاده در محیط ویندوز از رابط گرافیکی بسیار قوی برخوردار است که به راحتی می‌توان با دادن اطلاعات ورودی، نتایج دقیقی را بلافاصله دریافت نمود (Rocscience, 2002).

با استفاده از اطلاعات جدول ۳-۹ و وارد کردن آنها به نرم افزار، پارامترهای مقاومتی توده سنگ را محاسبه شده است که بطور نمونه نحوه تعیین پارامترهای مقاومتی توده سنگ در زون Gta1 در جدول ۳-۱۰ نشان داده می‌شود. نتایج بدست آمده در زون‌های مختلف در جدول ۳-۱۱ نشان داده شده است.

جدول ۳-۱۰ پارامترهای مقاومتی توده سنگ در زون Gta1

Hoek-Brown Classification			Principal Stresses		
σ_{ci}	30	MPa			
GSI	40.5				
m_i	13				
D	0				
Hoek-Brown Criterion					
m_b	1.55263				
s	0.00134534				
a	0.510989				
Mohr-Coulomb Fit			Failure Envelope Range		
C	0.851648	MPa	Application	Tunnels	
ϕ	36.0381	degrees	σ_{3max}	3.56201	MPa
			Unit Weight	0.026	MN/m3
			Tunnel Depth	300	m
Rock Mass Parameters					
σ_t	-0.0259947	MPa	σ_{cm}	4.82832	MPa
σ_c	1.02326	MPa	E_m	3170.01	MPa

جدول ۳-۱۱ پارامترهای مقاومتی توده سنگ در زون‌های مختلف

Gta1	Gta2	Gta3	Gta4	Sts1	Sts2	Tsh	Mdg	Crz	پارامترها
۳/۲	۵/۳	۸/۴	۱۲/۳	۶/۵	۱۵	۴/۱	۱۴/۲	۱	E_m (GPa)
۰/۱۸۵	۱/۵۳	۱/۹۱	۲/۱۸۵	۱/۳۴	۲/۵۶	۱/۱۲	۱/۷۳	۰/۱۵۴	C (MPa)
۳۶	۳۷/۴	۴۱/۵	۴۲/۴	۴۵	۴۷/۱	۴۲/۳	۵۶/۵	۲۳	ϕ (deg)
۱	۲/۲	۴/۲	۷/۲	۳/۴	۹	۱/۷	۸/۱	۰/۲۴	σ_c (MPa)
۴/۸	۸/۹	۱۳/۸	۲۰/۵	۱۳/۸	۲۳/۸	۹/۲	۲۸/۲	۲/۲	σ_{cm} (MPa)

فصل چهارم

تعیین بارهای وارده بر پوشش

تونل انتقال آب کرج

مقدمه

انواع بارهای وارده بر پوشش بتنی در طول عمر سازه زیرزمینی باید ارزیابی شود و در طراحی منظور شود. بعد از تعیین بارهای بحرانی، طراحی سازه‌های سگمنت انجام می‌شود. در این فصل بارهای وارده بر پوشش تونل انتقال آب کرج ناشی از زمین، آب زیرزمینی، فشار آب داخل و وزن خود پوشش، بررسی می‌شود.

۴-۱ فشار زمین در برگیرنده

پس از حفر تونل وضعیت تنش‌های برجا به هم خورده و بسته به شرایط پروژه ممکن است تغییر وضعیت تنش‌ها منجر به اعمال بار به پوشش تونل، وقوع همگرایی و یا حتی ریزش تونل شود.

در روش‌های حفر مکانیزه تونل که حفاری و سگمنت گذاری توسط دستگاه TBM انجام می‌شود، قطر حفاری تونل در حد چند سانتیمتر بزرگتر از قطر خارجی سگمنت می‌باشد و نصب سگمنت در انتهای شیلد انجام می‌شود. فضای خالی بین سگمنت و جداره حفاری توسط شن نخودی پر می‌شود و پس از آن با استفاده از دوغاب سیمان، فضاهای خالی باقیمانده لابلای شن نخودی پر می‌شود. بدین ترتیب امکان ریزش و تخریب تونل حتی در زمین‌های سست وجود ندارد، منتهی بسته به جنس زمین، ابعاد مقطع، عمق تونل، سرعت پیشروی تونل و نحوه پرکردن فضای خالی پشت سگمنت مقدار بار وارده به سگمنت متغیر خواهد بود. هر چه امکان وقوع همگرایی تونل فراهم شود، بار سنگ وارده به پوشش کمتر خواهد شد. چنانچه شرایط تونل بگونه ای باشد که پس از رسیدن به همگرایی حداکثر، هیچگونه ریزشی روی ندهد، اصطلاحاً تونل را خود ایستا^۱ گویند.

در این تحقیق در برآورد فشار ناشی از بار سنگ از روش‌های همگرایی-همجواری، روش‌های تجربی از قبیل روش ترزاقی و روش‌های مبتنی بر طبقه بندی توده سنگ استفاده می‌شود.

^۱ Self Support

۴-۱-۱ روش همگرایی - همجواری

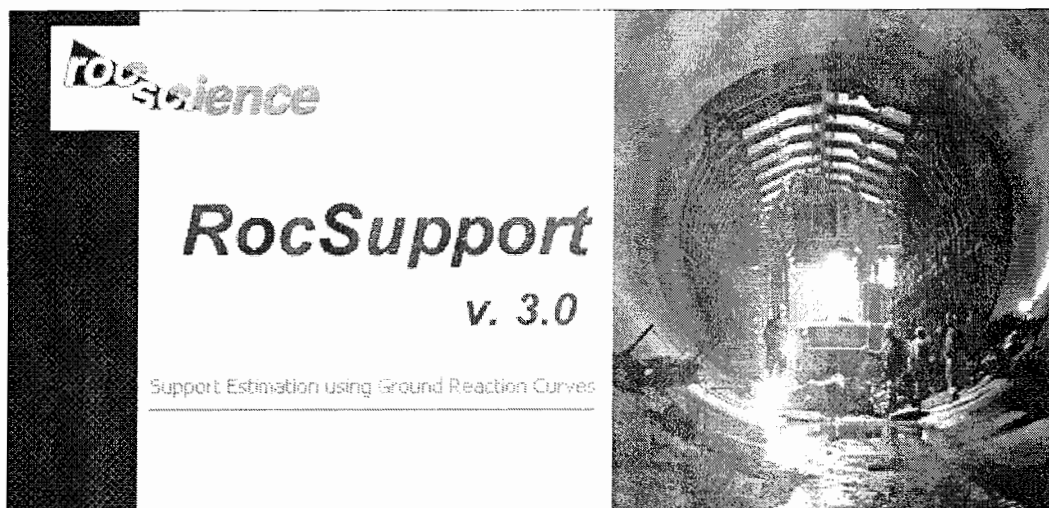
برای رسم منحنی واکنش زمین مربوط به تونل انتقال آب کرج از روش‌های تحلیلی و عددی استفاده شده است.

۴-۱-۱-۱ رسم منحنی واکنش زمین با روش‌های تحلیلی

همانطور که در فصل دوم اشاره شد، برای رسم منحنی GRC زمین می‌توان از روش‌هایی که مبتنی بر معیارهای شکست هوک - براون و موهر- کولمب استفاده نمود. در این تحقیق برای رسم منحنی GRC به روش تحلیلی از نرم افزار RocSupport استفاده شده است.

۱- نرم افزار RocSupport

نرم‌افزار RocSupport، یک برنامه کامپیوتری ساده و سریع جهت تخمین همگرایی تونل‌های دایره‌ای شکل و بررسی برهمکنش زمین اطراف آن با سیستم‌های نگهداری می‌باشد (Rocscience, 2000).



شکل ۴-۱ نرم‌افزار RocSupport جهت رسم منحنی GRC زمین

روش‌های مورد استفاده در نرم‌افزار RocSupport شامل موارد زیر هستند.

۱- روش Duncan Fama

۲- روش Carranza - Torres

۲- روش Duncan Fama

این روش توسط Duncan Fama در سال ۱۹۹۳ بر مبنای معیار شکست موهر - کولمب ارائه شده است و برای رسم منحنی زمین به پارامترهای زیر به عنوان ورودی نیاز دارد.

- مقاومت فشاری توده سنگ

- زاویه اصطکاک داخلی

- مدول یانگ

- نسبت پواسون

البته این نرم افزار این امکان را فراهم می کند تا از پارامترهای مقاومتی معیار هوک - براون برای محاسبه پارامترهای فوق استفاده شود.

۳- روش Carranza-Torres

این روش را Carlos Carranza-Torres در سال ۲۰۰۴ بر مبنای معیار شکست هوک - براون ارائه کرده و برای رسم منحنی زمین به پارامترهای زیر به عنوان ورودی نیاز دارد.

- مقاومت فشاری نمونه سنگ سالم (UCS)

- شاخص مقاومت زمین شناسی (GSI)

- ثابت نمونه سنگ سالم (m_i)

- فاکتور آشفستگی (D)

- نسبت پواسون

- مدول یانگ

- زاویه اتساع

همچنین در این نرم افزار می توان تحلیل ها را بصورت قطعی^۱ و احتمالی^۲ انجام داد. در صورت

انجام آنالیز بصورت قطعی، خروجی نرم افزار شامل موارد زیر است (Rocscience, 2002).

- رسم منحنی عکس العمل زمین (GRC)

- تعیین میزان شعاع زون پلاستیک (شکست) در اطراف مقطع تونل

^۱ Deterministic

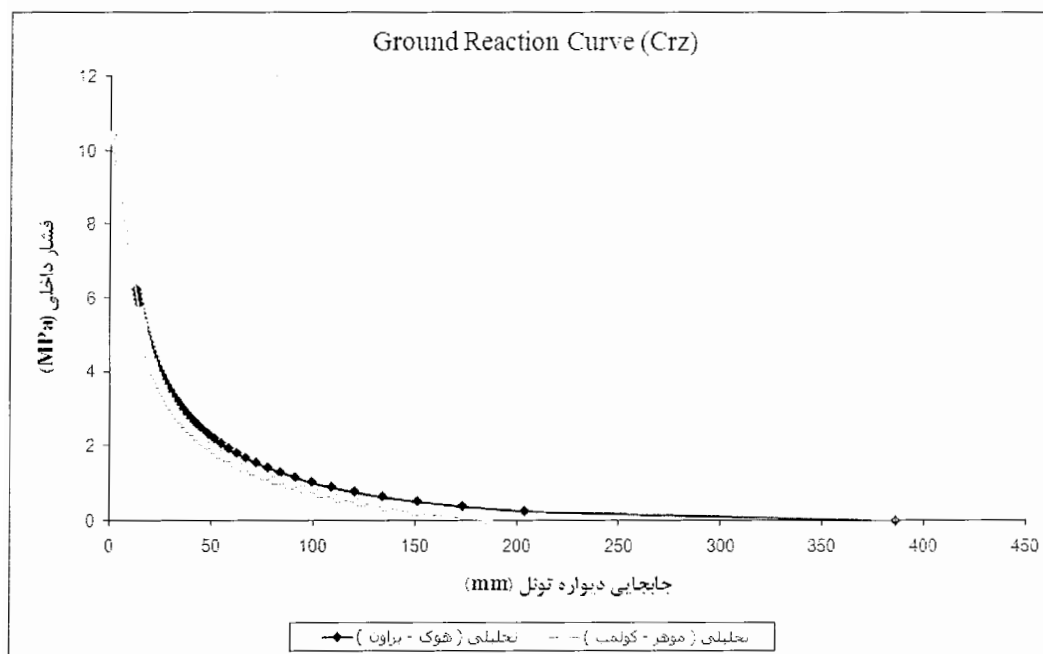
^۲ Probabilistic

- تعیین فشار بحرانی (در صورت نصب پوشش)

- تعیین میزان فاکتور ایمنی برای سیستم نگهداری

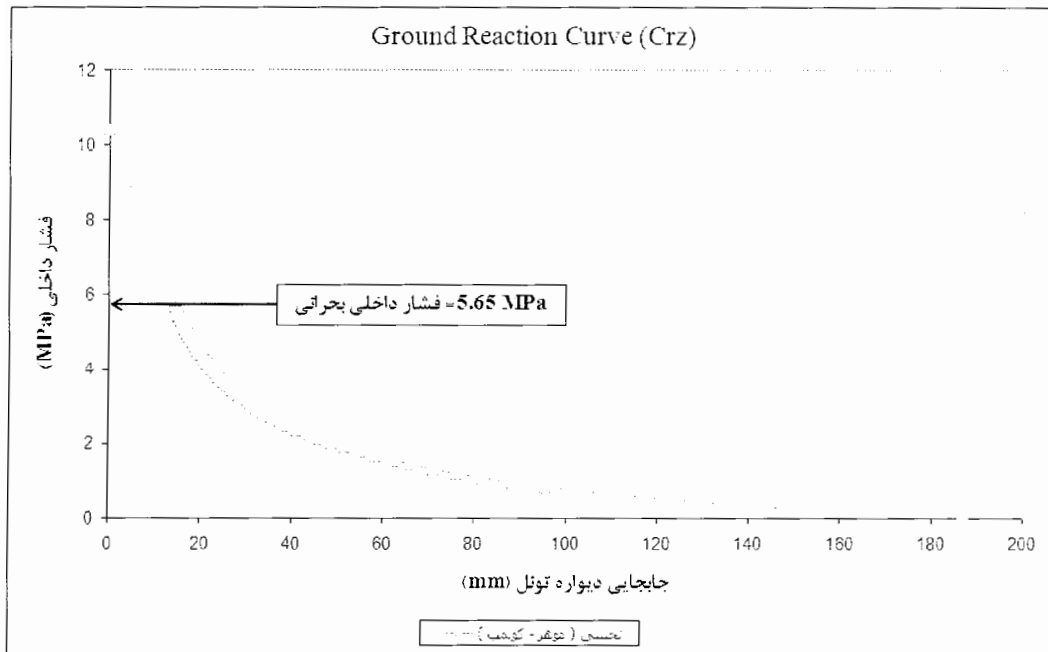
همانطور که در فصل چهارم بیان شد، توده سنگ مسیر تونل انتقال آب کرج از لحاظ لیتولوژی و خواص ژئومکانیکی به ۹ زون تقسیم شده است که برای هر یک از این زون‌ها منحنی GRC با استفاده از نرم‌افزار RocSupport رسم شده است. برای نمونه منحنی واکنش زمین مربوط به زون Crz بطور کامل تشریح و نمودارهای زون‌های دیگر در پیوست ۲ نشان داده شده است.

با توجه به شکل ۲-۴ و مقایسه دو منحنی، مشخص می‌شود که میزان جابجایی منحنی حاصل از روش هوک- براون (Carranza-Torres) بیشتر از جابجایی منحنی موهر- کولمب (Duncan Fama) است.

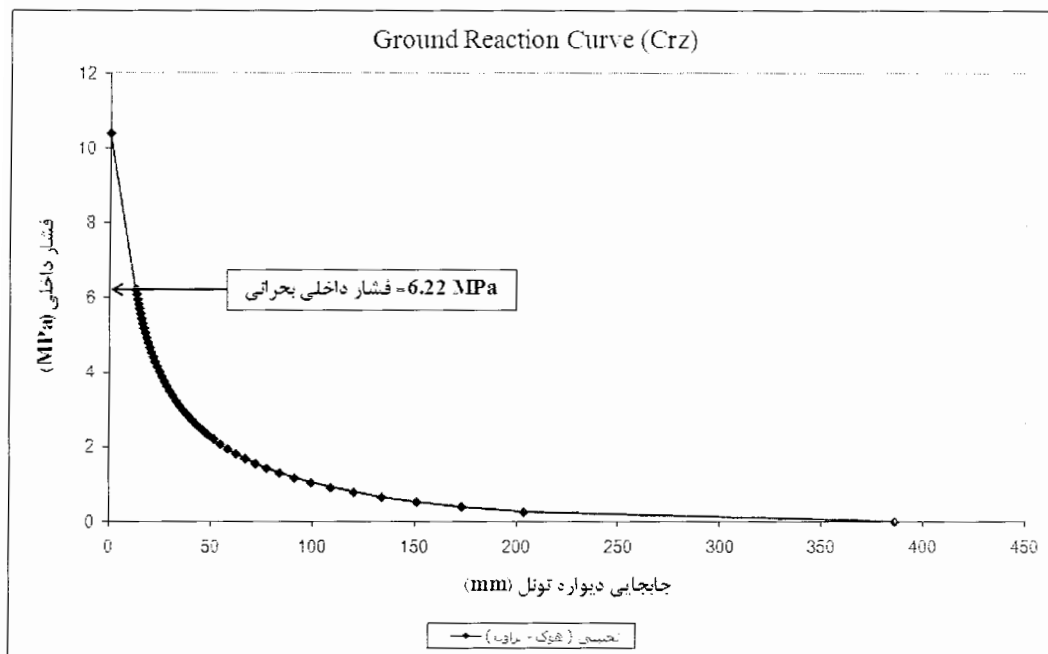


شکل ۲-۴ منحنی واکنش زمین برای زون Crz به روش‌های تحلیلی مختلف

همانطوری که در فصل دوم اشاره شد، فشار بحرانی فشاری است که حد تغییر شکل الاستیک را تعیین می‌کند و اگر فشار داخلی (فشار وارده از طرف سیستم نگهداری بر دیواره تونل) کمتر از آن باشد، زمین وارد تغییر شکل‌های پلاستیک می‌شود. که این مساله در شکل‌های ۳-۴ و ۴-۴ برای زون Crz نشان داده شده است.



شکل ۳-۴ منحنی واکنش زمین برای زون Crz به روش موهر- کولمب (Duncan Fama)

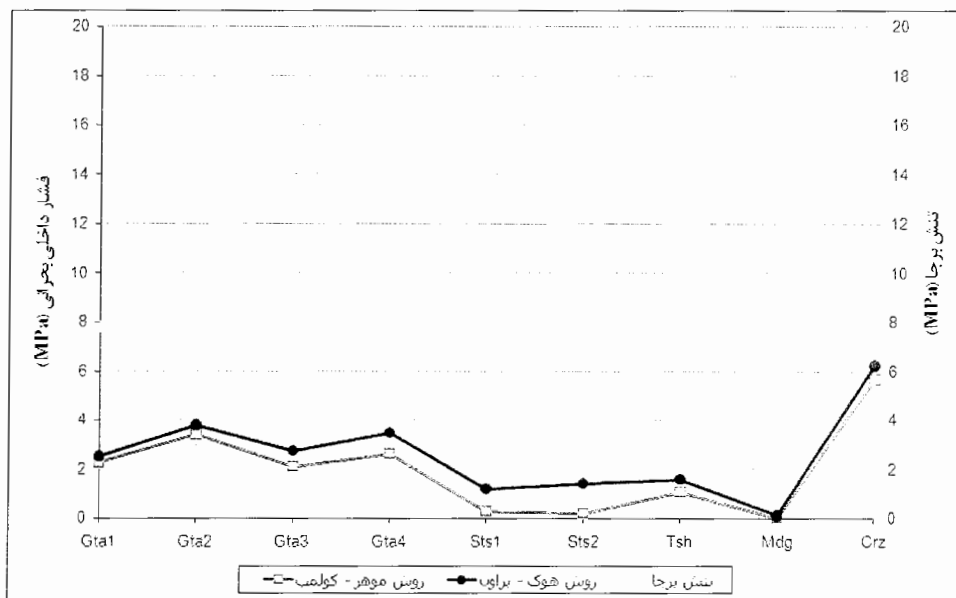


شکل ۴-۴ منحنی واکنش زمین برای زون Crz به روش هوک - براون (Carranza-Torres)

مقایسه شکل‌های ۳-۴ و ۴-۴، نشان می‌دهد محدوده الاستیک در معیار هوک - براون کمتر

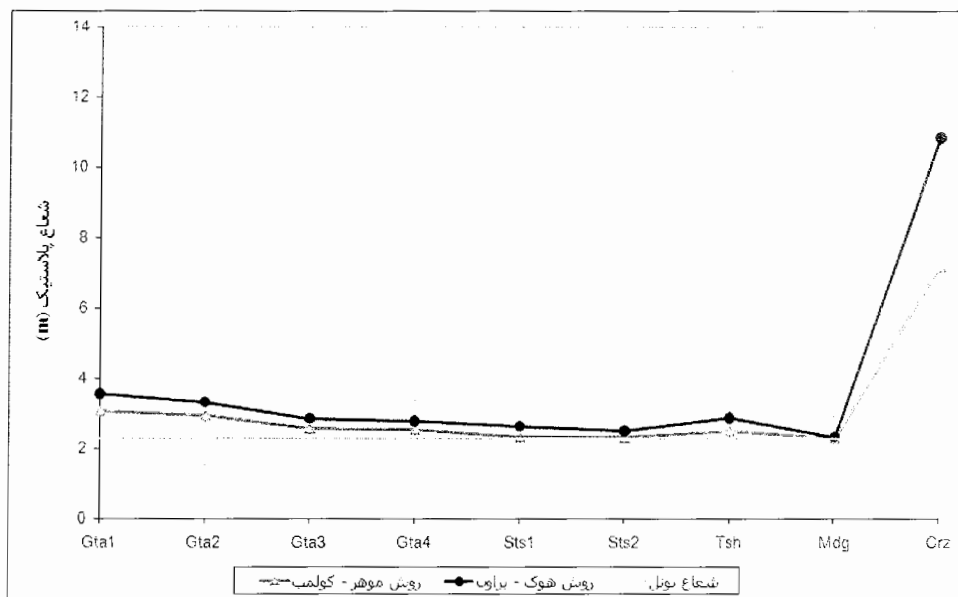
از معیار موهر- کولمب است و زمین زودتر وارد محدوده پلاستیک می‌شود.

با توجه به شکل ۴-۵، برای زون‌هایی با تنش برجای بالا، مقدار فشار بحرانی نیز بیشتر خواهد بود. بنابراین در چنین زون‌هایی بار وارده بر سیستم نگهداری نیز نسبت به سایر زون‌ها بیشتر خواهد بود.



شکل ۴-۵ روند تغییرات فشار داخلی بحرانی در زون‌های مختلف

با کاهش فشار داخلی سیستم نگهداری از میزان فشار بحرانی، زمین وارد تغییر شکل پلاستیک می‌شود که در شکل ۴-۶ روند تغییرات شعاع پلاستیک در زون‌های مختلف نشان داده شده است.



شکل ۴-۶ روند تغییرات شعاع پلاستیک در زون‌های مختلف

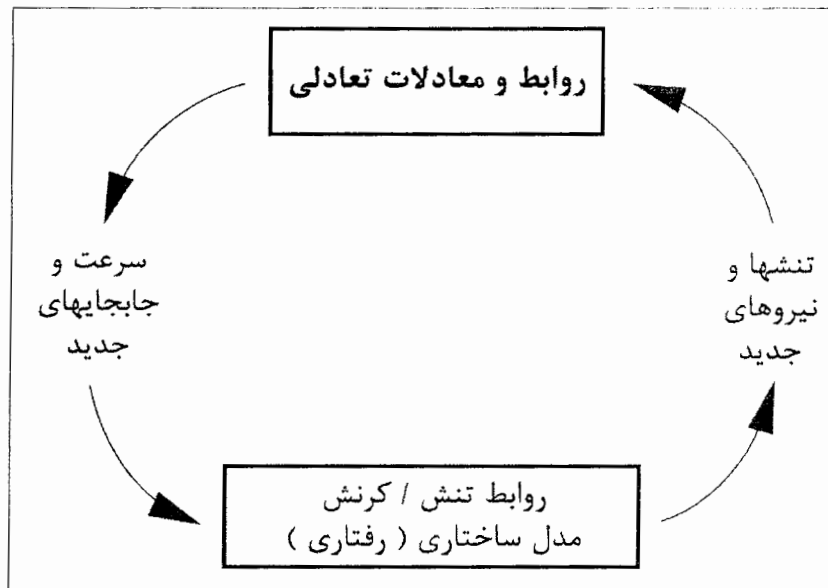
۴-۱-۱-۲ رسم منحنی عکس العمل زمین با روش عددی

در این تحقیق منحنی واکنش زمین در زون‌های مختلف با روشی عددی نیز رسم و با منحنی حاصل از روش‌های تحلیلی مقایسه شده است. مزیت عمده روش‌های عددی نسبت به روش‌های تحلیلی در رسم منحنی واکنش زمین، توانایی روش‌های عددی در رسم منحنی GRC برای تونل‌هایی با مقطع غیر دایره و تنش‌های غیر ایزوتروپیک است.

در این تحقیق برای رسم منحنی واکنش زمین با استفاده از روش عددی، با فرض شرایط کرنش صفحه‌ای می‌توان مساله را بصورت دو بعدی مدل کرد. با فرض پیوسته بودن زمین می‌توان از روش تفاضل محدود^۱ و به تبع آن از نرم افزار *FLAC 2D* برای حل عددی این مساله استفاده کرد.

۱- روش تفاضل محدود

در این روش از این لحاظ که زمین را به صورت پیوسته مدل می‌شود و محیط به تعدادی المان- که در گره‌ها بهم متصل هستند- تقسیم می‌شود، شبیه روش اجزاء محدود است. تفاوت این روش با روش اجزاء محدود این است که در روش تفاضل محدود مقادیر مجهول به طور صریح^۲ محاسبه می‌شود (Sinha, 1989).



شکل ۴-۷ سیکل محاسبات در روش صریح

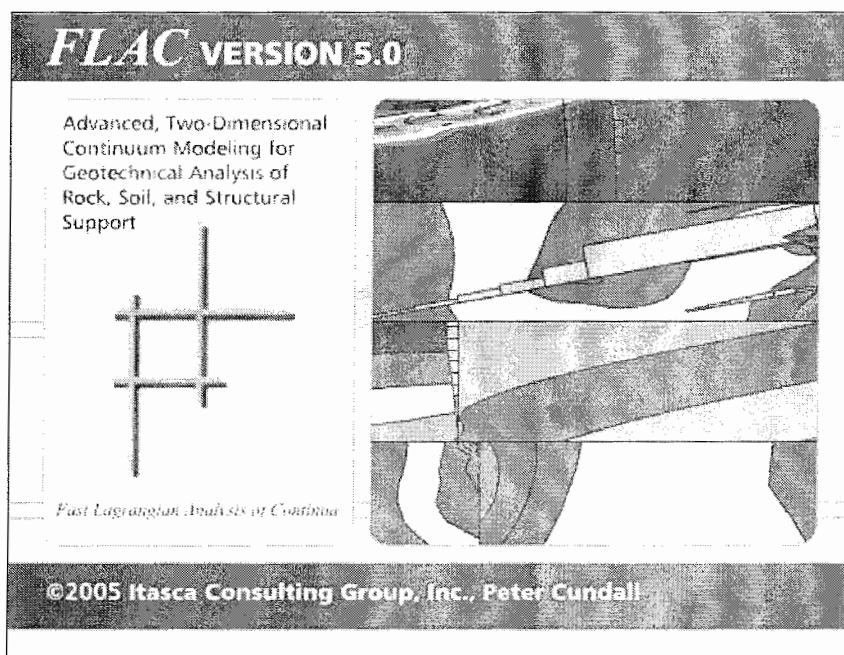
^۱ Finite Difference Method (FDM)

^۲ Explicit

روش صریح بر این ایده استوار است که برای گام‌ها زمانی به قدر کافی کوچک، دستکاری در هر گره از شبکه تنها به وسیله گره‌های مجاور بلا فصل آن اعمال می‌شود. بدین معنا که گام زمانی، کوچک‌تر از زمانی است که تغییرات بین دو گره مجاور منتشر شود. حل جداگانه برای گره‌های شبکه دلالت بر این دارد که نیازی به شکل‌گیری هیچ ماتریسی نیست. چرخه محاسبات منجر به حلی شامل قانون حرکت نیوتن و قانون رفتاری مواد می‌شود. از مزایای آن می‌توان به این نکته اشاره کرد که رویکرد صریح، آنالیز رفتار محیط مساله را که به زمان وابسته است را تسهیل می‌کند و امکان آنالیز گام به گام مکانیزم‌های خرابی احتمالی را می‌دهد. ولی اگر برای مسائل استاتیکی بکار رود ممکن است به زمان محاسبه بیشتری نسبت به دیگر روش‌های عددی نیاز باشد (Sinha, 1989).

۲- نرم افزار FLAC

این نرم افزار دو بعدی بر مبنای روش تفاضل محدود برای انجام محاسبات مهندسی ژئوتکنیک می‌باشد. نرم افزار FLAC یک ابزار پیشرفته برای مدلسازی پیوسته آنالیزهای ژئوتکنیکی سنگ، خاک و حتی سازه‌های نگهدارنده (مانند شاتکریت، بولت‌ها و ...) می‌باشد (Itasca, 2004).

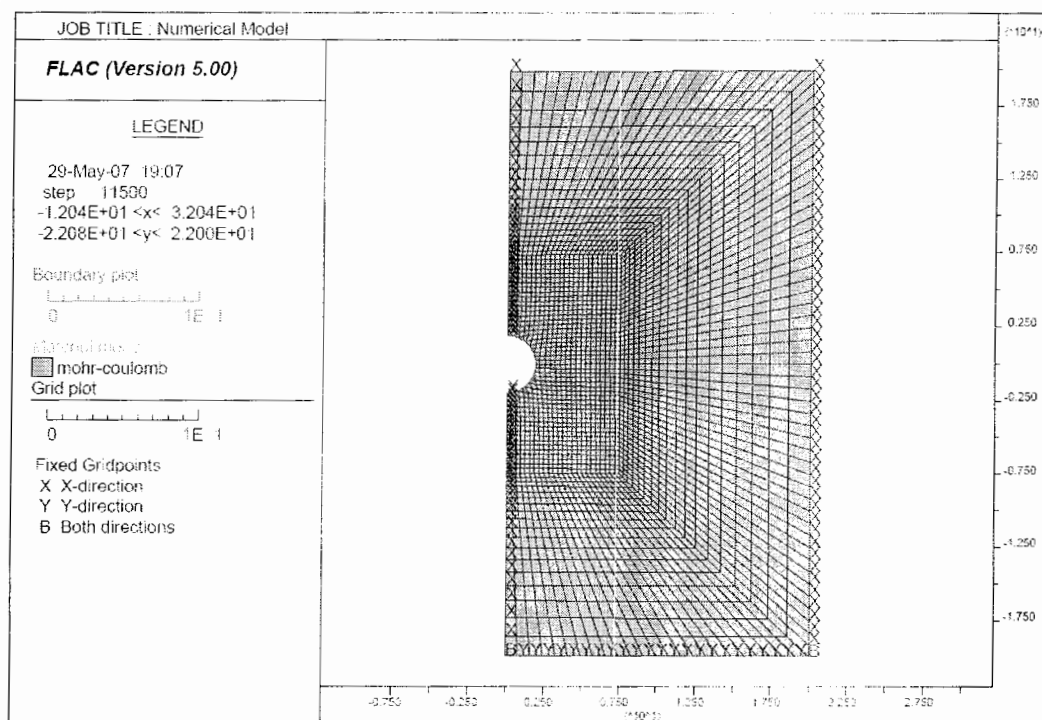


شکل ۴-۸ نرم افزار FLAC v5.0 جهت مدلسازی زمین اطراف تونل و رسم منحنی GRC

- از توانایی‌ها این نرم افزار می‌توان به موارد زیر اشاره کرد (Itasca, 2004).
- ایجاد المان‌های واسطه (Interface) مانند لایه بندی‌ها، گسل‌ها و ...
- مدل کردن شرایط کرنش صفحه ای، تنش صفحه ای و تقارن محوری
- مدل کردن حالت‌های دارای آب زیرزمینی
- مدل کردن نگهدارنده‌ها (مانند پوشش‌های بتنی، راک بولت و شمع و...)
- توانایی در آنالیز دینامیکی مواد
- در برداشتن حالت‌های ویسکوالاستیک و ویسکوپلاستیک (خزش)
- قابلیت مدل کردن حالت‌های وابسته به دمای مواد
- قابلیت اضافه کردن حالت‌های تعریف شده توسط کاربر و استفاده از آن (FISH)

۳- ایجاد مدل عددی

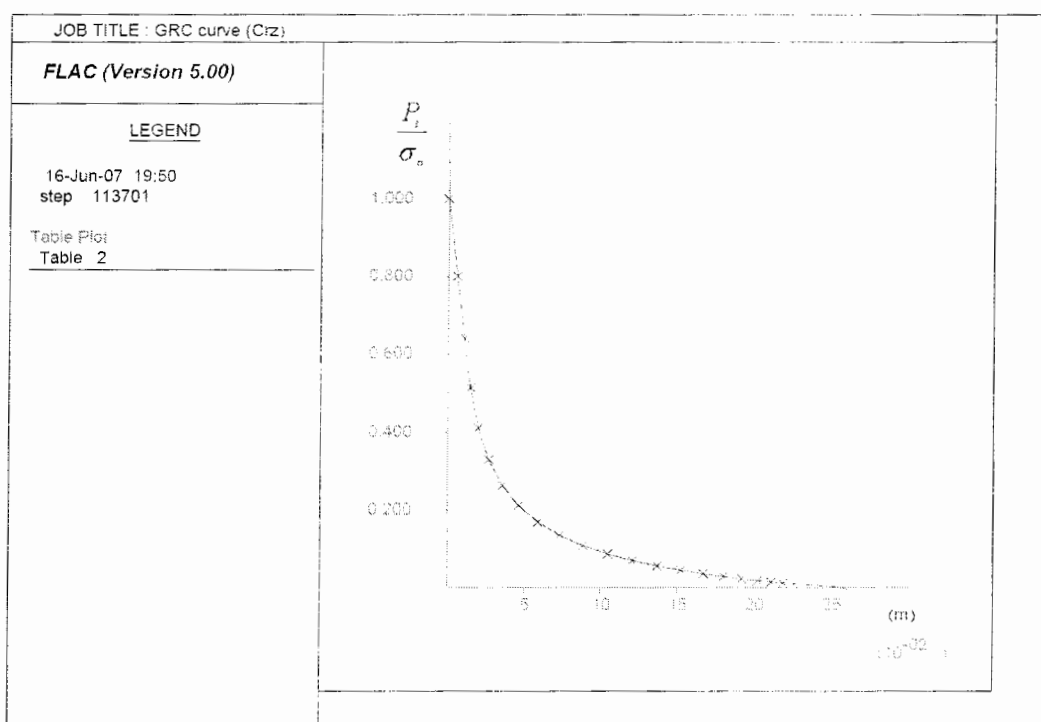
به دلیل دایره‌ای بودن مقطع تونل و متقارن بودن مساله و برای کاهش زمان حل، فقط نصف هندسه تونل و زمین اطراف مدل شده است. در تحلیل عددی برای توده سنگ، از مدل رفتاری موهر- کولمب استفاده شده است.



شکل ۴-۹ هندسه مدل عددی ساخته شده در نرم افزار FLAC v5.0

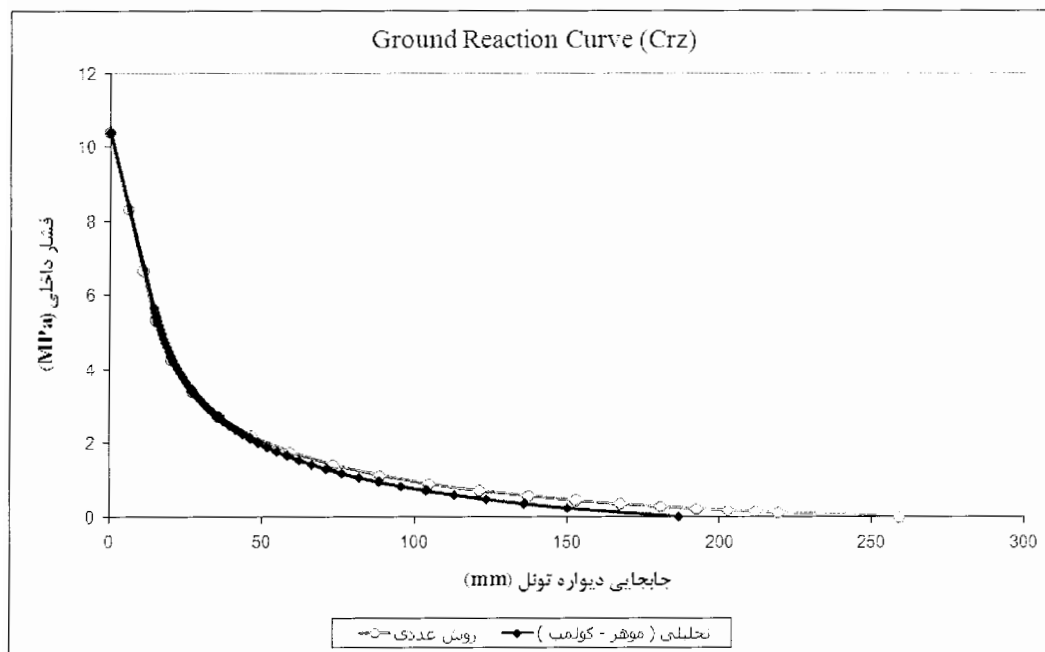
جهت رسم منحنی واکنش زمین با روش عددی، مقدار جابجایی شعاعی دیواره به ازای ۲۲ فشار داخلی مختلف ثبت شده و نتایج آن به صورت یک نمودار (منحنی GRC) رسم شده است. این کار برای هر زون از مسیر تونل کرج انجام شده و منحنی‌های بدست آمده در پیوست ۱ نشان داده شده است.

برای نمونه در شکل ۴-۱۰ منحنی‌های واکنش زمین در دیواره تونل برای زون Crz نشان داده شده است که محور افقی آن جابجایی افقی دیواره تونل و محور قائم مقدار P_i/σ_v را نشان می‌دهد.



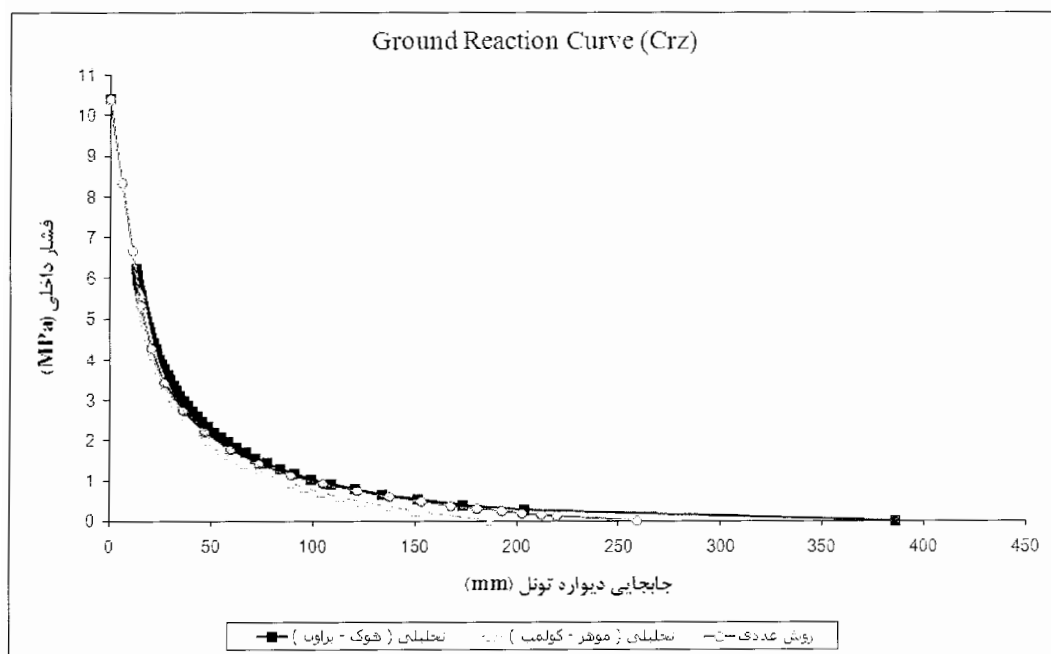
شکل ۴-۱۰ منحنی واکنش زمین زون Crz به روش عددی

در مقایسه منحنی حاصل روش تحلیلی (روش موهر-کولمب) با منحنی بدست آمده از روش عددی در زون Crz که در شکل ۴-۱۱ نشان داده شده است به ازای فشارهای داخلی متفاوت تقریباً این دو نمودار انطباق نسبتاً خوبی دارند. ولی جابجایی نهایی در روش عددی بیشتر از روش تحلیلی موهر-کولمب بدست آمده است برای دیگر زون‌ها نیز این مقایسه انجام شده است که این شرایط فوق را دارا هستند (نمودارهای زون‌های دیگر در پیوست ۱ نشان داده شده است).



شکل ۴-۱۱ مقایسه منحنی GRC زون Crz حاصل از روش عددی و روش موهر-کولمب

نتیجه بدست آمده از مقایسه روش عددی با روش‌های تحلیلی (موهر-کولمب و هوک - براون) این است که روش هوک - براون میزان همگرایی نهایی بیشتری را نشان می‌دهد، در صورتیکه روش موهر-کولمب جابجایی کمتری را نشان می‌دهد. منحنی بدست آمده از روش عددی را می‌توان تقریباً به عنوان حد واسط روش‌های تحلیلی در نظر گرفت.

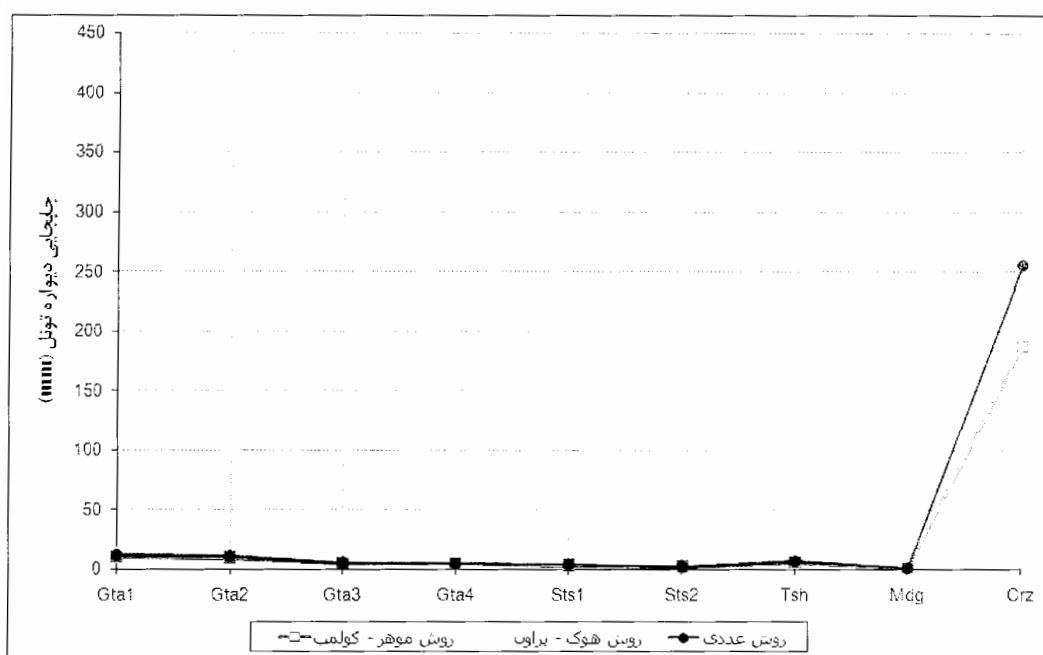


شکل ۴-۱۲ مقایسه منحنی GRC زون Crz حاصل از روش عددی و روش‌های تحلیلی

حداکثر مقدار منحنی واکنش زمین در فشار داخلی صفر (تونل بدون نگهداری) رخ می‌دهد و مطابق با بیشترین مقدار جابجایی دیواره تونل است. در جدول ۴-۱ مقادیر حداکثر جابجایی دیواره تونل در زون‌های مختلف که به روش‌های متفاوت (روش عددی، روش موهر-کولمب و روش هوک - براون) بدست آمده است، قرار داده شده است. جهت بررسی و مقایسه بهتر، نمودارهای حاصل از آن نیز در شکل‌های ۴-۹ و ۴-۱۰ نشان داده شده است.

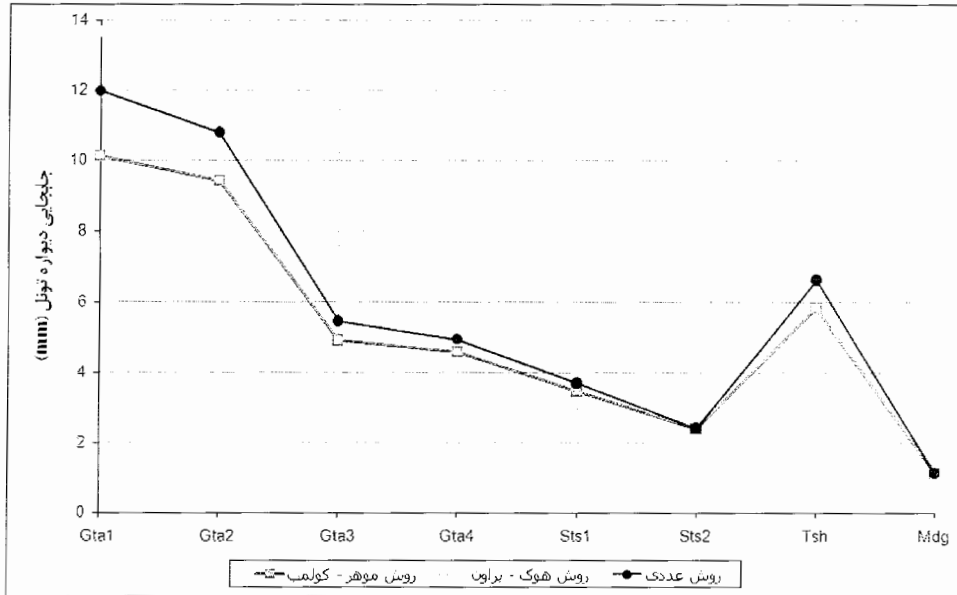
جدول ۴-۱ مقادیر حداکثر جابجایی دیواره تونل در زون‌های مختلف

جابجایی حداکثر (mm)			نام زون
روش عددی	روش هوک - براون	روش موهر - کولمب	
11.97	13.67	10.12	Gta1
10.78	12.15	9.41	Gta2
5.454	6	4.9	Gta3
4.943	5.44	4.59	Gta4
3.708	4.12	3.46	Sts1
2.418	2.63	2.4	Sts2
6.627	7.56	5.84	Tsh
1.135	1.14	1.13	Mdg
259	386.07	186.87	Crz



شکل ۴-۱۳ روند تغییرات مقادیر حداکثر منحنی GRC در زون‌های مختلف

همانطور که در شکل ۴-۱۳ مشاهده می‌شود، زون خرد شده Crz بیشترین میزان جابجایی را دارا است و زون‌های دیگر نسبت به زون Crz از جابجایی کمتری برخوردار هستند. شکل ۴-۱۴ برای مشاهده بهتر روند میزان جابجایی‌ها در زون دیگر رسم شده است.



شکل ۴-۱۴ روند تغییرات مقادیر حداکثر منحنی GRC در همه زون‌ها به جز Crz

۳-۱-۱-۴ رسم منحنی تغییر شکل طولی (LDP) به روش تحلیلی

روش‌های تحلیلی برای رسم منحنی تغییر شکل طولی تونل عبارت از:

۱- روش پانت (Panet)

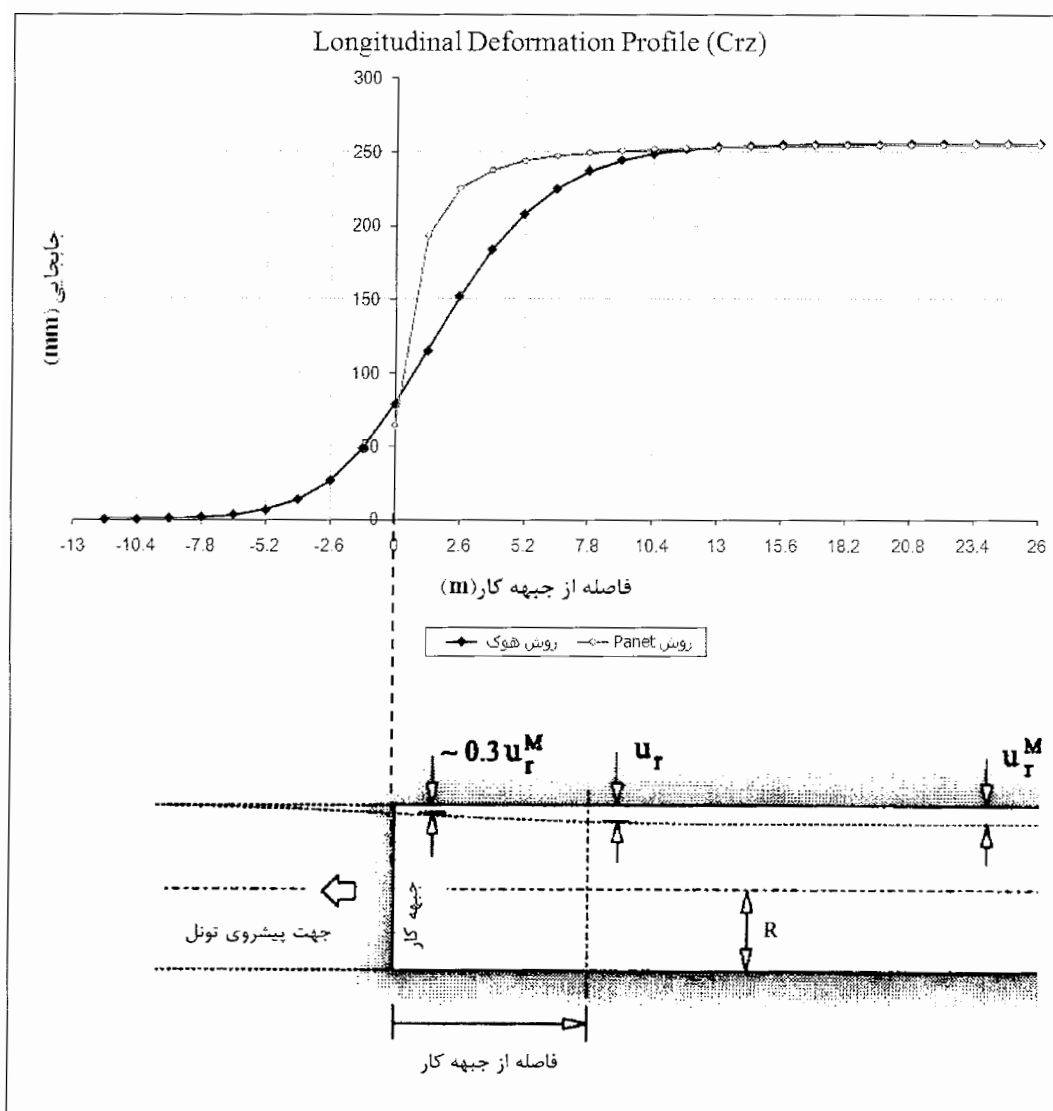
$$\frac{u_r}{u_r^{\max}} = 0.25 + 0.75 \left(1 - \left[\frac{0.75}{0.75 + \frac{x}{R}} \right]^2 \right)$$

۲- روش هوک

$$\frac{u_r}{u_r^{\max}} = \left(1 + \exp \left[\frac{-x/R}{1.10} \right] \right)^{-1.7}$$

با توجه به این روش‌ها، منحنی LDP برای زون‌های مختلف رسم شده است که برای نمونه

پروفیل تغییر شکل طولی برای زون Crz در شکل ۴-۱۵ نشان داده می‌شود.



شکل ۴-۱۵ منحنی تغییر شکل طولی (LDP) برای زون Crz

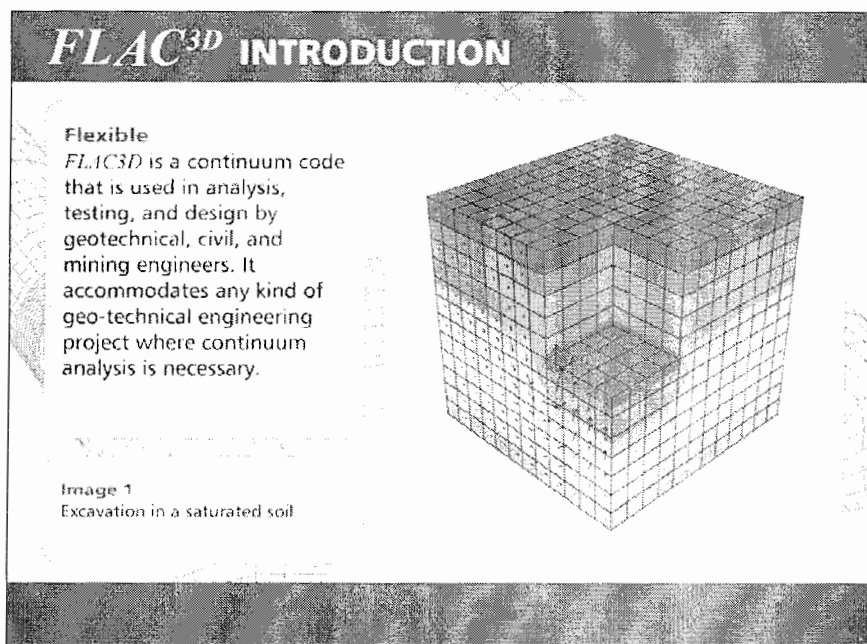
با توجه به شکل ۴-۱۵، در روش Panet میزان جابجایی در جبهه کار تقریباً ۲۵ درصد جابجایی کل است و در روش شوک این مقدار به $30/8$ درصد کل جابجایی می‌رسد. با مقایسه این دو منحنی می‌توان به این نکته اشاره کرد که طراحی براساس روش شوک موجب تخمین بیشتر بار روی سیستم نگهداری شده و در جهت افزایش ایمنی می‌باشد.

۴-۱-۱-۴ رسم منحنی LDP به روش عددی

برای رسم منحنی LDP به روش عددی باید از مدلی سه بعدی استفاده شود. به همین علت در این تحقیق از نرم افزار FLAC 3D استفاده شده است.

۱- نرم افزار FLAC 3D

این نرم افزار یک برنامه تحت ویندوز بر مبنای روش تفاضل محدود صریح برای محاسبات مهندسی ژئوتکنیک است. اساس کار آن مطابق فرمولاسیون عددی نرم افزار FLAC می باشد و ابزاری پیشرفته برای مدلسازی سه بعدی و پیوسته آنالیزهای ژئوتکنیکی سنگ، خاک و حتی سازه های نگهدارنده (مانند شاتکریت، بولت ها و ...) می باشد (Itasca, 2002).



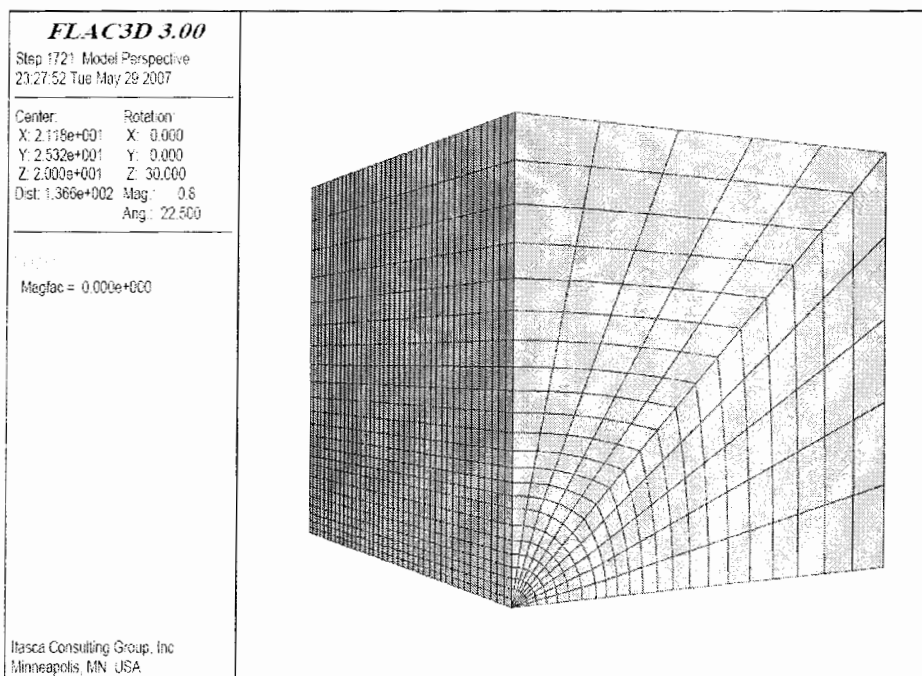
شکل ۴-۱۶ نرم افزار FLAC 3D برای رسم منحنی تغییر شکل طولی تونل (LDP)

این نرم افزار یک ابزار قوی در حل مدل های ترکیبی بدون در نظر گرفتن بدون در نظر گرفتن هر گونه تعدیل در الگوریتم حل می باشد.

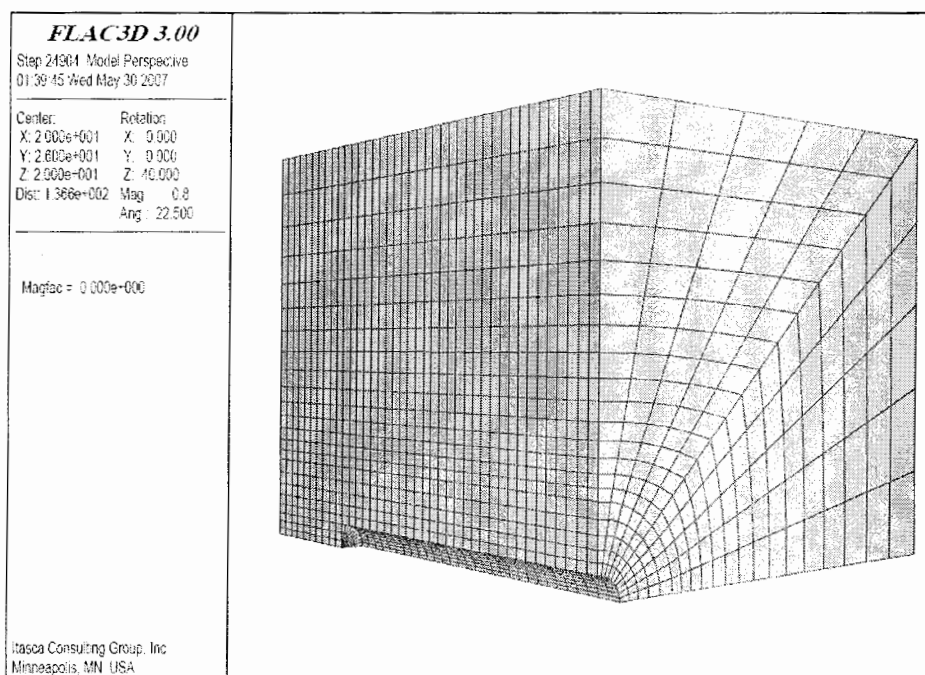
از معایب این نرم افزار، کند عمل کردن اجرای شبیه سازی خطی در مقایسه با روش های المان محدود است. در واقع FLAC 3D وقتی موثر است که برای مسائلی با شرایط کرنش های بزرگ و غیر خطی بکار رود (Itasca, 2002).

۲- ایجاد مدل عددی

در این تحقیق مدل عددی به صورت مکعب مستطیلی ساخته شده (شکل ۴-۱۷ و شکل ۴-۱۸) و از مدل رفتاری موهر-کولمب برای آنالیز استفاده شده است.

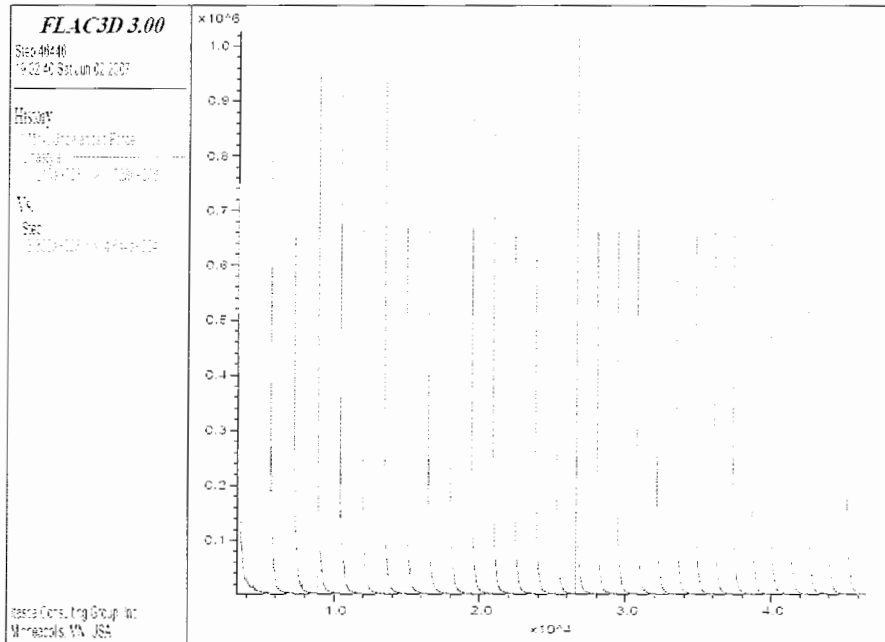


شکل ۴-۱۷ مدل عددی در FLAC 3D (قبل از حفر تونل)



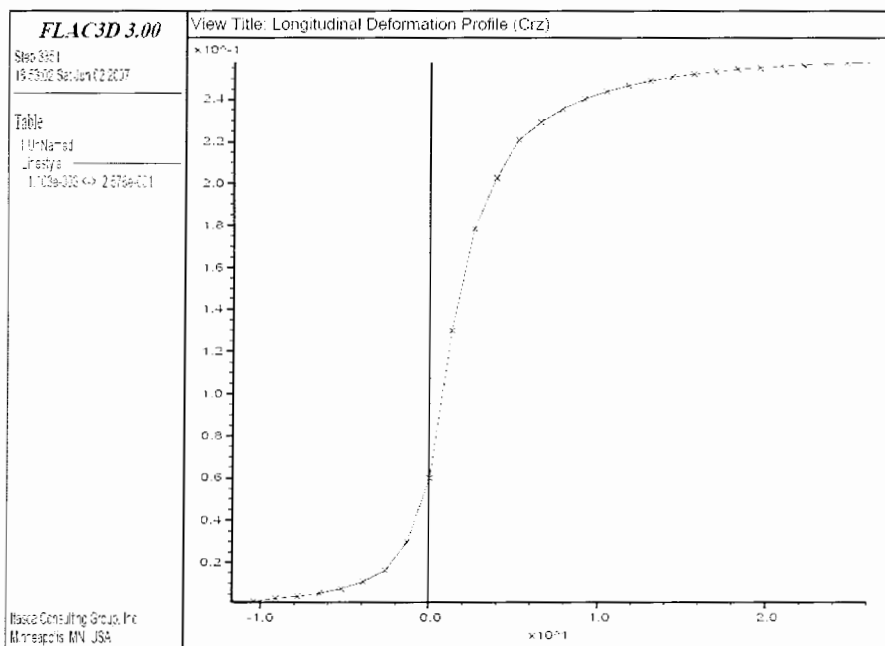
شکل ۴-۱۸ مدل عددی در FLAC 3D (بعد از حفر تونل)

برای ایجاد منحنی تغییر شکل طولی زمین با روش عددی، نقطه در مدل در نظر گرفته شده و مدل در ۳۰ مرحله با گام‌های ۱/۳ متری حفر می‌شود و در هر مرحله تغییر شکل نقطه شاهد ثبت می‌شود. در شکل ۴-۱۹ روند تغییرات حداکثر نیروهای نامتعادل نشان داده شده است.



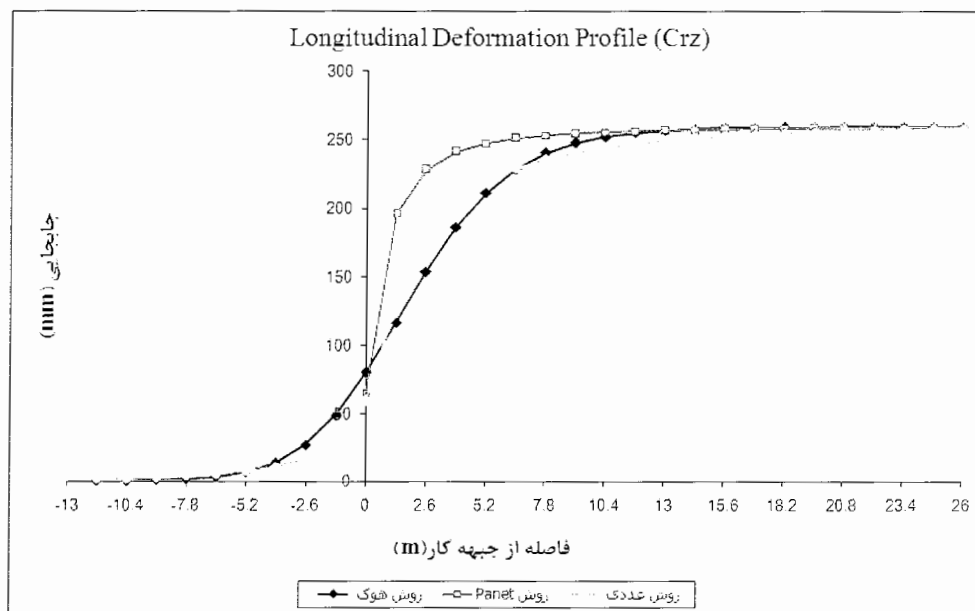
شکل ۴-۱۹ تغییرات حداکثر نیروی نامتعادل در ۳۰ مرحله حفاری تونل

طبق روش بیان شده منحنی LDP زون Crz رسم شده است (شکل ۴-۲۰).



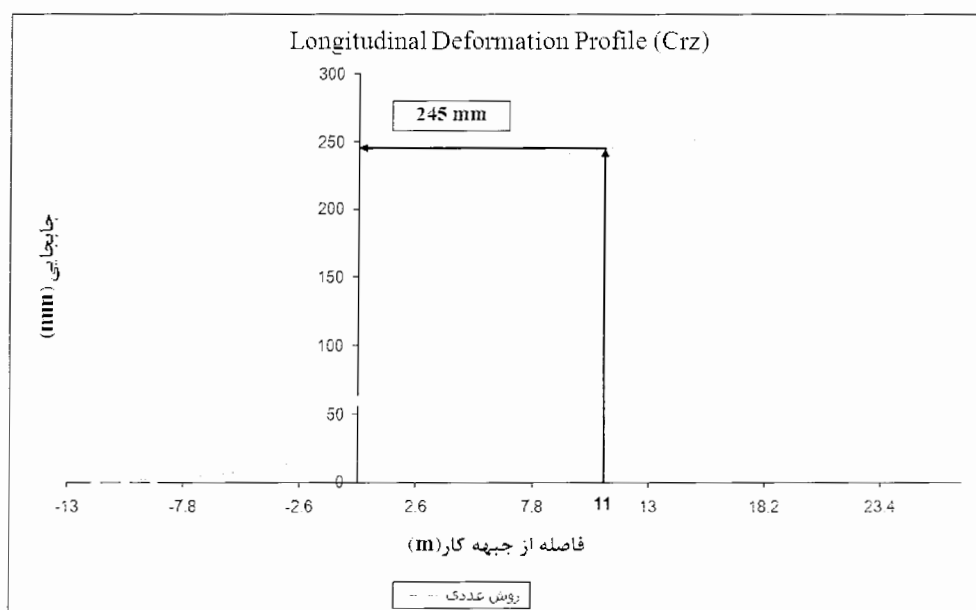
شکل ۴-۲۰ LDP زون Crz بار استفاده از روش عددی

با مقایسه منحنی‌های حاصل از روش‌های عددی و روش‌های تحلیلی می‌توان دریافت که منحنی‌های روش هوک و روش عددی تطابق بیشتری نسبت به هم دارند (شکل ۴-۲۱). لذا برای رسم پروفیل تغییر شکل طولی زمین برای زون‌های دیگر از روش هوک استفاده می‌شود.



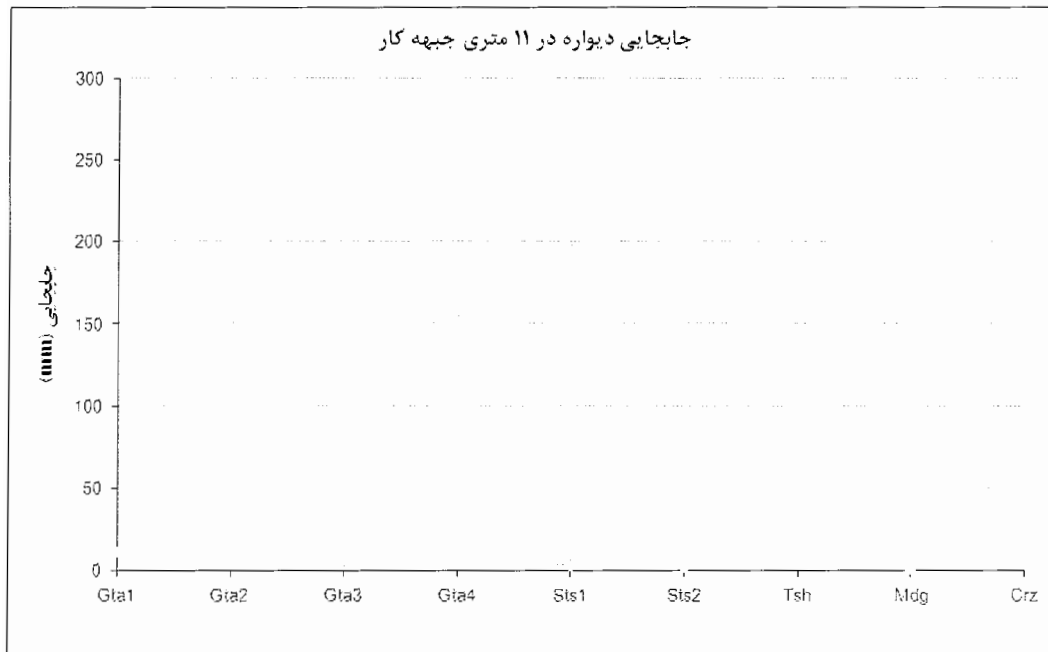
شکل ۴-۲۱ مقایسه پروفیل تغییر شکل طولی زمین برای زون Crz

از آنجایی که فاصله صفحه حفار TBM تا محل نصب سگمنت ۱۱ متر است، میزان جابجایی تونل در این فاصله از جبهه کار برای زون Crz تعیین شده است (شکل ۴-۲۲).



شکل ۴-۲۲ تعیین جابجایی در ۱۱ متری جبهه کار در زون Crz

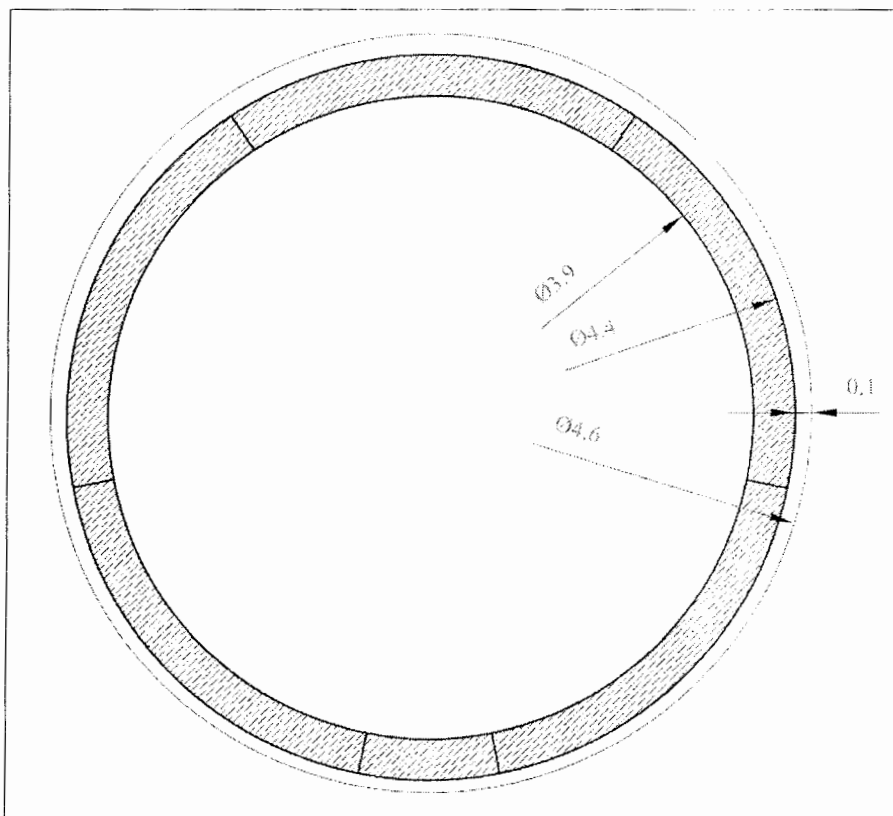
پروفیل تغییر شکل طولی زمین برای زون‌های دیگر با استفاده از روش هوک رسم شده و میزان جابجایی دیواره تونل در ۱۱ متری جبهه کار در زون‌های مختلف تعیین و مقایسه شده است (شکل ۴-۲۳).



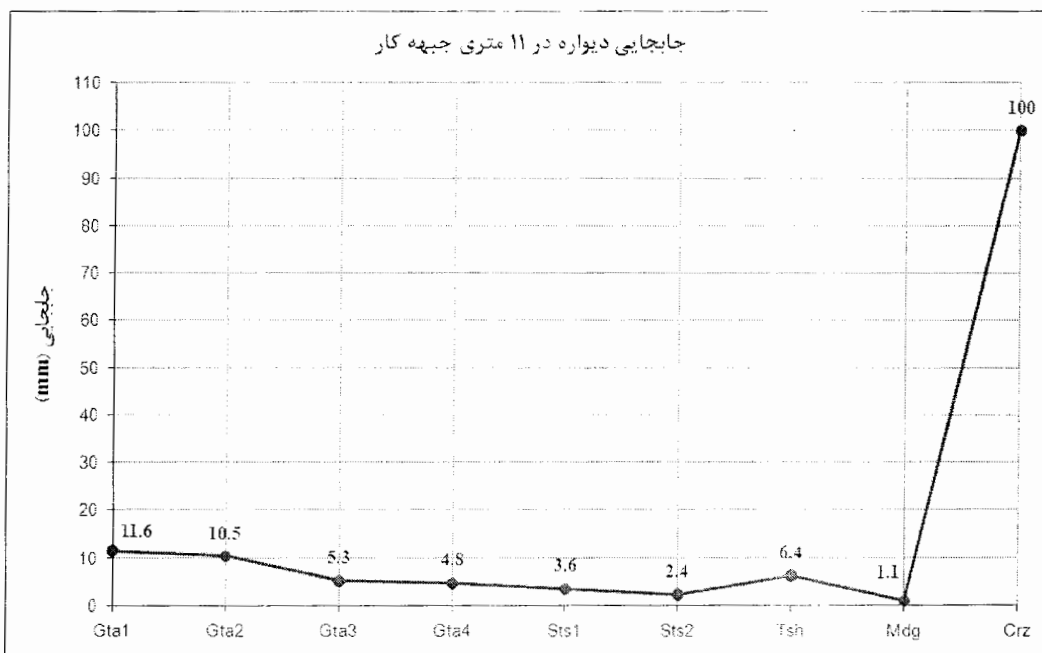
شکل ۴-۲۳ میزان جابجایی دیواره تونل در ۱۱ متر از جبهه کار برای زون‌های مختلف

با توجه به شکل ۴-۲۳ و بررسی میزان جابجایی‌ها در ۱۱ متر از جبهه کار برای زون‌های مختلف، نتیجه می‌شود که در این فاصله از جبهه کار، جابجایی دیواره بیش از ۹۰٪ مقدار ماکزیمم آن است. یعنی تونل تقریباً به حداکثر همگرایی خود رسیده و فشار زیادی را بر پوشش اعمال نمی‌کند.

از آنجایی که قطر حفاری برابر ۴/۶ متر و قطر خارجی پوشش ۴/۴ متر است، لذا فاصله خالی بین رینگ پوشش و دیواره تونل برابر ۰/۱ متر (۱۰۰ میلی‌متر) خواهد بود (شکل ۴-۲۴). بنابراین باید مقدار جابجایی دیواره محاسبه شده در محل نصب پوشش برای زون Crz اصلاح شده و به ۱۰۰ میلی‌متر کاهش یابد. در نتیجه جابجایی دیواره تونل قبل از نصب پوشش برای زون‌های مختلف به صورت شکل ۴-۲۵ اصلاح می‌شود.



شکل ۴-۲۴ نمایی از رینگ پوشش تونل انتقال آب کرج



شکل ۴-۲۵ جابجایی دیواره تونل قبل از نصب نگهدارنده برای زونهای مختلف

۴-۱-۱-۵ رسم منحنی مشخصه پوشش سگمندی تونل انتقال آب کرج

در رسم منحنی مشخصه پوشش بتنی، باتوجه به مشخصات پوشش تونل کرج و با استفاده از روابطی که در فصل دوم ارائه شده، سختی پوشش و حداکثر فشار آن را تعیین شده است.

شعاع خارجی پوشش: $2/2$ متر

ضخامت پوشش: $0/25$ متر

ضریب پواسون بتن: $0/2$

در طول مسیر تونل از دو نوع پوشش که با مشخصات بتن متفاوت استفاده شده است که در در زون Crz بدلیل ضعیف بودن منطقه و زیاد بودن میزان همگرایی تونل نسبت به سایر زون‌ها از پوششی با صلبیت بالا استفاده شده است.

۱- محاسبه سختی پوشش مورد استفاده در زون Crz

مشخصات بتن مورد استفاده در پوشش نواحی خرد شده

- مقاومت فشاری بتن (نمونه استوانه‌ای) $\sigma_{cc} = 50 (MPa)$

- مدول الاستیسیته بتن $E_s = 33.8 (GPa)$

روش ۱ (AF1ES, 2001):

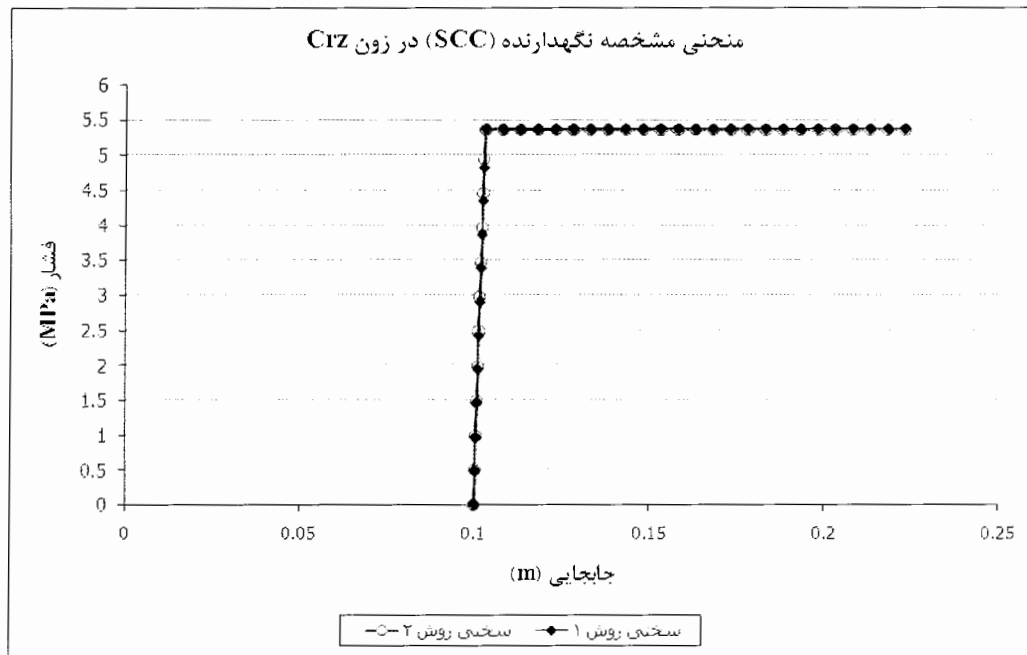
$$\left. \begin{aligned} K_{sn} &= \frac{E_s}{1-\nu_s^2} \cdot \frac{e}{R} = 4241.97 (MPa) \\ K_{sf} &= \frac{E_s}{1-\nu_s^2} \cdot \frac{1}{R^3} = 3.85 (MPa) \end{aligned} \right\} P_s = 4245.82 \frac{u}{R}$$

روش ۲ (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000):

$$K_c = \frac{E_s [R^2 - (R-e)^2]}{(1+\nu_s^2) \cdot [(1-2\nu_s) \cdot R^2 + (R-e)^2]} = 4357.4 (MPa) \rightarrow P_s = 4357.4 \frac{u}{R}$$

حداکثر فشار نگهداری پوشش بتنی مورد استفاده در زون Crz

$$P_{\max} = \frac{1}{2} \sigma_{cc} \left[1 - \frac{(R-e)^2}{R^2} \right] = 5.36 (MPa)$$



شکل ۴-۲۶ منحنی مشخصه پوشش مورد استفاده در زون Crz

۲- محاسبه سختی پوشش مورد استفاده در زون‌های غیر خرد شده

مشخصات بتن مورد استفاده در پوشش نواحی غیر خرد شده

- مقاومت فشاری بتن (نمونه استوانه‌ای) $\sigma_{cc} = 40 \text{ (MPa)}$ - مدول الاستیسیته بتن $E_s = 30.2 \text{ (GPa)}$

روش ۱ (AFTES, 2001):

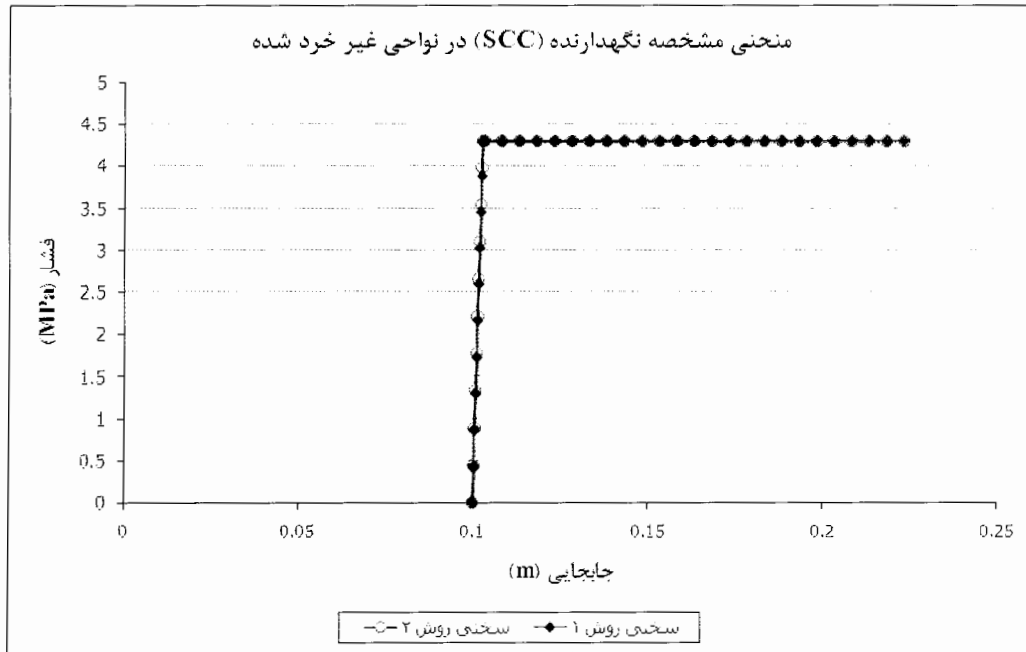
$$\left. \begin{aligned} K_{sm} &= \frac{E_s}{1-\nu_s^2} \cdot \frac{e}{R} = 3790.16 \text{ (MPa)} \\ K_{sf} &= \frac{E_s}{1-\nu_s^2} \cdot \frac{1}{R^3} = 3.44 \text{ (MPa)} \end{aligned} \right\} P_s = 3793.6 \frac{u}{R}$$

روش ۲ (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000):

$$K_c = \frac{E_s [R^2 - (R-e)^2]}{(1+\nu_s^2) \cdot [(1-2\nu_s) \cdot R^2 + (R-e)^2]} = 3893.3 \text{ (MPa)} \rightarrow P_s = 3893.3 \frac{u}{R}$$

حداکثر فشار نگهداری پوشش بتنی مورد استفاده در زون‌های غیر خرد شده

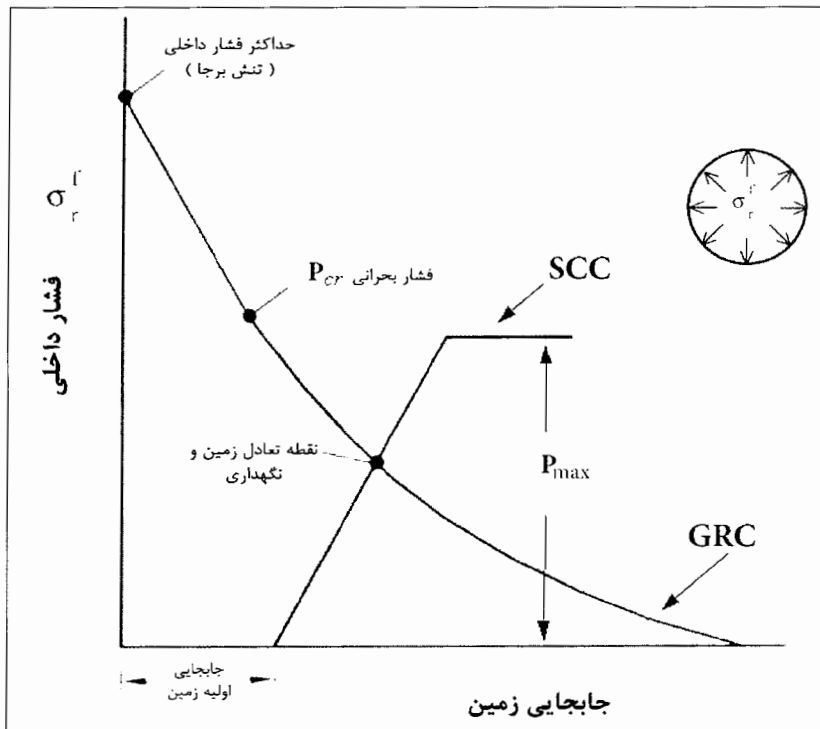
$$P_{\max} = \frac{1}{2} \sigma_{cc} \left[1 - \frac{(R-e)^2}{R^2} \right] = 4.29 \text{ (MPa)}$$



شکل ۴-۲۷ منحنی مشخصه پوشش مورد استفاده در زون‌های غیر خردشده

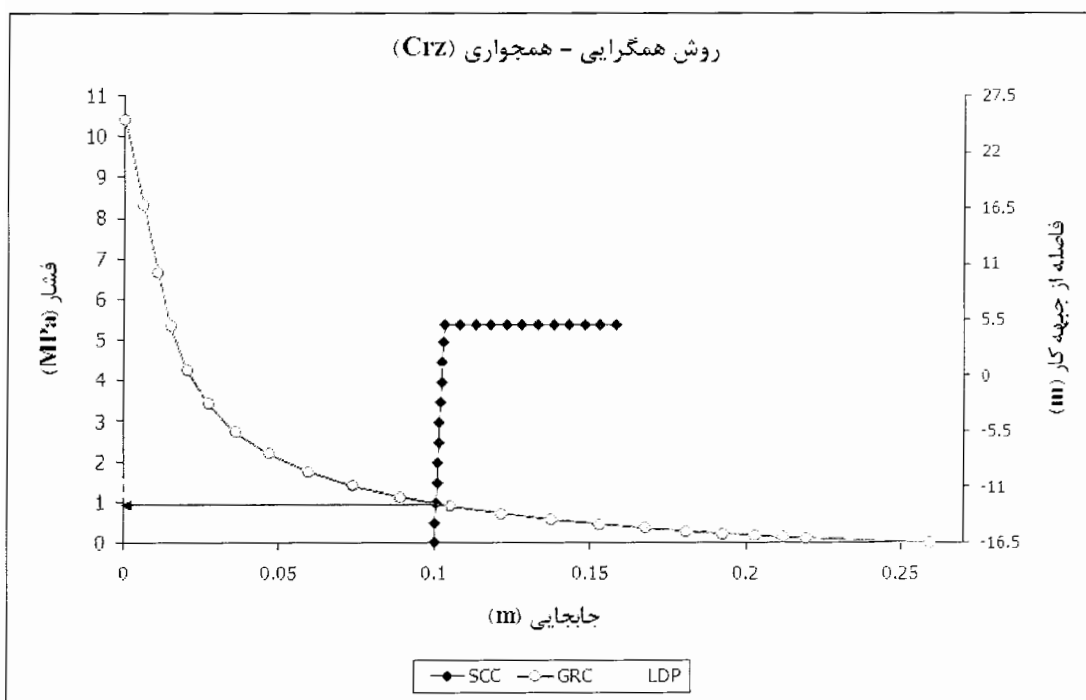
۶-۱-۱-۴ تعیین بار وارد بر پوشش

در روش همگرایی- همجواری می‌توان مقدار جابجایی تونل و بار وارده بر سیستم نگهداری را از تقاطع منحنی واکنش زمین با منحنی مشخصه سیستم نگهداری تعیین نمود (شکل ۴-۲۸).



شکل ۴-۲۸ نمایی از روش همگرایی- همجواری

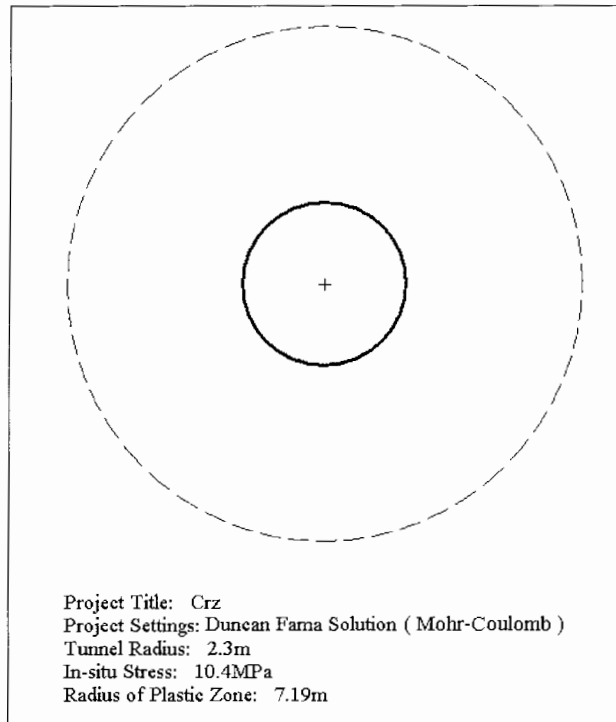
در تونل انتقال آب کرج رینگ پوشش با فاصله ۱۰ cm از دیواره تونل نصب می‌شود و با توجه به حداکثر جابجایی دیواره تونل می‌توان بیان کرد که در زون‌های غیر خرد شده ($Gta1, Gta2, Gta3, Gta4, Sts1, Sts2, Tsh, Mdg$) چون دیواره تونل به حداکثر همگرایی می‌رسد، بار وارد بر پوشش ناچیز است ولی در زون خرد شده (Crz) به زمین اجازه آزاد سازی کامل تنش داده نمی‌شود و در عمل جابجایی آن قبل از نصب پوشش به ۱۰ cm محدود می‌شود. بنابراین انتظار می‌رود در این زون بار وارده بر پوشش بیشتر باشد که این مساله در شکل ۴-۲۹ مشخص شده است. با توجه به شکل ۴-۲۹ بار وارده بر پوشش در دیواره تونل تقریباً برابر ۱ MPa می‌باشد.



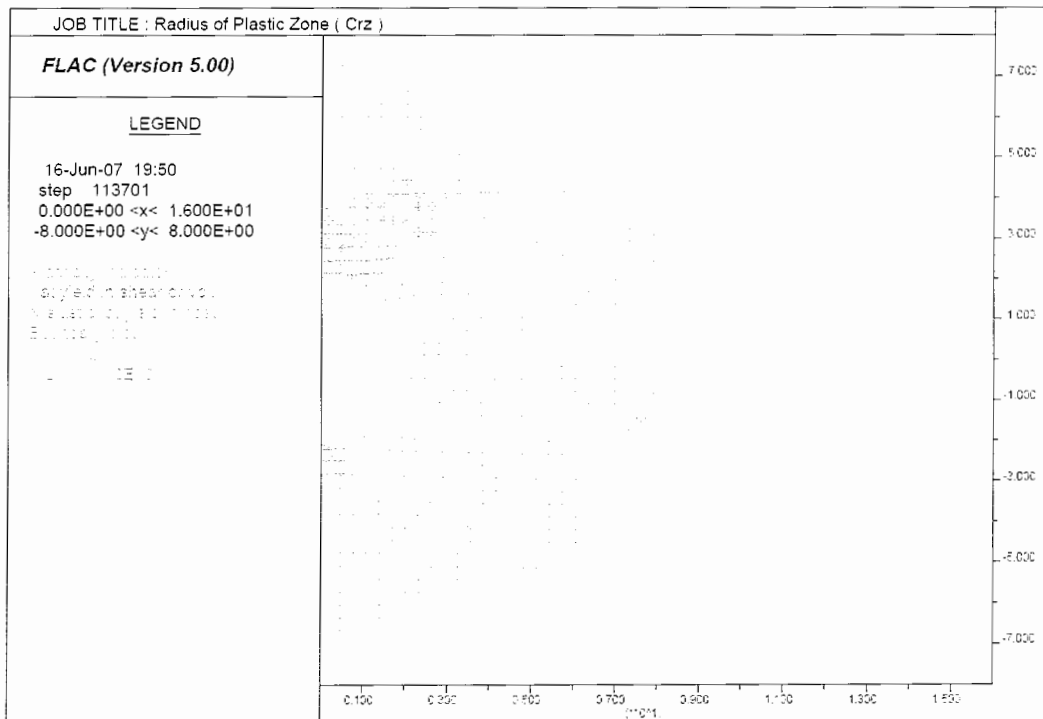
شکل ۴-۲۹ تعیین بار روی پوشش در دیواره تونل برای زون Crz

همانطوریکه در فصل دوم اشاره شد اگر فشار داخلی نگهداری بر دیواره تونل کمتر از فشار داخلی بحرانی شود، در اطراف تونل منطقه پلاستیک گسترش می‌یابد. بنابراین در سقف تونل فشار وارد بر سیستم نگهداری به اندازه وزن ناحیه شکسته شده یعنی $\gamma \cdot (R_{pi} - R)$ افزایش و در کف به همان میزان کاهش خواهد یافت.

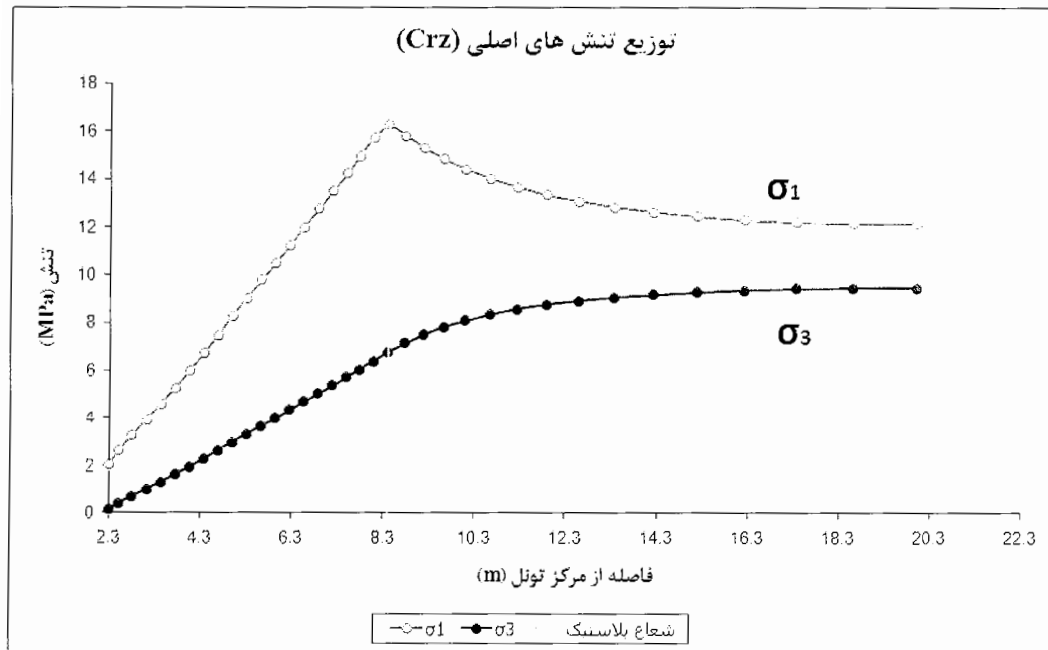
شعاع پلاستیک در زون Crz با استفاده از روش‌های تحلیلی ۷/۱۹ متر (شکل ۴-۳۰) و با استفاده از روش عددی ۸/۴۱ متر محاسبه شده است (شکل ۴-۳۱ و شکل ۴-۳۲).



شکل ۳۰-۴ شعاع پلاستیک حاصل روش تحلیلی موهر- کولمب در اطراف تونل در زون Crz

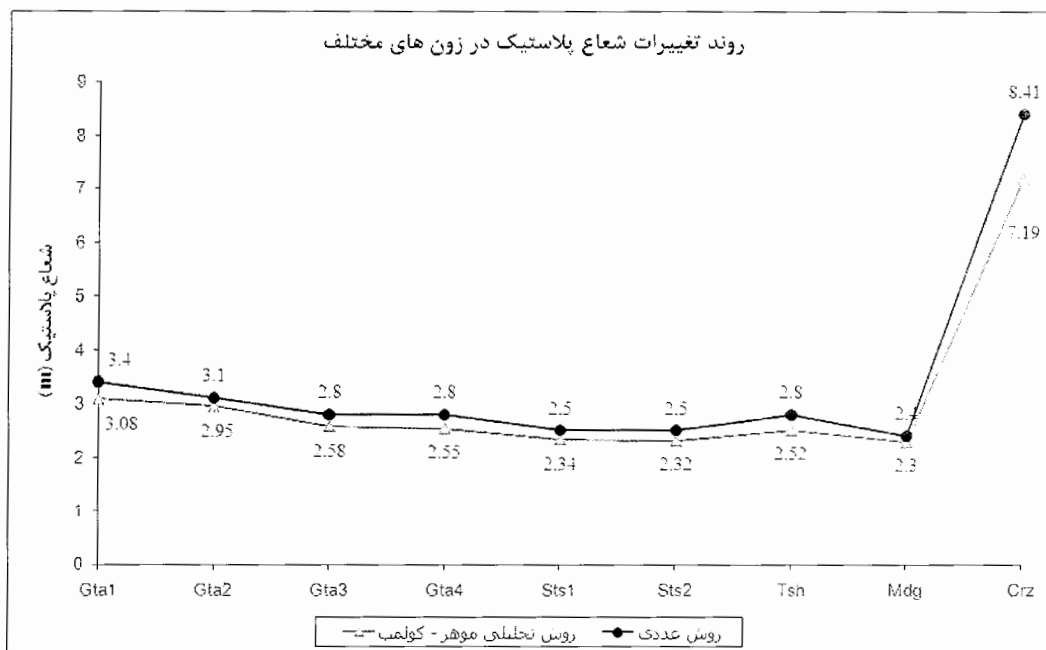


شکل ۳۱-۴ شعاع پلاستیک حاصل روش عددی در اطراف تونل در زون Crz



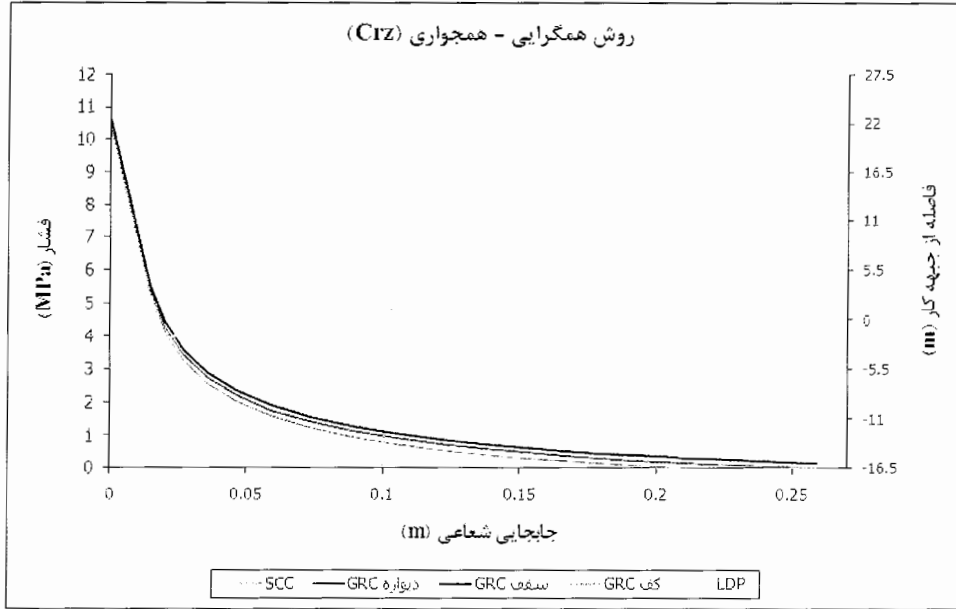
شکل ۴-۳۲ توزیع تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل (حاصل از روش عددی) در زون Crz

شعاع پلاستیک در زون‌های مختلف با استفاده از روش عددی (نرم افزار FLAC) و روش تحلیلی موهر-کولمب (نرم افزار RocSupport) محاسبه و در شکل ۴-۳۳ نشان داده شده است.



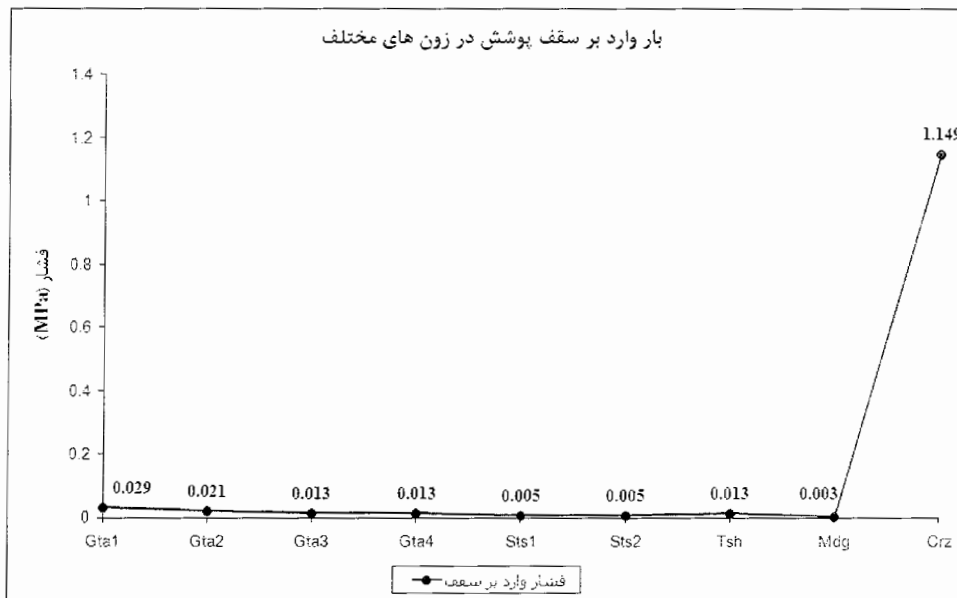
شکل ۴-۳۳ روند تغییرات شعاع پلاستیک محاسبه شده در زون‌های مختلف

با توجه به میزان شعاع پلاستیک در هر زون، می‌توان منحنی GRC سقف و کف تونل را بدست آورد که برای زون Crz منحنی واکنش زمین برای کف، دیواره و سقف در شکل ۴-۳۴ نشان داده شده است.

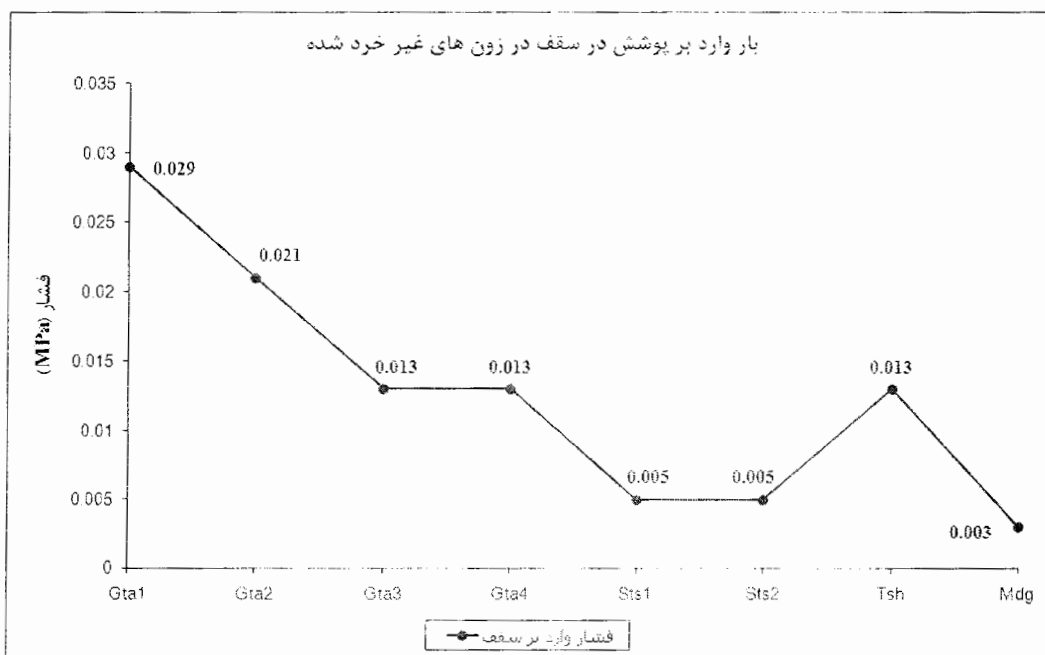


شکل ۴-۳۴ رسم منحنی GRC سقف و کف در زون Crz

با توجه به رسم منحنی GRC سقف، بار وارده بر سقف پوشش تعیین و در جدول ۴-۲ نشان داده شده است. (شکل‌های ۴-۳۵ و ۴-۳۶).



شکل ۴-۳۵ روند تغییرات فشار وارد بر پوشش در سقف برای زون‌های مختلف



شکل ۴-۳۶ روند تغییرات فشار وارد بر پوشش در سقف برای زون های غیر خرد شده

با توجه به نتایج حاصل از روش همگرایی - همجواری بیشترین فشار زمین وارده بر سیستم نگهداری در زون خرد شده Crz بوده و مقدار فشار آن برابر $1/149$ MPa است. میزان فاکتور ایمنی پوشش مورد نظر را می توان از تقسیم کردن حداکثر فشار قابل تحمل سیستم نگهدارنده ($5/36$ MPa) بر فشار وارده بر آن ($1/149$ MPa) بدست می آید.

$$S.F = \frac{P_s^{\max}}{P_s(P_i)} = \frac{5.36}{1.149} = 4.7$$

جدول ۴-۲ مقادیر فشار زمین با استفاده از روش همگرایی- همجواری در زون های مختلف

نام زون	فشار وارد بر سقف (MPa)	فشار وارد بر سقف P (ton/m^2)
Gta1	0.029	2.9
Gta2	0.021	2.1
Gta3	0.013	1.3
Gta4	0.013	1.3
Sts1	0.005	0.5
Sts2	0.005	0.5
Tsh	0.013	1.3
Mdg	0.003	0.3
Crz	1.149	114.9

۴-۱-۲ روش ترزاقی

طبق روش ترزاقی که در فصل دوم بیان شد، ابتدا طبق جدول ۴-۳ با توجه به وضعیت سنگ و میزان RQD در هر زون، ضریب بارسنگ مناسب تعیین شده و سپس با محاسبه ارتفاع موثر میزان فشار زمین محاسبه شده است و نتایج در جدول ۴-۴ نشان داده شده است.

جدول ۴-۳ طبقه بندی بارسنگ ترزاقی

ردیف	وضعیت سنگ	RQD	بار سنگ
۱	سخت و یک پارچه	۹۵ تا ۱۰۰	۰
۲	سخت، دارای لایه بندی یا شیبستوزینه	۹۰ تا ۹۹	۰/۰۵ B
۳	توده ای، نسبتاً درزه دار	۸۵ تا ۹۵	۰/۲۵ B
۴	نسبتاً بلوکی و لایه ای	۷۵ تا ۸۵	۰/۲۵ B - ۰/۲ (B+Ht)
۵	خیلی بلوکی و لایه ای	۳۰ تا ۷۵	(۰/۲ - ۰/۶) (B+Ht)
۶	کاملاً خرد شده اما از نظر شیمیایی بکر	۳ تا ۳۰	(۰/۶ - ۱/۱) (B+Ht)
۶-۱	شن و ماسه	۰ تا ۳	(۱/۱ - ۱/۴) (B+Ht)
۷	سنگ مجاله شونده، عمق متوسط	بیش از ۲۵۰ فوت بدون توجه به (B+Ht)	(۱/۱ - ۲/۱) (B+Ht)
۸	سنگ مجاله شونده، عمق زیاد		(۲/۱ - ۴/۵) (B+Ht)
۹	سنگ آماسی		

بطور نمونه فشار بارسنگ برای زون Crz به صورت زیر محاسبه می شود.

$$(B + H_1) = 4.6 + 4.6 = 9.2 \rightarrow 9.2 \times 4.5 = 41.4 \rightarrow$$

$$41.4 \times 0.026 = 1.0764 \approx 1.08 \text{ MPa}$$

جدول ۴-۴ مقادیر فشار زمین با استفاده از روش ترزاقی

نام زون	ارتفاع موثر (m)	P (MPa)	P (ton/m ²)
Gta1	2.58	0.067	6.7
Gta2	2.12	0.055	5.5
Gta3	1.84	0.048	4.8
Gta4	1.15	0.03	3
Sts1	1.15	0.03	3
Sts2	1.15	0.029	2.9
Tsh	2.3	0.06	6
Mdg	1.15	0.032	3.2
Crz	41.4	1.08	108

۴-۱-۳ استفاده از طبقه بندی توده سنگ

همانطور که در فصل دوم اشاره شده است برای محاسبه فشار سقف تونل بر روی نگهدارنده با استفاده از طبقه بندی RMR و شاخص کیفی تونلسازی Q روابطی ارائه شد که مطابق آن فشار زمین در زون‌های مختلف تعیین شده است.

۴-۱-۳-۱ استفاده از طبقه بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR)

در استفاده از طبقه بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) طبق رابطه زیر برای هر زون فشار وارد بر نگهدارنده محاسبه شده است (جدول ۴-۵).

$$P = \left(\frac{100 - RMR}{100} \right) \cdot \gamma \cdot B$$

جدول ۴-۵ مقادیر فشار زمین با استفاده از مقدار RMR

نام زون	RMR	P (MPa)	P (ton/m ²)
Gta1	48	0.062	6.2
Gta2	57	0.051	5.1
Gta3	64	0.043	4.3
Gta4	75	0.03	3
Sts1	73	0.032	3.2
Sts2	79	0.024	2.4
Tsh	56.5	0.052	5.2
Mdg	73	0.035	3.5
Crz	18.5	0.097	9.7

همچنین گوئل و جتوا رابطه‌ای را برای تخمین فشار وارد بر نگهدارنده بر اساس طبقه‌بندی

ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) به صورت زیر ارائه کرده‌اند (Singh, 1997).

$$P = (7.5 B^{0.1} \times H^{0.5} - RMR) / 20RMR$$

P: فشار وارد بر نگهدارنده

B: پهنای تونل

H: ارتفاع روباره

که با استفاده از رابطه فوق میزان فشار زمین وارده بر پوشش تونل در هر زون محاسبه شده و

در جدول ۴-۶ نشان داده شده است.

جدول ۴-۶ مقادیر فشار زمین با استفاده از روش گونل و جتوا

نام زون	RMR	H (ارتفاع روباره)	B (پهنای تونل)	P (MPa)	P (ton/m^2)
Gta1	48	300	4.6	0.108	1.08
Gta2	57	500	4.6	0.121	1.21
Gta3	64	500	4.6	0.103	1.03
Gta4	75	700	4.6	0.104	1.04
Sts1	73	300	4.6	0.054	0.54
Sts2	79	500	4.6	0.074	0.74
Tsh	56.5	300	4.6	0.084	0.84
Mdg	73	200	4.6	0.035	0.35
Crz	18.5	400	4.6	0.42	4.2

۴-۱-۳-۲ استفاده از شاخص کیفی تونلزنی (Q)

همچنین با استفاده از شاخص Q و رابطه ۲-۹ که در فصل دوم اشاره شده است. فشار زمین

وارده بر نگهداری در زون‌ها محاسبه شده است (جدول ۴-۷).

جدول ۴-۷ مقادیر فشار زمین با استفاده از شاخص Q

نام زون	Q	P (MPa)	P (ton/m^2)
Gta1	0.167	0.091	9.1
Gta2	0.98	0.067	6.7
Gta3	2.05	0.052	5.2
Gta4	21.11	0.024	2.4
Sts1	1.03	0.066	6.6
Sts2	15	0.027	2.7
Tsh	0.138	0.097	9.7
Mdg	6.16	0.036	3.6
Crz	0.003	0.462	46.2

۴-۱-۴ جمع بندی

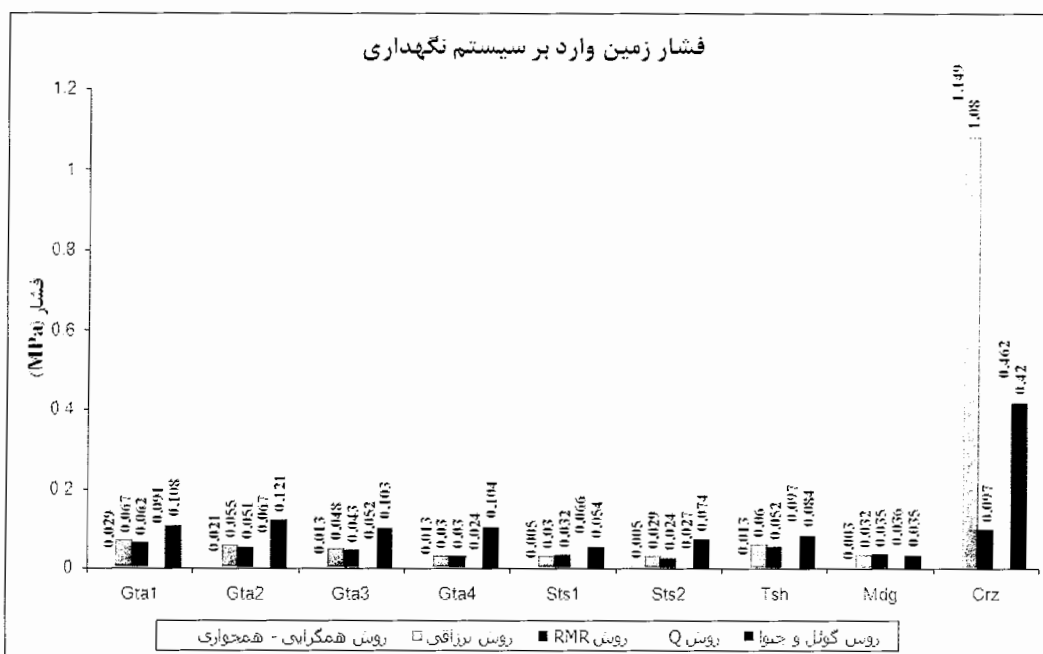
با توجه به شکل ۴-۳۷ در زون‌های غیر خرد شده (Gta1, Gta2, Gta3, Gta4, Sts1, Sts2,)

(Tsh, Mdg) فشار زمین محاسبه شده با استفاده از روش‌های مختلف، تقریباً نزدیک به هم بوده

ولی در زون Crz این چنین نمی‌باشد. که این امر به خاطر این است که در زون Crz، خرد شدگی

شدید توده سنگ و وجود رس در درزه‌ها باعث ایجاد پدیده مچاله شوندگی شده است.

روش‌های مبتنی بر طبقه بندی توده سنگ (RMR و Q) تاثیر مجاله شونده را در محاسبه فشار زمین لحاظ نمی‌کنند ولی در روش ترزاقی، مقدار بار وارد بر نگهدارنده با توجه به ارائه مقادیر متفاوت بارسنگ بسته به نوع رفتار توده سنگ (از سنگ بسیار سخت و یکپارچه تا سنگ لهیده و آماسی) محاسبه می‌شود. روش همگرایی- همجواری نیز تاثیر مجاله شونده را بواسطه تغییر شکل‌های بزرگ در میزان بار وارده بر سیستم نگهدارنده در نظر می‌گیرد.



شکل ۴-۳۷ محاسبه فشار زمین وارده بر پوشش تونل به روش‌های مختلف

۲-۴ فشار آب زیرزمینی

همان طور که در فصل دوم بیان شد، فشار آب زیرزمینی می‌تواند با توجه به میزان نفوذپذیری توده سنگ دربرگیرنده و پوشش تونل و ارتفاع ستون آب زیرزمینی بصورت یک فشار خارجی به پوشش بتنی اعمال شود. به همین جهت می‌توان فشار آب زیرزمینی وارده بر پوشش بتنی تونل در دو حالت پوشش نفوذ ناپذیر و پوشش نفوذ پذیر با استفاده از روش عددی (نرم افزار FLAC 2D) بررسی می‌شود.

۱-۲-۴ تراز آب زیرزمینی

براساس مطالعات صورت گرفته و تراز آب زیرزمینی بدست آمده از گمانه‌ها، سطح آب

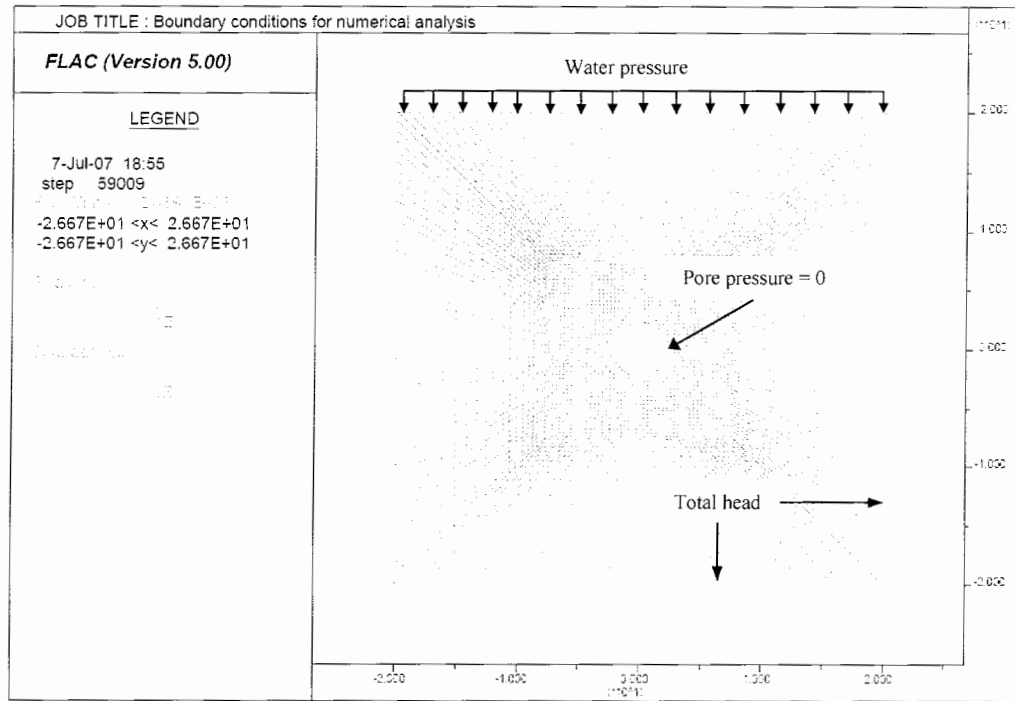
زیرزمینی نسبت به عمق تونل بین ۰ تا ۵۵۰ متر می‌باشد (جدول ۴-۸).

جدول ۴-۸ حداکثر ستون آب زیرزمینی و نفوذ پذیری توده سنگ مسیر تونل (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

حداکثر ستون آب زیرزمینی (m)	تخلخل (%)	نفوذ پذیری سنگ (m/s)		کیلو متر از	
		تا	از	تا	از
0	10-15	1E-08		2+000	0+000
50	4-10	1E-06	1E-08	3+140	2+000
150	4-10	1E-08		3+550	3+140
250	4-10	1E-06	1E-08	4+660	3+550
150	4-10	1E-08		5+880	4+660
250	10-15	1E-08		6+800	5+880
150	10-15	1E-08		7+250	6+800
50	4-10	1E-07		7+730	7+250
150	4-15	1E-08		9+580	7+730
250	10-15	1E-08		10+000	9+580
150	10-15	1E-07	1E-08	10+580	10+000
250	10-15	1E-08		11+160	10+580
350	10-15	1E-08		11+770	11+160
450	4-10	1E-08		13+280	11+770
550	4-10	1E-08		13+840	13+280
450	4-10	1E-08		14+060	13+840
350	10-15	1E-08		14+250	14+060
250	10-15	1E-08		14+580	14+250
150	4-15	1E-06	1E-08	15+315	14+580
100	5	1E-08		15+410	15+315
150	< 5	1E-08		15+740	15+410
50	< 5	1E-08		15+980	15+740

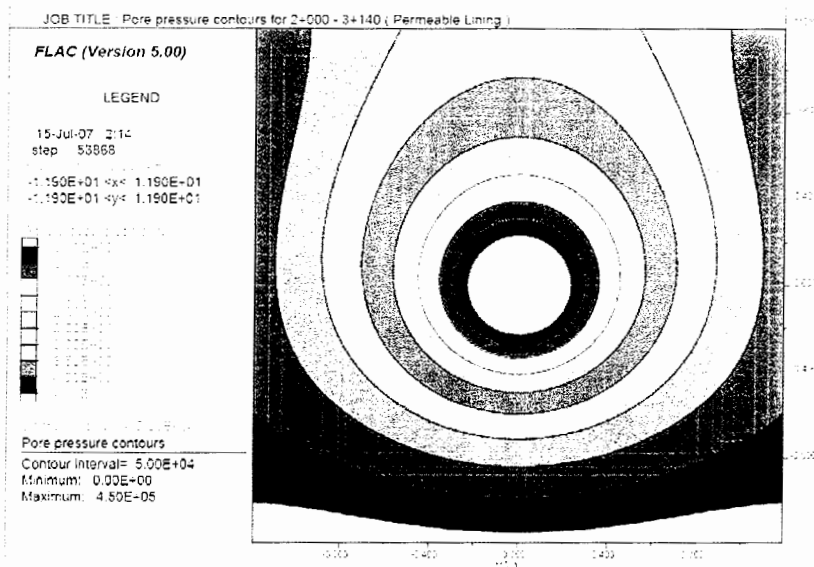
۴-۲-۲ پوشش نفوذ پذیر

در شرایطی که پوشش نفوذ پذیر (پوشش ترک خورده) باشد یا از زهکش استفاده شود ($K_{\text{lining}} \gg K_{\text{rock}}$)، آب زیرزمینی جریان خواهد داشت و تمام ستون آب زیرزمینی (فشار استاتیکی ستون آب) به عنوان بار خارجی در طراحی پوشش در نظر گرفته نمی‌شود. برای بررسی فشار آب زیرزمینی در شرایط پوشش نفوذ پذیر، از روش تفاضل محدود و نرم‌افزار FLAC 2D استفاده شده است. از آنجایی که در تونل کرج ارتفاع ستون آب زیرزمینی زیاد است، به ناچار بخشی از محیط مدل شده و شرایط محیط اطراف در مرزهای مدل اعمال شده است (شکل ۴-۳۸).



شکل ۴-۳۸ مدل عددی جهت تحلیل فشار منفذی آب در شرایط پوشش نفوذ پذیر

در بررسی عددی فشار آب در این شرایط، مدلی مطابق شکل ۴-۳۸ ایجاد شده و فشار آب زیرزمینی در طول تونل محاسبه شده است که نتایج آن در جدول ۴-۹ نشان داده است. در شکل ۴-۳۹ بطور نمونه برای محدوده 2+000 تا 3+140 با حداکثر نفوذ پذیری توده سنگ $1E-06$ و میزان تخلخل ۱۰-۵٪ و حداکثر ۵۰ متر ارتفاع ستون آب، خطوط تراز فشار آب منفذی در اطراف تونل نشان داده شده است.



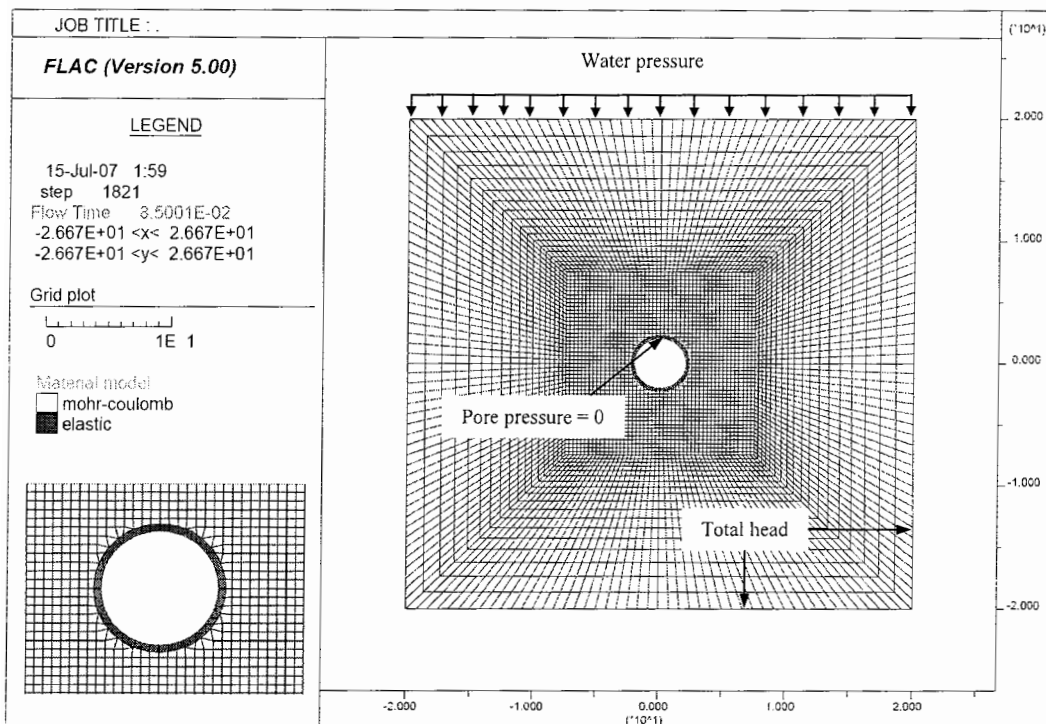
شکل ۴-۳۹ خطوط تراز فشار آب در محدوده 2+000 تا 3+140 (پوشش نفوذ پذیر)

۳-۲-۴ پوشش نفوذ ناپذیر

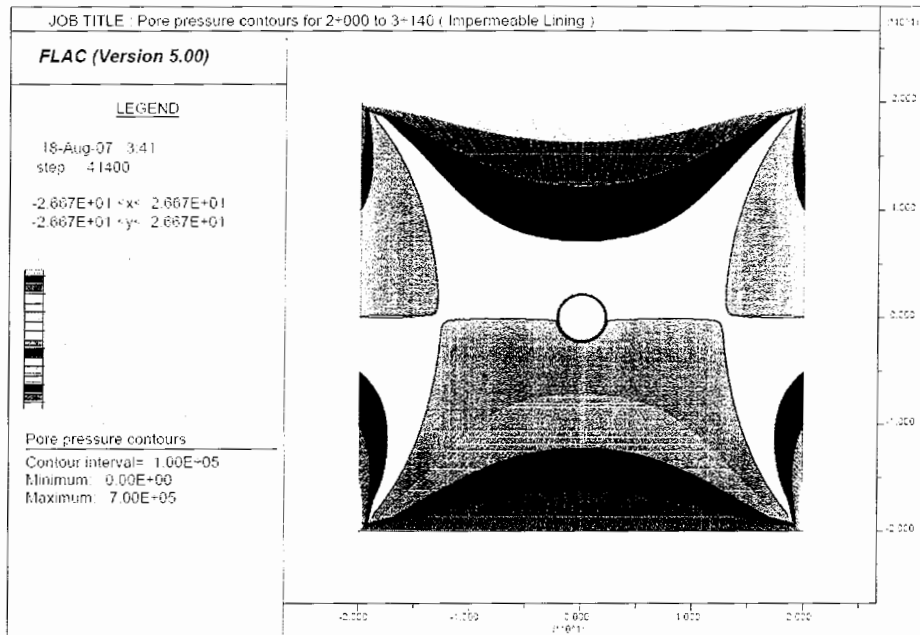
در پوشش‌های نفوذ ناپذیر ($K_{\text{lining}} \ll K_{\text{rock}}$) بدلیل قرار گرفتن آب در پشت پوشش، فشار ستون آب زیرزمینی از بین نرفته و تقریباً معادل فشار استاتیکی ستون آب است. البته نفوذ پذیری و تخلخل توده سنگ نیز در مقدار فشار منفذی آب، موثر می‌باشد.

در بررسی فشار آب زیرزمینی در شرایط پوشش نفوذ ناپذیر نیز از استفاده از نرم‌افزار FLAC استفاده شده است. همانند حالت قبل، بخشی از محیط مدل شده و شرایط محیط اطراف در مرزهای مدل اعمال شده است. برای اعمال میزان نفوذ پذیری پوشش یک ناحیه با ضخامتی برابر ضخامت پوشش با مدل رفتاری الاستیک در نظر گرفته شده است (شکل ۴-۴۰).

پس از ایجاد مدل عددی، فشار آب زیرزمینی در طول تونل بررسی شده که نتایج آن در جدول ۴-۹ نشان داده است. در شکل ۴-۴۱ بطور نمونه برای محدوده 2+000 تا 3+140 با حداکثر نفوذ پذیری توده سنگ $1E-06$ و میزان تخلخل ۱۰-۵٪ و حداکثر ۵۰ متر ارتفاع ستون آب، خطوط تراز فشار آب منفذی در اطراف تونل نشان داده شده است.



شکل ۴-۴۰ مدل عددی جهت تحلیل فشار منفذی آب در شرایط پوشش نفوذ ناپذیر



شکل ۴-۱ خطوط تراز فشار آب در محدوده 2+000 تا 3+140 (پوشش نفوذ ناپذیر)

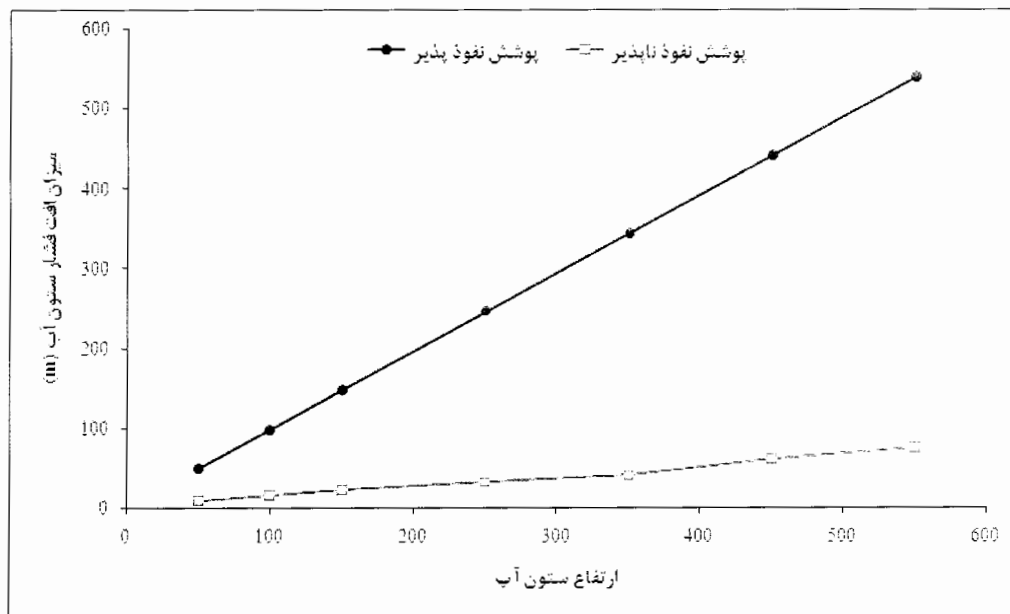
جدول ۴-۹ محاسبه فشار آب زیرزمینی در مسیر تونل

فشار آب زیرزمینی (m)			کیلومتر از	
پوشش نفوذ ناپذیر	پوشش نفوذ پذیر	فشار استاتیکی	تا	از
0	0	0	2+000	0+000
47.6	1	50	3+140	2+000
128.6	2.6	150	3+550	3+140
248.6	5	250	4+660	3+550
128.6	2.6	150	5+880	4+660
218.4	4	250	6+800	5+880
130.5	2.7	150	7+250	6+800
48.2	0.88	50	7+730	7+250
128.6	2.6	150	9+580	7+730
218.4	4	250	10+000	9+580
146.5	2.85	150	10+580	10+000
218.4	4	250	11+160	10+580
310	7	350	11+770	11+160
389	8.7	450	13+280	11+770
475	11	550	13+840	13+280
389	8.7	450	14+060	13+840
310	7	350	14+250	14+060
218.4	4	250	14+580	14+250
149	3	150	15+315	14+580
84.5	1.9	100	15+410	15+315
127.3	2.6	150	15+740	15+410
41.7	0.67	50	15+980	15+740

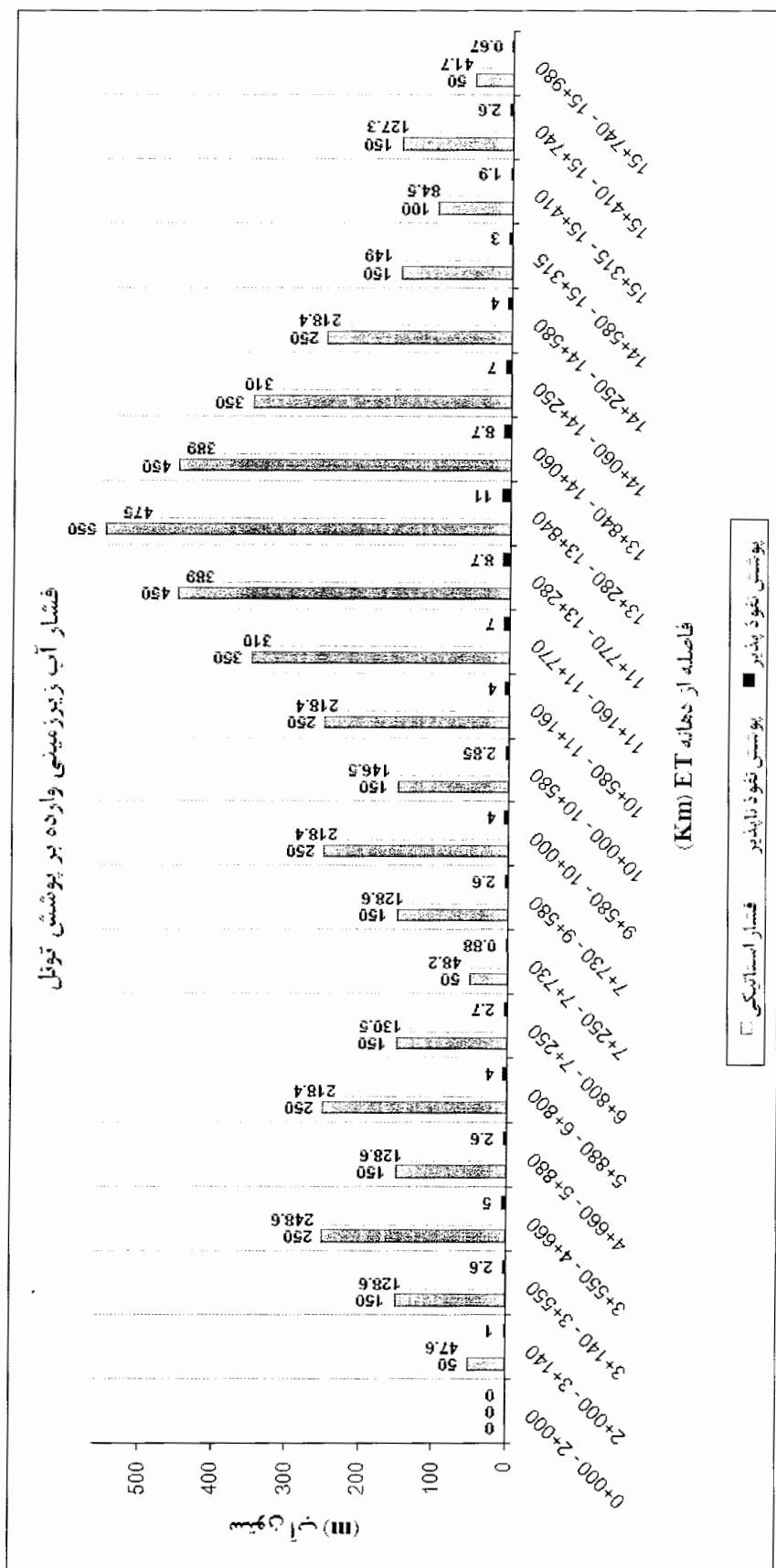
۴-۲-۴ جمع بندی

بررسی شکل ۴-۴۳ نشان می دهد که هرچه قدر میزان نفوذ پذیری سنگ افزایش می یابد، فشار آب روی پوشش بیشتر (به فشار استاتیکی آب نزدیک تر) می شود و همچنین در محیطی با نفوذ پذیری ثابت، با افزایش ستون آب میزان افت فشار (تفاوت فشار محاسبه شده با فشار استاتیکی ستون آب) بیشتر نمایان می شود (شکل ۴-۴۲).

از آن جایی که در پوشش تونل انتقال کرج از واشرهای لاستیکی جهت آب بندی پوشش سگمندی استفاده می شود، پوشش تونل نفوذ ناپذیر فرض می شود.



شکل ۴-۴۲ روند تغییرات میزان افت فشار در نفوذ پذیری سنگ 1E-8



شکل ۴-۳ فشار آب زیرزمینی وارد بر پوشش تونل

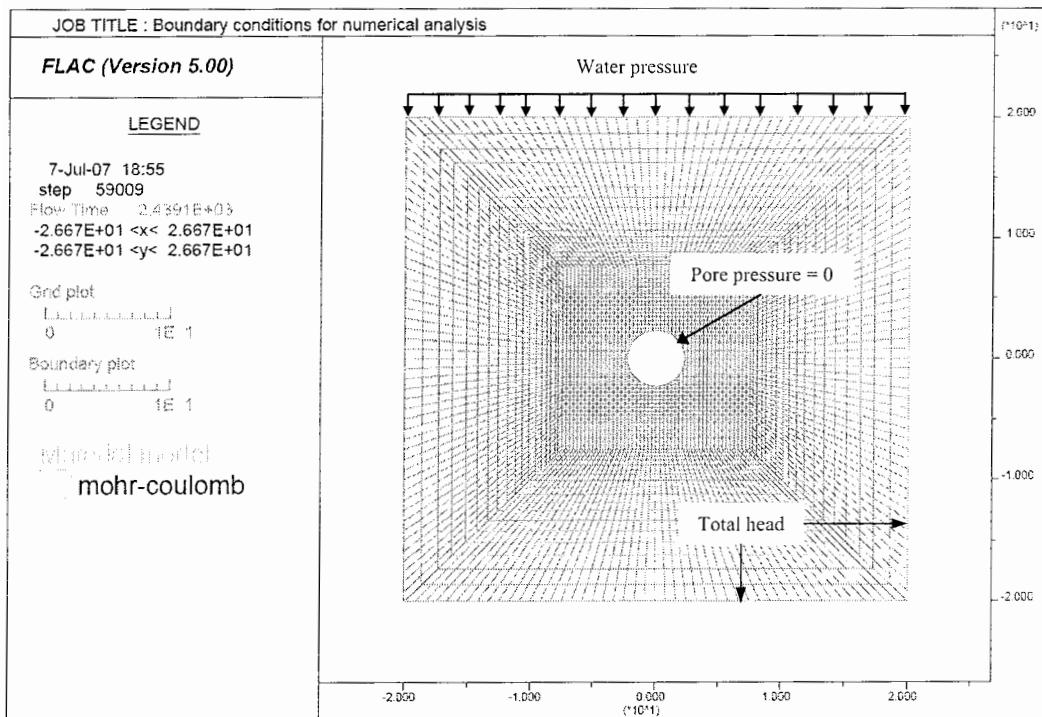
۳-۴ تاثیر جریان آب زیرزمینی بر منحنی واکنش زمین

۳-۴-۱ مقدمه

وقتی که تونلی در زیر تراز آب زیرزمینی حفر می‌شود، آب زیرزمینی به سمت تونل جریان می‌یابد و به تبع آن نیروهای نفوذی بر مقطع تونل اعمال می‌شود. این نیروهای نفوذی بطور قابل توجه بر همگرایی دیواره تونل و در نتیجه بر منحنی واکنش زمین (GRC) تاثیر گذار هستند. همانطور که در بخش ۱-۱-۴ اشاره شد، روش همگرایی-همجواری شامل سه جزء (۱) پروفیل تغییر شکل طولی و (۲) منحنی مشخصه نگهدارنده و (۳) منحنی واکنش زمین است. منحنی واکنش زمین روند افزایش جابجایی شعاعی را به ازاء کاهش فشار داخلی تونل نشان می‌دهد. تحقیقاتی که بر روی منحنی واکنش زمین توسط (Brown et al (1983)، Carranza-Torres and Fairhurst (1999, 2000)، Sharan (2003) و Oreste (2003) انجام شده است، این مطالعات در حالتی که تونل در زمین خشک حفر شود، قابل اجرا است. در خصوص اثر نیروهای نفوذی ناشی از آب زیرزمینی بر تونل مطالعات کمتری صورت گرفته است که از آن می‌توان به تحقیقات (Schweiger et al (1991)، Fernandez and Alvarez (1994)، Lee and Nam (2001)، Bobet (2003) اشاره کرد (Lee, S.W. 2006).

۳-۴-۲ ایجاد مدل عددی

در این تحقیق برای بررسی تاثیر نیروهای نفوذی ناشی از جریان آب زیرزمینی بر پوشش تونل کرج از آنالیز عددی استفاده می‌شود. در این تحلیل از نرم افزار FLAC 2D که بر مبنای روش تفاضل محدود است، استفاده می‌شود. در این مدل عددی، از مدل رفتاری موهر-کولمب استفاده شده است (شکل ۴-۴۴).



شکل ۴-۴ مدل عددی و شرایط مرزهای آن در تحلیل اثر جریان آب زیرزمینی بر منحنی GRC

همانطور که در شکل ۴-۴ نشان داده شده است، یک تونل دایره‌ای شکل به قطر ۴/۶ متر (قطر تونل انتقال آب کرج) قرار دارد. از آنجایی که تراز آب زیرزمینی در ارتفاعی بین ۵۰ تا ۵۵۰ تغییر می‌کند. امکان مشخص کردن سطح تراز در مدل عددی نمی‌باشد که بدین منظور باید اثر آن بصورت اعمال بار در بالای مدل لحاظ شود. همچنین در جوانب، پایین و در اطراف دهانه تونل مطابق شکل ۴-۴ شرایط فشار منفذی آب لحاظ شده است.

۴-۳-۳ نحوه آنالیز عددی

در آنالیز مدل، ابتدا با حل مکانیکی، مدل به تعادل اولیه رسیده و پس از آن جریان آب در مدل برقرار می‌شود (flow analysis) تا فشار منفذی در اطراف تونل توزیع شود. سپس در هر گام با کاهش فشار داخلی تونل به ازاء ۲۰٪، جابجایی شعاعی دیواره تونل ثبت می‌شود. در انتها با رسم مقادیر بدست آمده، منحنی واکنش زمین بدست می‌آید.

۴-۳-۴ بررسی اثر فشار آب زیرزمینی بر منحنی GRC در زونهای مختلف

۱-۴-۳-۴ تعیین پارامترهای اولیه

در این تحلیل ابتدا پارامترهای میزان نفوذ پذیری، تخلخل، ارتفاع تراز آب زیرزمینی با توجه به جدول ۱۰-۴ در هر زون در بحرانی ترین مقطع (مقطعی با بیشترین ارتفاع روباره) تعیین و در جدول ۱۱-۴ نشان داده شده است.

جدول ۱۰-۴ تراز آب زیرزمینی، تخلخل و نفوذ پذیری توده سنگ در طول مسیر تونل

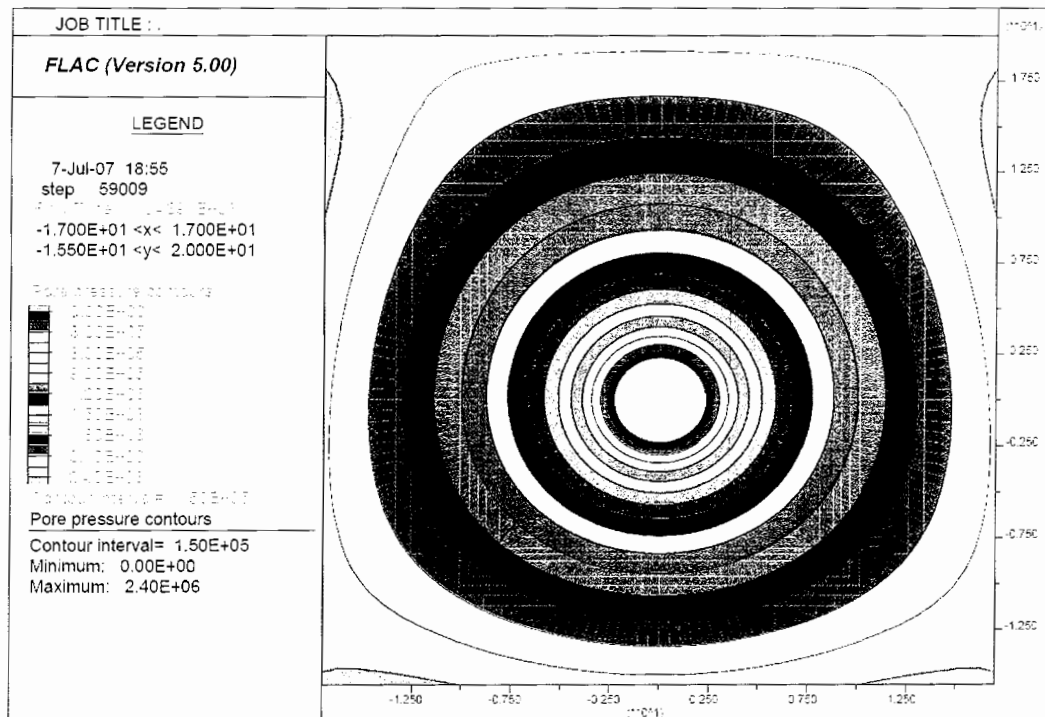
نفوذ پذیری سنگ (m/s)		تخلخل (%)	حداکثر ستون آب (m)	زونهای در برگیرنده	کیلو متر از	
تا	از				تا	از
1E-08		10-15	0	Gta1, Crz	2+000	0+000
1E-06	1E-08	4-10	50	Gta1, Gta2, Crz	3+140	2+000
1E-08		4-10	150	Gta2	3+550	3+140
1E-06	1E-08	4-10	250	Gta2, Crz	4+660	3+550
1E-08		4-10	150	Gta3, Crz	5+880	4+660
1E-08		10-15	250	Gta3, Sts2	6+800	5+880
1E-08		10-15	150	Sts1, Sts2	7+250	6+800
1E-07		4-10	50	Sts1	7+730	7+250
1E-08		4-15	150	Sts1, Sts2, Tsh	9+580	7+730
1E-08		10-15	250	Sts2	10+000	9+580
1E-07	1E-08	10-15	150	Sts2, Crz	10+580	10+000
1E-08		10-15	250	Sts2, Gta4	11+160	10+580
1E-08		4-10	350	Gta4	11+770	11+160
1E-08		4-10	450	Gta4	13+280	11+770
1E-08		4-10	550	Gta4	13+840	13+280
1E-08		4-10	450	Gta4	14+060	13+840
1E-08		4-10	350	Gta4, Sts2	14+250	14+060
1E-08		10-15	250	Sts2	14+580	14+250
1E-06	1E-08	4-15	150	Sts2, Tsh, Crz	15+315	14+580
1E-08		5	100	Mdg, Crz	15+410	15+315
1E-08		< 5	150	Mdg	15+740	15+410
1E-08		< 5	50	Mdg, Crz	15+980	15+740

جدول ۱۱-۴ پارامترهای مورد نیاز در زون‌های مختلف جهت بررسی اثر فشار آب بر منحنی GRC

نفوذ پذیری سنگ (m/s)		تخلخل (%)	حداکثر ستون آب (m)	زون در برگرفته
تا	از			
1E-06	1E-08	4-10	50	Gta1
1E-06	1E-08	4-10	250	Gta2
1E-08		10-15	250	Gta3
1E-08		4-10	550	Gta4
1E-08		10-15	150	Sts1
1E-08		10-15	350	Sts2
1E-06	1E-08	4-15	150	Tsh
1E-08		< 5	150	Mdg
1E-06	1E-08	4-10	250	Crz

۲-۴-۳-۴ توزیع فشار منفذی در اطراف تونل

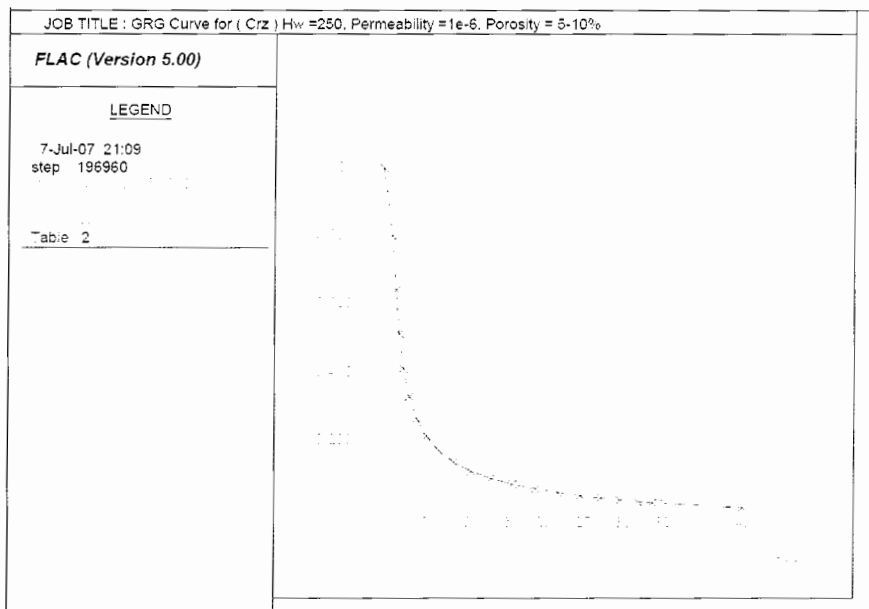
پس از آنالیز جریان آب زیرزمینی، توزیع فشار منفذی آب در اطراف مقطع تونل بدست می‌آید. به طور نمونه با بررسی زون Crz که دارای حداکثر نفوذ پذیری برابر $1E-06$ و تخلخلی برابر $۴-۱۰\%$ و حداکثر ستون آب زیرزمینی برابر ۲۵۰ متر است، توزیع فشار منفذی در اطراف مقطع تونل بصورت شکل ۴-۴۵ محاسبه شده است.



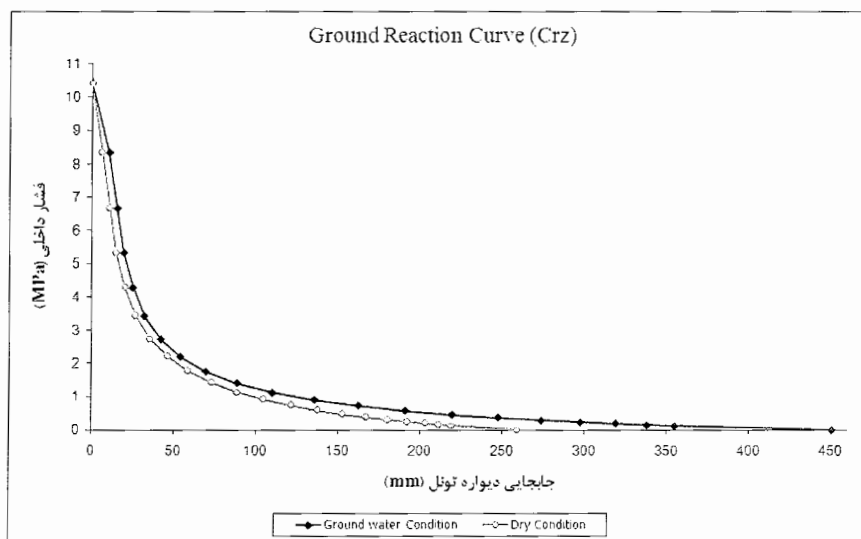
شکل ۴-۴۵ توزیع فشار منفذی آب زیرزمینی در زون Crz

۳-۴-۳-۴ رسم منحنی واکنش زمین

همانطور که پیشتر اشاره شد، پس از تعیین فشار منفذی، با کاهش فشار داخلی به میزان ۲۰٪، میزان جابجایی دیواره تونل ثبت می‌شود. این عمل در گام‌های متوالی تا رسیدن به فشار داخلی صفر (حداکثر همگرایی) انجام می‌شود. این محاسبات در زون‌های مختلف انجام شده است که نتایج در پیوست ۳ نشان داده شده است. برای نمونه، منحنی بدست آمده در زون Crz در شکل ۴-۴۶ نشان داده شده و در شکل ۴-۴۷ با شرایط خشک مقایسه شده است.



شکل ۴-۴۶ منحنی GRC با اعمال نیروهای نفوذی ناشی از آب زیرزمینی در زون Crz

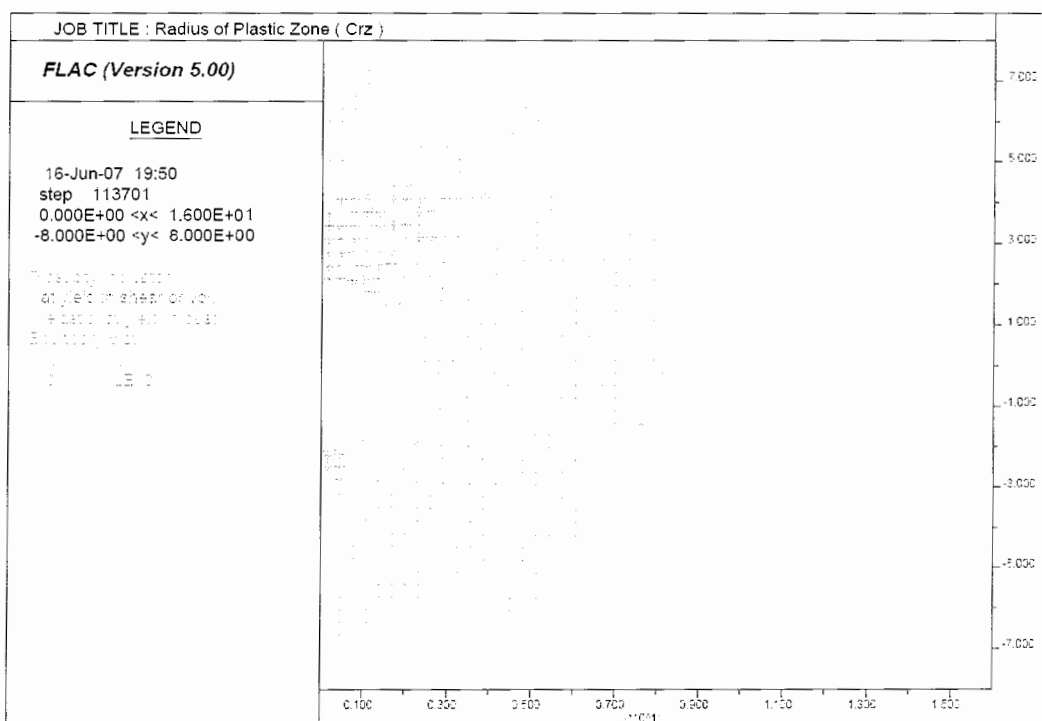


شکل ۴-۴۷ مقایسه منحنی بدست GRC در دو حالت خشک و وجود آب زیرزمینی

با مقایسه منحنی GRC بدست آمده در شرایط وجود آب زیرزمینی با شرایط خشک این نتیجه بدست می‌آید که جریان آب زیرزمینی تاثیر قابل توجهی بر جابجایی شعاعی دیواره تونل دارد. زمانیکه فشار روباره موثر به وسیله ایجاد قوس^۱ در زمان حفر تونل کاهش داده می‌شود، نیروهای نفوذی هنوز پایدار می‌مانند. بنابراین حضور آب زیرزمینی جابجایی‌های شعاعی بزرگی را در تونل باعث می‌شود و جابجایی‌ها با افزایش ستون آب افزایش می‌یابد (Lee, S.W. 2006).

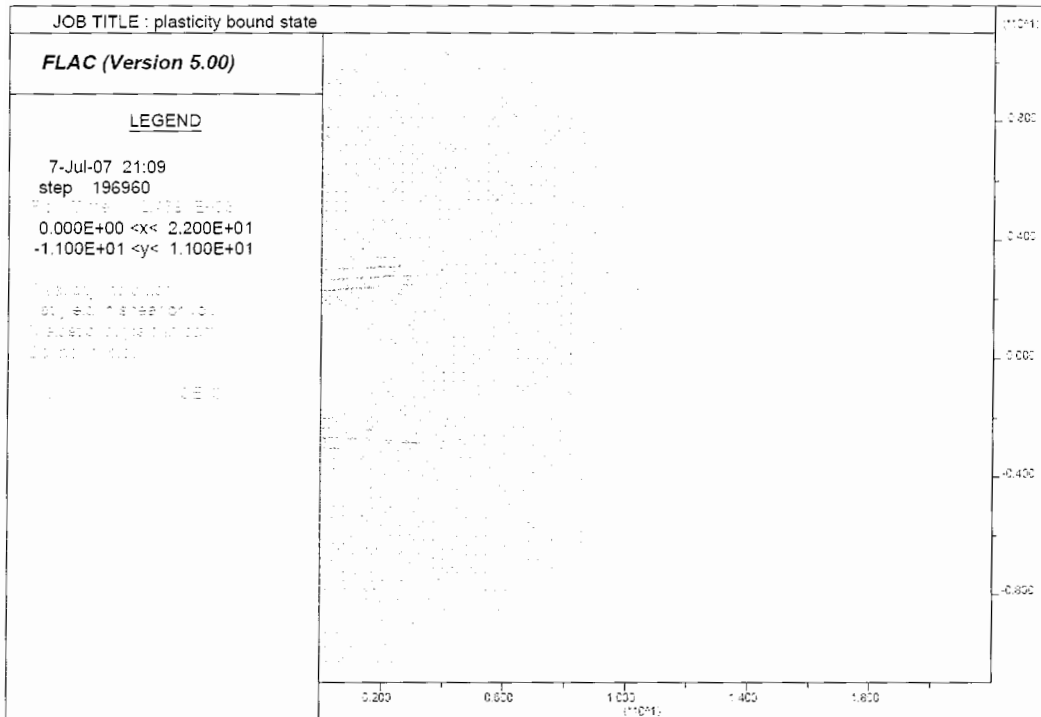
در زمان حفر تونل همزمان با کاهش فشار داخلی، ناحیه پلاستیک افزایش می‌یابد. همچنین همان طور که تراز آب زیرزمینی بیشتر می‌شود، نیروهای نفوذی ناشی از آن بیشتر و در نتیجه ناحیه پلاستیک بزرگتر می‌شود بنابراین حضور آب زیرزمینی تاثیر قابل توجهی را بر روی پایداری تونل دارد (Lee, S.W. 2006).

همانطور که اشاره شد، فشار آب زیرزمینی سبب گسترش ناحیه پلاستیک می‌شود که می‌توان این تاثیر را با مقایسه شکل ۴-۴۸ و شکل ۴-۴۹ مشاهده کرد.



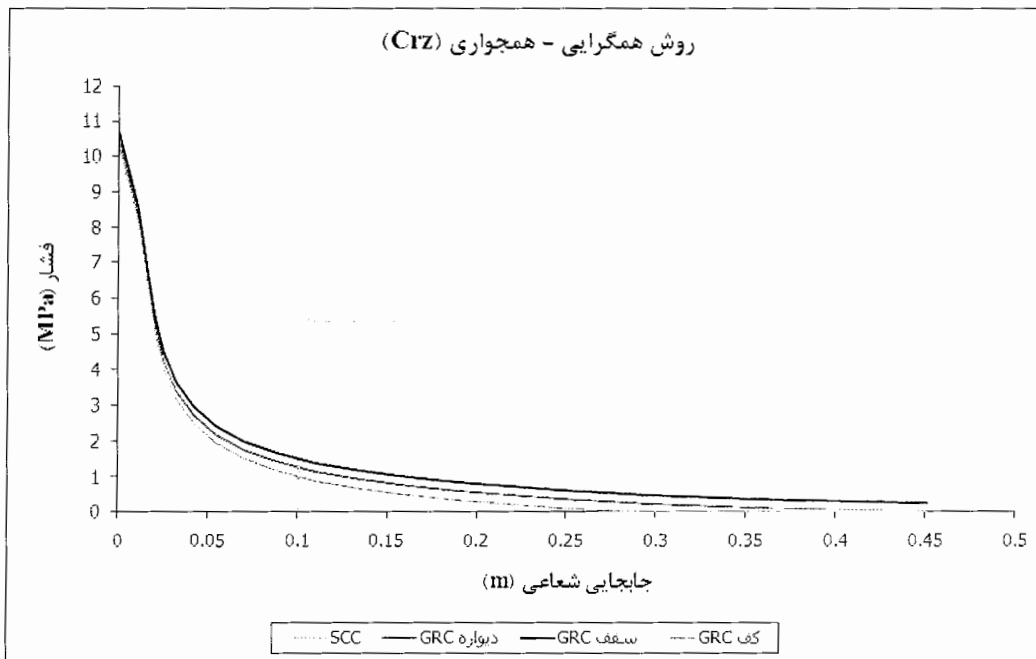
شکل ۴-۴۸ ناحیه پلاستیک اطراف مقطع تونل در زون Crz در شرایط خشک

^۱ arching



شکل ۴-۴ ناحیه پلاستیک اطراف مقطع تونل در زون Crz در شرایط وجود آب زیرزمینی

با تعیین منحنی واکنش زمین می‌توان با استفاده از روش همگرایی- همجواری فشار وارد بر سیستم نگهداری را تعیین نمود (شکل ۴-۵۰).



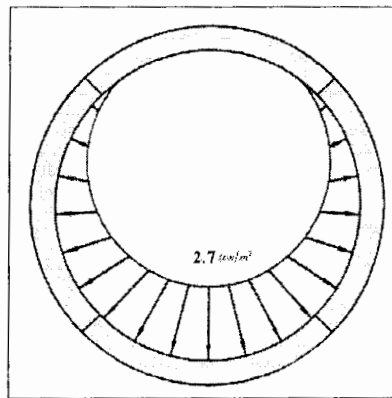
شکل ۴-۵۰ فشار وارد بر نگهداری با روش همگرایی- همجواری در شرایط وجود آب زیرزمینی

۴-۴ فشار آب داخلی

جریان آب در تونل انتقال آب کرج بصورت آزاد می‌باشد (تونل تحت فشار نیست). به ازای دبی پایه $16 \text{ m}^3/\text{s}$ ، حدوداً ۷۰ درصد حجم تونل را آب تشکیل داده است که بر این اساس حداکثر فشار آب داخل برابر $2/7 \text{ ton/m}^2$ خواهد بود (شکل ۴-۵۱).

$$V_{\text{water}} = 0.7 \times V_{\text{Tunnel}} \xrightarrow{\text{length}=1\text{m}} H_{W-\text{max}} \approx 0.7 \times D_{\text{int-Lining}} \longrightarrow H_{W-\text{max}} = 0.7 \times 3.9 = 2.7 \text{ m}$$

$$P_{w(\text{in})}^{\text{max}} = 2.7(\text{m}) \times 1.0(\text{ton/m}^3) = 2.7 \text{ ton/m}^2$$



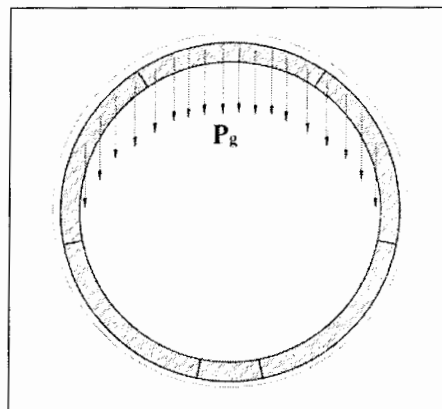
شکل ۴-۵۱ فشار آب داخل تونل

۴-۵ بار مرده ناشی از وزن خود سگمنت

جهت محاسبه بار ناشی از وزن خود پوشش از رابطه‌ای که در فصل دوم ارائه شده است، بصورت زیر استفاده شده است (شکل ۴-۵۲).

$$P_g = \gamma_c \cdot t = 2.5 \times 0.25 = 0.625 \text{ ton/m}^2$$

γ_c : وزن مخصوص بتن t : ضخامت سگمنت



شکل ۴-۵۲ بار ناشی از وزن خود پوشش

فصل پنجم

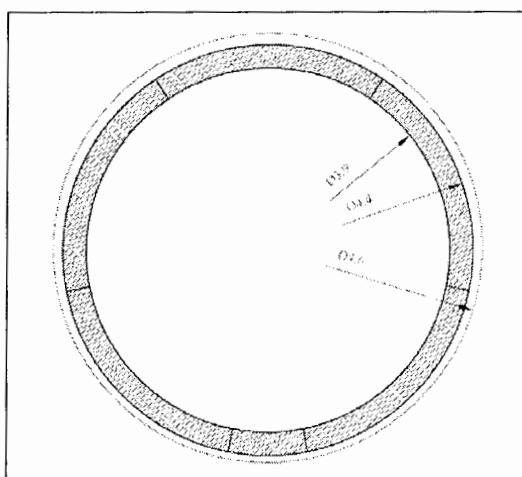
تحلیل و ارزیابی پوشش
تونل انتقال آب کرج

مقدمه

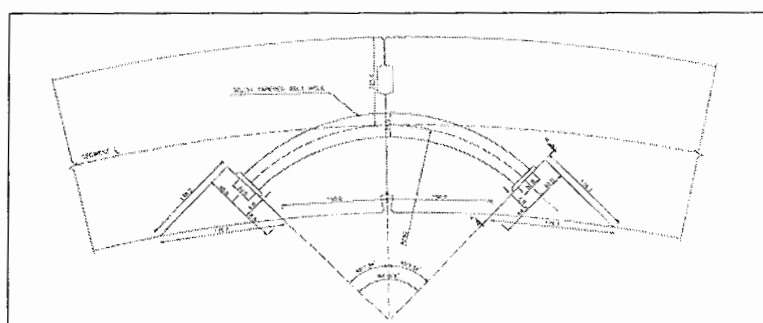
در این فصل ابتدا مشخصات پوشش سگمندی بیان شده و سپس نیروهای ناشی از بارهای وارده در پوشش محاسبه می‌شود و در انتها پایداری پوشش در برابر این نیروها بررسی می‌گردد.

۵-۱ مشخصات پوشش تونل انتقال آب کرج

پوشش سگمندی تونل انتقال آب کرج از نوع سگمندی‌های مستطیلی بوده می‌باشد و هر رینگ از (۱+۵) عدد سگمنت (به همراه سگمنت کلید) تشکیل شده است که توسط اتصالات بولتی خمیده به هم متصل می‌شوند (شکل ۵-۱ و شکل ۵-۲).



شکل ۵-۱ نمایی از رینگ پوشش تونل انتقال آب کرج

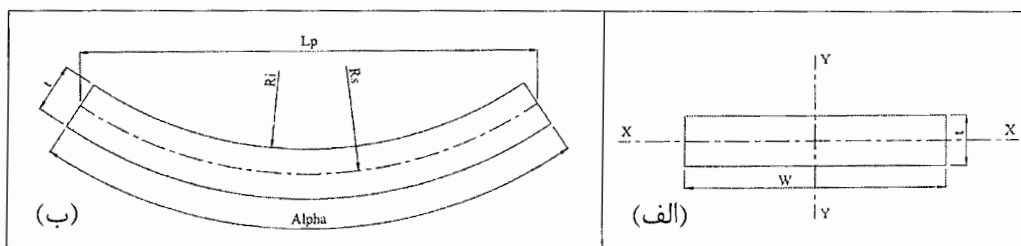


شکل ۵-۲ نحوه اتصال سگمنت‌ها (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

با توجه به وجود تراز آب زیرزمینی در بالای تونل، از مهمترین پارامترها در انتخاب پوشش سگمندی مستطیلی در این پروژه، امکان استفاده از واشر لاستیکی فشاری (gasket) جهت آب‌بندی پوشش می‌باشد (موسسه ساحل، ۱۳۸۵).

۵-۱-۱ مشخصات هندسی سگمنت‌های بتنی

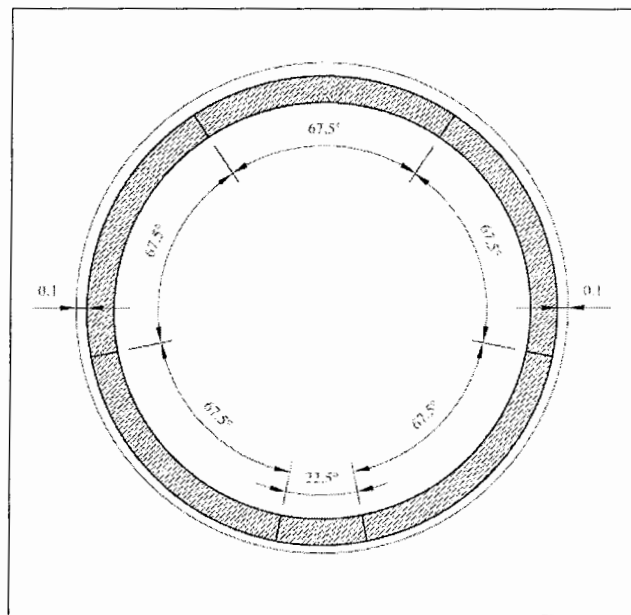
بطور کلی می‌توان سگمنت‌ها را به دو گروه سگمنت کلید و سایر سگمنت‌ها طبقه بندی کرد. مشخصات هندسی سگمنت‌ها در مقطع عرضی که در شکل ۵-۳ الف و مقطع طولی سگمنت که در شکل ۵-۳ ب نشان داده شده است، در جدول ۵-۱ بیان شده است (موسسه ساحل، ۱۳۸۵).



شکل ۵-۳ الف) مقطع عرضی سگمنت ب) مقطع طولی سگمنت (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

جدول ۵-۱ مشخصات هندسی سگمنت‌های بتنی (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

$W = 1.3 \text{ m}$	عرض سگمنت
$t = 25 \text{ cm}$	ضخامت سگمنت
$R_i = 1.95 \text{ m}$	شعاع داخلی سگمنت
$R_s = R_i + \frac{t}{2} = 1.95 + \frac{0.25}{2} = 2.075 \text{ m}$	شعاع میانی سگمنت
$R_e = R_i + t = 1.95 + 0.25 = 2.2 \text{ m}$	شعاع خارجی سگمنت
زاویه داخلی قوس سگمنت	
$\alpha = 22.5 \text{ deg} = 0.3927 \text{ rad}$	سگمنت کلید
$\alpha = 67.5 \text{ deg} = 1.1781 \text{ rad}$	سایر سگمنت‌ها
طول قوس سگمنت	
$L = 2.075 \times 0.3927 = 0.815 \text{ m}$	سگمنت کلید
$L = 2.075 \times 1.1781 = 2.445 \text{ m}$	سایر سگمنت‌ها
طول تصویر شده سگمنت روی افق	
$L_p = 0.81 \text{ m}$	سگمنت کلید
$L_p = 2.31 \text{ m}$	سایر سگمنت‌ها



شکل ۴-۵ مقطع عرضی رینگ پوشش سگمندی

۲-۱-۵ پارامترهای مقاومتی پوشش سگمندی

در این پروژه دو نوع پوشش با مشخصات بتن متفاوت در نواحی خرد شده و غیر خرد شده استفاده می‌شود که در جدول ۲-۵ نشان داده شده است. نوع و آرایش آرماتورهای استفاده شده در پوشش نواحی مختلف یکسان می‌باشد (جدول ۳-۵) (موسسه ساحل، ۱۳۸۵).

جدول ۲-۵ پارامترهای مقاومتی بتن مورد استفاده در پوشش سگمندی (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

مشخصات بتن در نواحی غیر خرد شده	
$f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$	مقاومت مشخصه بتن
$F_r = 2\sqrt{f'_c} \approx 45 \text{ kg/cm}^2$	مقاومت کششی بتن در خمش
$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \approx 302000 \text{ kg/cm}^2$	مدول الاستیسیته بتن
$\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$	دانسیتته بتن
مشخصات بتن در نواحی خرد شده	
$f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2$	مقاومت مشخصه بتن
$F_r = 2\sqrt{f'_c} \approx 45 \text{ kg/cm}^2$	مقاومت کششی بتن در خمش
$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \approx 338000 \text{ kg/cm}^2$	مدول الاستیسیته بتن
$\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$	دانسیتته بتن

جدول ۳-۵ مشخصات آرماتورها (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

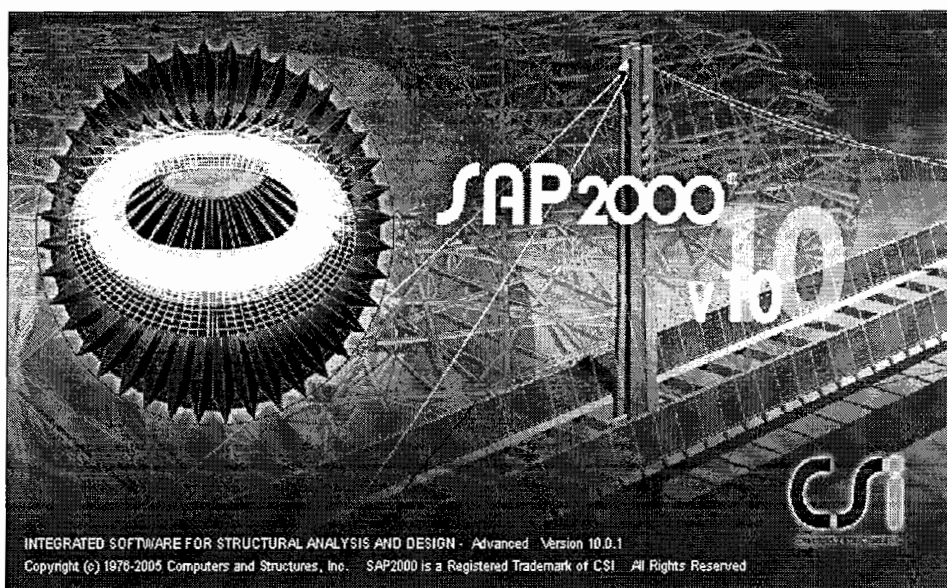
$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	مدول الاستیسیته فولاد
$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	مقاومت تسلیم فولاد

۵-۲ مراحل تحلیل پوشش سگمندی

۵-۲-۱ ایجاد مدل پوشش

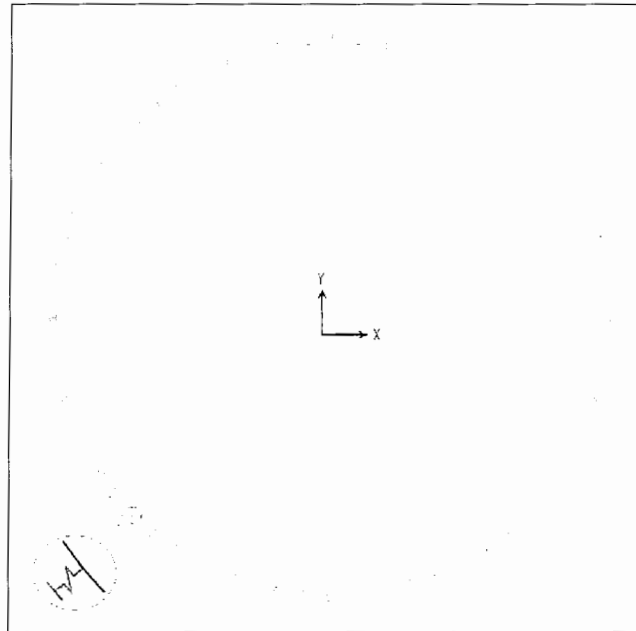
در تحلیل و طراحی پوشش سگمندی می‌توان از نرم افزار SAP2000 استفاده نمود (شکل ۵-۵). این نرم‌افزار قابلیت بالایی در شبیه سازی و آنالیز انواع سازه‌ها را دارد و قابلیت نمایش گرافیکی آن، جذابیت و توانمندی بالایی را به آن بخشیده است. این نرم افزار دارای قابلیت‌های فراوانی می‌باشد که از آن می‌توان به موارد زیر اشاره کرد (CSI, 2005).

- تحلیل استاتیکی و دینامیکی
- تحلیل خطی و غیر خطی شامل تحلیل لرزه‌ای
- تحلیل المان‌های سازه‌ای SHELL و FRAME شامل تیر، ستون، خرپا، و رفتار غشایی و پوسته‌ای
- تحلیل المان‌های غیر خطی فنر و اتصال‌ها (SPRING and LINK)
- و ...

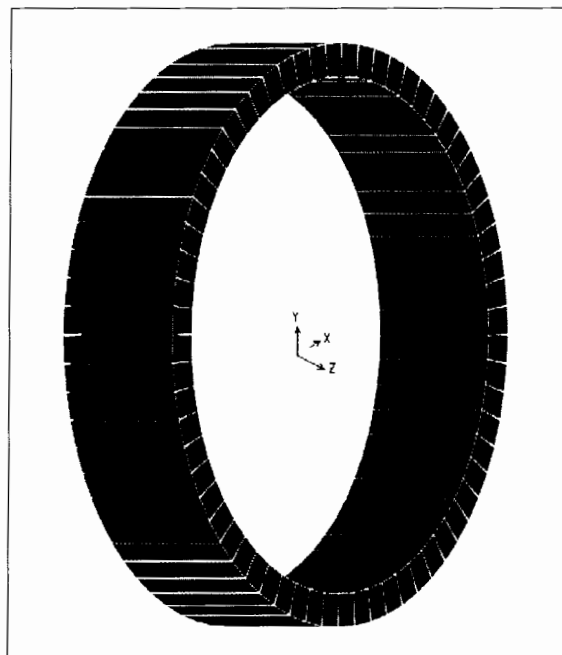


شکل ۵-۵ نرم افزار SAP2000 v.10 جهت تحلیل و آنالیز پوشش بتنی

برای ایجاد مدل ریاضی پوشش تونل طبق روش تیر-فنر در نرم افزار SAP2000، از المان Frame برای ایجاد رینگ بتنی پوشش و از المان Spring برای نشان دادن فنرها (عکس العمل زمین) استفاده شده است. همچنین در محل اتصال دو Frame از المان Joint استفاده شده است (شکل های ۵-۶ و ۵-۷).

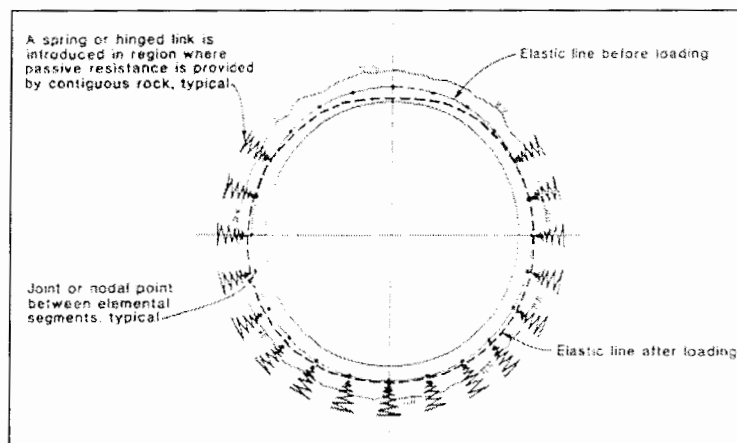


شکل ۵-۶ مدل هندسی مورد استفاده در تحلیل سازه‌ای پوشش سگمندی



شکل ۵-۷ نمایی سه بعدی از رینگ پوشش تونل

در تحلیل مدل پوشش تونل، از آنجایی که مقاومت کششی زمین صفر فرض می‌شود و فنرهای محیطی نمایانگر رفتار ارتجاعی زمین هستند، پس از اعمال بارگذاری ابتدا نیروهای ایجاد شده در فنر وینکلر بررسی می‌شود و هر کدام از فنرها که به کشش افتاده باشند، از مدل حذف می‌شوند و حل مدل مجدداً تکرار خواهد شد. این روند آنقدر ادامه می‌یابد تا هیچ کدام از فنرها تحت کشش واقع نشوند (شکل ۵-۸).



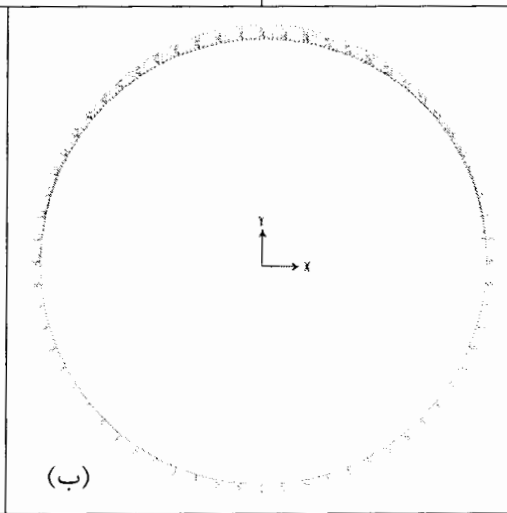
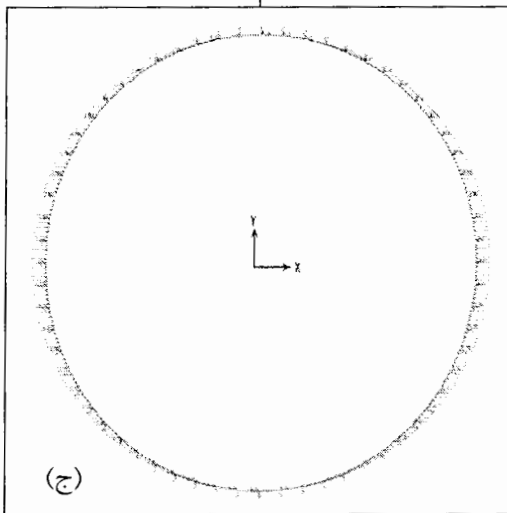
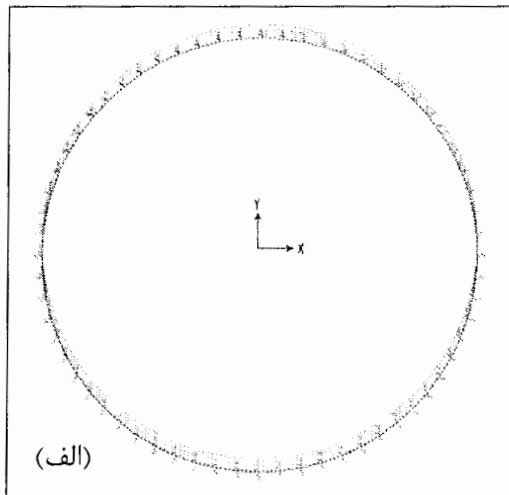
شکل ۵-۸ نمایی از مدل تغییر شکل یافته و حذف فنرهای تحت کشش (ASCE, 1989)

۵-۲-۲ بارهای وارد بر پوشش تونل

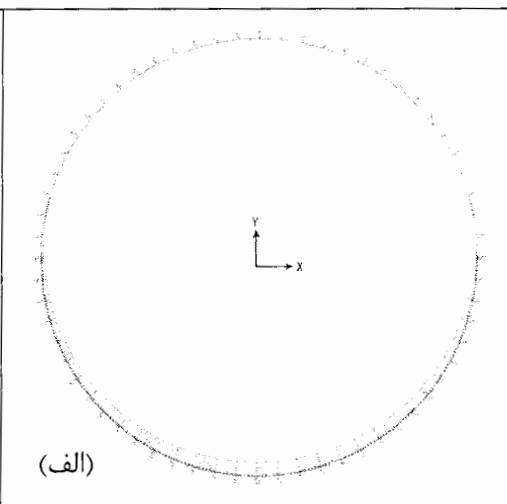
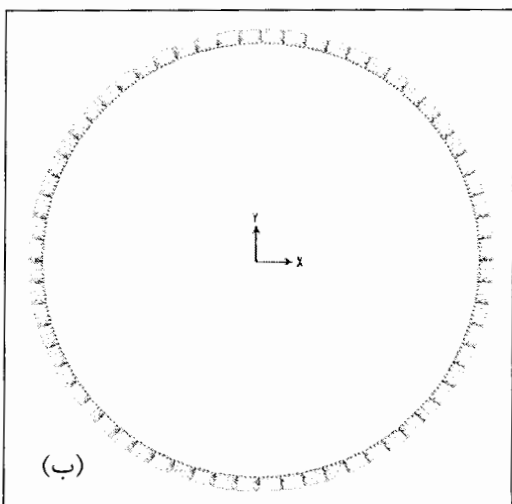
در فصل پنجم بارهای وارد بر پوشش تونل اعم از فشار زمین، فشار آب زیرزمینی، فشار آب داخلی و فشار ناشی از وزن پوشش بررسی شده و نتایج در جدول ۵-۴ به تفکیک در هر زون نشان داده شده است. در شکل‌های ۵-۹ و ۵-۱۰ نحوه بارگذاری در مدل کامپیوتری نشان داده شده است.

جدول ۵-۴ بارهای وارد بر پوشش تونل در زون‌های مختلف

نام زون	فشار قائم زمین (ton/m^2)	فشار آب زیرزمینی (ton/m^2)	فشار آب داخلی (ton/m^2)	وزن پوشش (ton/m^2)
Gta1	3	47.6	2.7	0.625
Gta2	2.1	248.6	2.7	0.625
Gta3	1.3	218.4	2.7	0.625
Gta4	1.3	475	2.7	0.625
Sts1	0.5	130.5	2.7	0.625
Sts2	0.5	310	2.7	0.625
Tsh	1.3	149	2.7	0.625
Mdg	0.3	127.3	2.7	0.625
Crz	115	248.6	2.7	0.625



شکل ۹-۵ بارگذاری ناشی از الف) وزن خود پوشش تونل ب) فشار قائم زمین ج) فشار افقی زمین



شکل ۱۰-۵ بارگذاری ناشی از فشار آب داخلی ب) بارگذاری ناشی از فشار آب خارجی

۵-۲-۳ ترکیبات بارگذاری

پس از تعیین بارهای وارده بر پوشش، ضرایب بار و روابط ترکیب آنها از ضرایب ترکیب بار طراحی پوشش بتن مسلح تونل‌های آب که در راهنمای مهندسی تونل و چاه ارتش ایالات متحده (U.S. Army Corps of Engineers, EM 1110-2-2901) ارائه شده است، استفاده شده است (جدول ۵-۵).

جدول ۵-۵ ضرایب ترکیب بار برای پوشش‌های بتن مسلح تونل آب (USACE, 1997)

Load	1	2	3	4
Dead load	1.3	1.1	1.1	1.1
Rock load	1.4	1.2	1.4	1.2
Hydrostatic operational	1.4	-	-	-
Hydrostatic transient	-	1.1	-	-
Hydrostatic external	-	-	1.4	1.4
Live load				1.4

طبق جدول ۵-۵ ترکیبات بارگذاری جهت تحلیل به صورت زیر می باشد.

$$Comb1 = 1.3 \times DL + 1.4 \times VRL + 1.4 \times HRL + 1.4 \times INW$$

$$Comb2 = 1.1 \times DL + 1.2 \times VRL + 1.2 \times HRL$$

$$Comb3 = 1.1 \times DL + 1.4 \times VRL + 1.4 \times HRL + 1.4 \times EXW$$

$$Comb4 = 1.1 \times DL + 1.2 \times VRL + 1.2 \times HRL + 1.4 \times EXW$$

در روابط فوق:

DL : بار مرده ناشی از وزن پوشش بتنی

VRL : فشار قائم زمین

HRL : فشار افقی زمین

INW : فشار آب داخل تونل

EXW : فشار آب خارجی (آب زیرزمینی)

برای بررسی پوشش بتنی سگمندی نواحی غیر خرد شده، بطور نمونه پوشش مورد استفاده در زون Gta1 بطور کامل بررسی شده و برای زون‌های غیر خرد شده دیگر، نتایج حاصل از تحلیل پوشش بتنی به ازاء بحرانی‌ترین ترکیب بارگذاری در پیوست ۴ نشان داده شده است.

۵-۳-۱ تاثیر سختی چرخشی K_{θ}

۵-۳-۱-۱ شرایط مفصلی درزهای سگمنت

پس از تعیین فنرهای شعاعی و اعمال شرایط مفصلی برای درزهای سگمنت و اعمال بارگذاری، آنالیز مدل برای ترکیب‌های مختلف بار (Comb1, Comb2, Comb3, Comb4) انجام شده است. نتایج بدست آمده شامل حداکثر مقادیر لنگر خمشی و نیروی محوری برای هر ترکیب بار در جدول ۷-۵ و توزیع آنها در پوشش در شکل‌های ۵-۱۲ تا ۵-۱۵ نشان داده شده است.

جدول ۷-۵ نتایج حاصل از تحلیل پوشش سگمندی در زون Gta1 در شرایط مفصلی

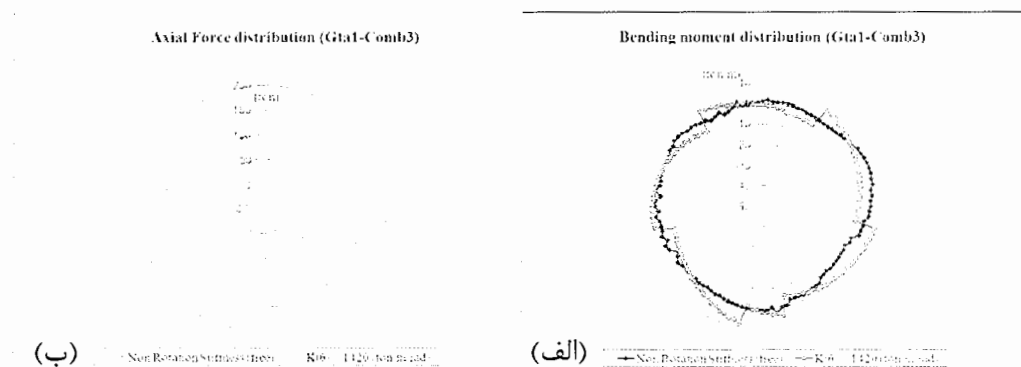
Loading Combinations	Non rotation stiffness (free)		
	P_{max} (ton)	M_{max} (ton.m)	
		M(+)	M(-)
Comb1	7.1293	0.0431	-0.024
Comb2	14.757	0.4539	-1.173
Comb3	183.23	5.1625	-5.744
Comb4	178.37	4.7	-5.169

۵-۳-۱-۲ آنالیز پوشش با در نظر گرفتن سختی چرخشی

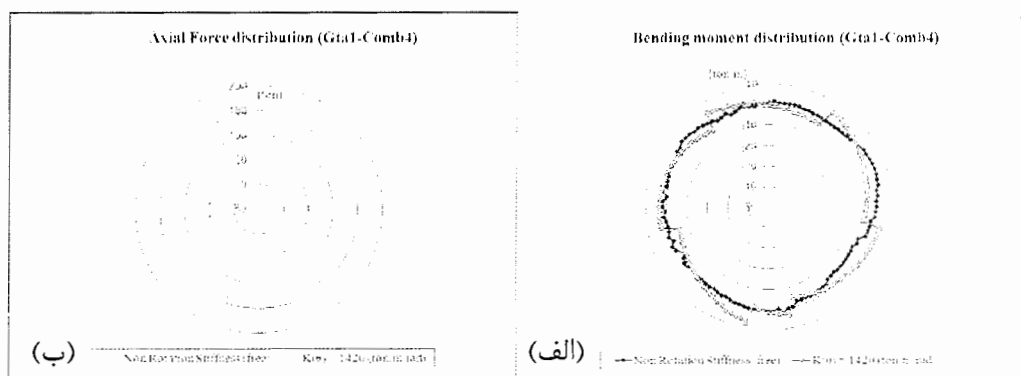
همانطور که در فصل دوم اشاره شد، در مدل تیر- فنر برای مدل کردن سختی چرخشی درزهای سگمنت در یک رینگ از فنرهای چرخشی استفاده می‌شود که در این شرایط می‌توان مقدار سختی فنر چرخشی را مطابق رابطه ۲-۷۰ محاسبه کرد. با توجه به مشخصات پوشش نواحی غیر خرد شده، مقدار این سختی بصورت زیر بدست می‌آید.

$$k_{\theta} = \frac{E \cdot I}{R} \approx 1420 \text{ (ton} \cdot \text{m/rad)}$$

پس از آنالیز مدل برای ترکیب‌های مختلف بارگذاری، نتایج بدست آمده شامل توزیع لنگر خمشی و نیروی محوری برای هر ترکیب بار در شکل‌های ۵-۱۲ تا ۵-۱۵ و حداکثر مقادیر آنها در جدول ۵-۸ نشان داده شده است.



شکل ۱۴-۵ توزیع لنگر خمشی (الف) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Gta1



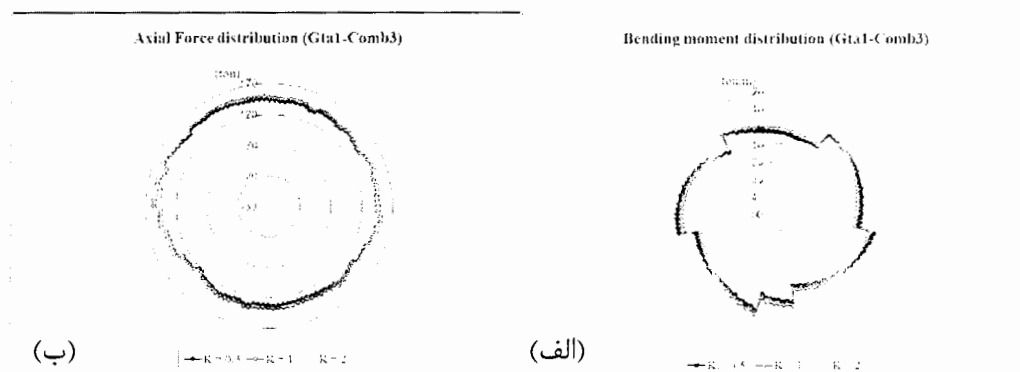
شکل ۱۵-۵ توزیع لنگر خمشی (ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb4 برای زون Gta1

۵-۳-۲ تاثیر ضریب تنش افقی به قائم (K_0)

برای نشان دادن تاثیر ضریب تنش افقی به قائم در تحلیل پوشش تونل، به ازاء مقادیر مختلف از K_0 (جدول ۵-۹) پوشش بتنی تحت بحرانی ترین ترکیب بارگذاری (Comb3) مورد آنالیز قرار گرفته است. نتایج حاصل در شکل ۱۶-۵ نشان داده شده است.

جدول ۵-۹ بارگذاری پوشش نواحی غیر خرد شده به ازاء مقادیر K_0 مختلف

وزن پوشش (ton/m^2)	فشار آب داخلی (ton/m^2)	فشار آب زیرزمینی (ton/m^2)	فشار افقی زمین (ton/m^2)	فشار قائم زمین (ton/m^2)	K_0
0.625	2.7	47.6	1.5	3	0.5
0.625	2.7	47.6	3	3	1
0.625	2.7	47.6	6	3	2



شکل ۵-۱۶ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری به ازاء مقادیر K_0 مختلف برای زون Gta1 در Comb4

۴-۵ آنالیز پوشش نواحی خرد شده

در نواحی خرد شده (زون Crz) از پوشش بتنی سگمندی مقاومتری استفاده می‌شود. جهت انجام تحلیل طبق مدل ارائه شده، سختی فنرهای وینکلر طبق (جدول ۵-۱۰) و سختی فنر چرخشی بصورت زیر لحاظ می‌شود.

$$k_{\theta} = \frac{E \cdot I}{R} \approx 1590 \text{ (ton} \cdot \text{m/rad)}$$

جدول ۵-۱۰ سختی فنرهای محوری زون‌های غیر خرد شده

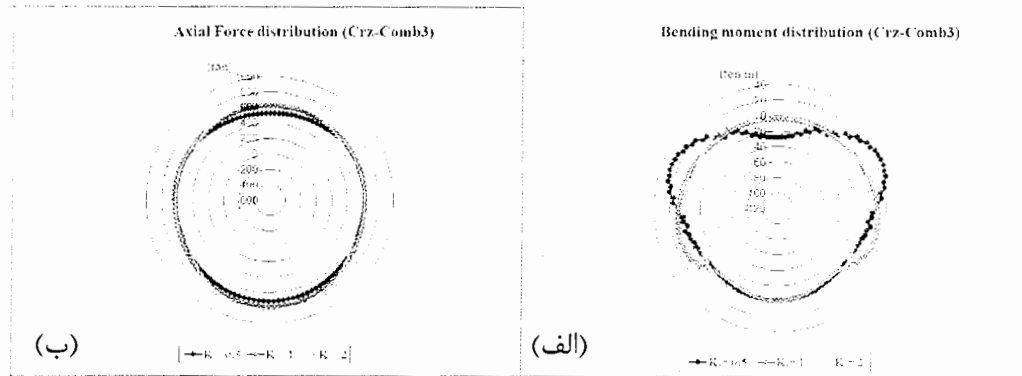
نام زون	مدول یانگ توده سنگ (GPa)	سختی فنر وینکلر (ton/m)
Crz	1	7414

پوشش بتنی در ازاء مقادیر مختلف از K_0 (جدول ۵-۱۱)، مورد آنالیز قرار گرفته است. توزیع

لنگر خمشی و نیروی محوری حاصل در شکل ۵-۱۷ نشان داده شده است.

جدول ۵-۱۱ بارگذاری پوشش نواحی خرد شده به ازاء مقادیر K_0 مختلف

K_0	فشار قائم زمین (ton/m^2)	فشار افقی زمین (ton/m^2)	فشار آب زیرزمینی (ton/m^2)	فشار آب داخلی (ton/m^2)	وزن پوشش (ton/m^2)
0.5	115	57.5	248.6	2.7	0.625
1	115	115	248.6	2.7	0.625
2	115	230	248.6	2.7	0.625



شکل ۵-۱۷ توزیع (الف) لنگر خمشی (ب) نیروی محوری به ازاء مقادیر K_0 مختلف برای زون Crz در Comb3

۵-۵ ارزیابی سازه‌ای پوشش سگمندی تونل انتقال آب کرج

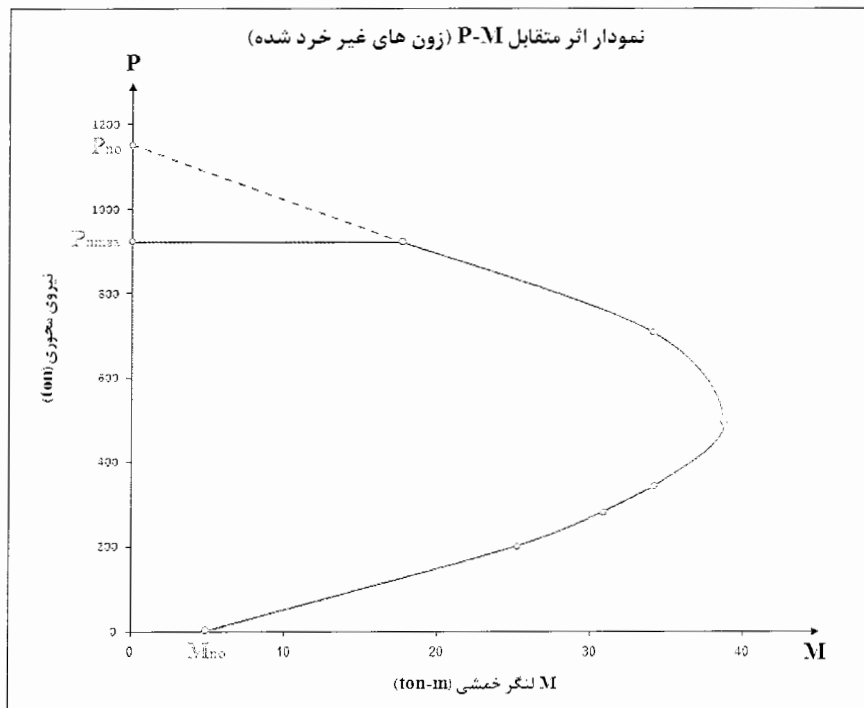
پوشش سگمندی تونل تحت اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی قرار دارند به همین جهت برای ارزیابی پایداری آن می‌توان از نمودار اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی استفاده نمود. هر ترکیبی از سطح مقطع بتنی و آرماتورهای آن، نمودار اندرکنش منحصر به فردی دارد. سطح مقطع انتخاب شده برای پوشش وقتی مناسب است که ترکیب ممان خمشی و نیروی محوری وارده بر آن (P_n, M_n) در داخل نمودار اثر متقابل ظرفیت مقطع قرار گیرد.

۵-۵-۱ ارزیابی سازه‌ای پوشش تونل نواحی غیر خرد شده

با توجه به مشخصات مقطع پوشش نواحی غیر خرد شده (جدول ۵-۱۲)، نمودار اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت شکل ۵-۱۸ رسم شده است.

جدول ۵-۱۲ مشخصات مقطع پوشش نواحی غیر خرد شده (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

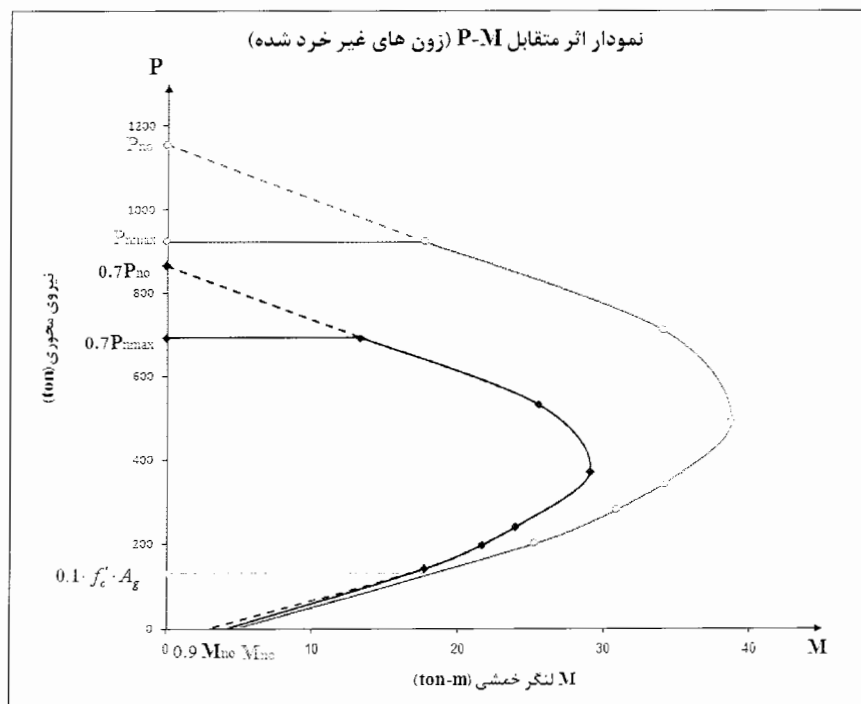
۲۵ cm	ضخامت پوشش (سگمنت)
400 kg/cm^2	مقاومت فشاری بتن
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم فولاد
$8\phi 10$ در 130 cm (عرض سگمنت)	آرایش آرماتوربندی طولی (خمشی) مقطع
۳ cm	ضخامت پوشش بتن روی آرماتور



شکل ۱۸-۵ نمودار اثر متقابل مقطع پوشش نواحی غیر خرد شده

با اعمال مقررات ایمنی آیین نامه ACI (اعمال ضریب ϕ) و کاهش ظرفیت مقطع، تاثیر آن

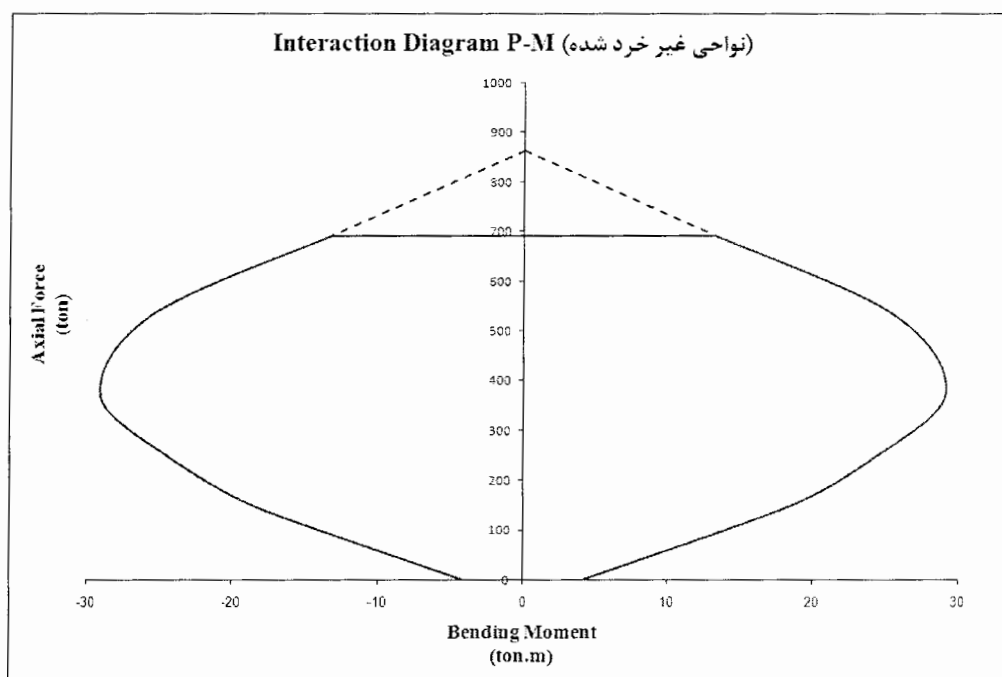
بر روی نمودار اثر متقابل به صورت شکل ۱۹-۵ می باشد.



شکل ۱۹-۵ اعمال ضرایب ایمنی بر مقاومت نهایی مقطع پوشش نواحی غیر خرد شده

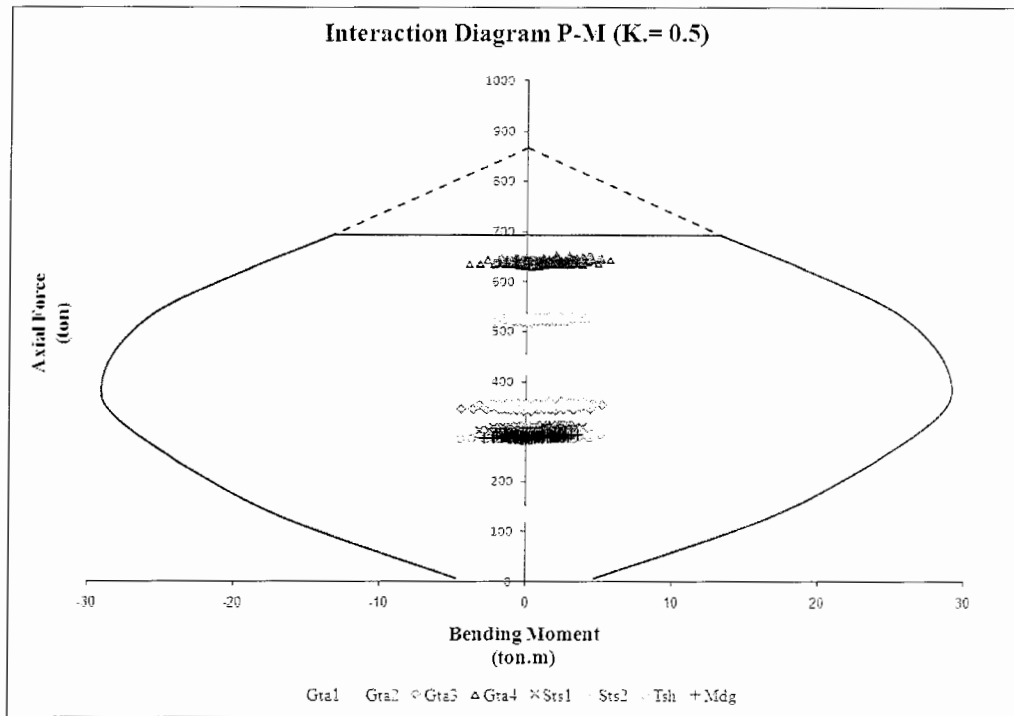
با توجه به نمودار اثر متقابل در ناحیه کنترل کننده فشار، از ضریب $\phi = 0.7$ استفاده شده است و در ناحیه کنترل کننده کشش در صورتی که نیروی محوری کمتر از $0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$ باشد، ضریب ϕ از 0.7 به صورت خطی به 0.9 در نیروی محوری صفر (خمش خالص) افزایش می‌یابد (طاحونی، ۱۳۷۰).

از آن جایی که در این مقطع میزان آرماتور فشاری و کششی یکسان است، نمودار اثر متقابل ظرفیت مقطع پوشش بتنی بصورت شکل ۵-۲۰ خواهد شد.

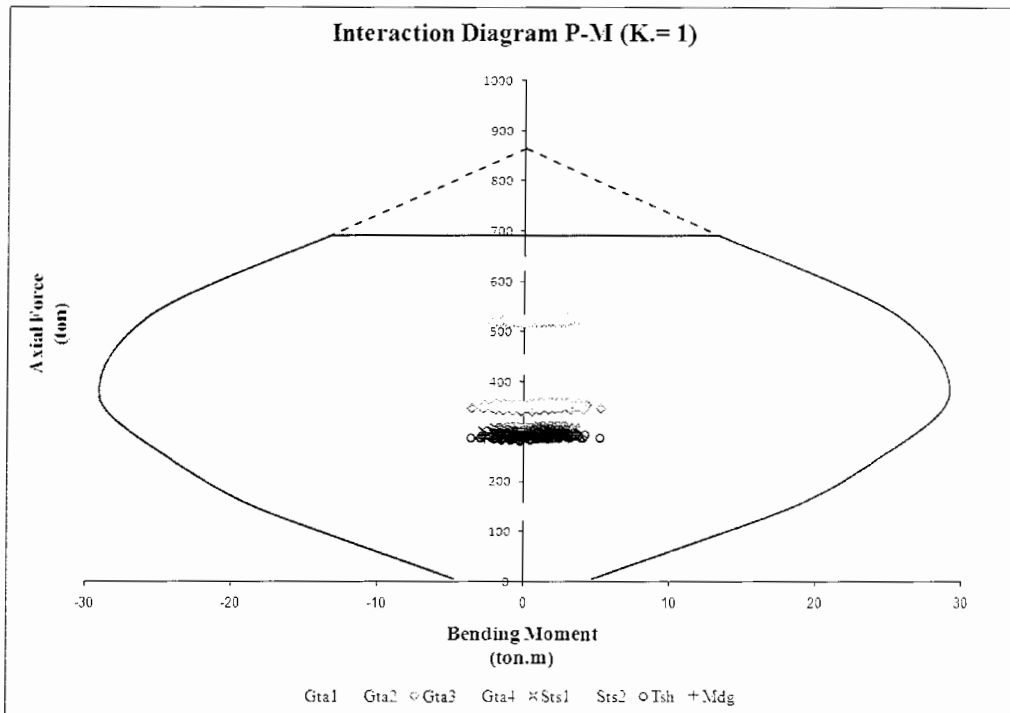


شکل ۵-۲۰ نمودار اثر متقابل کاهش یافته مقطع پوشش نواحی غیر خرد شده

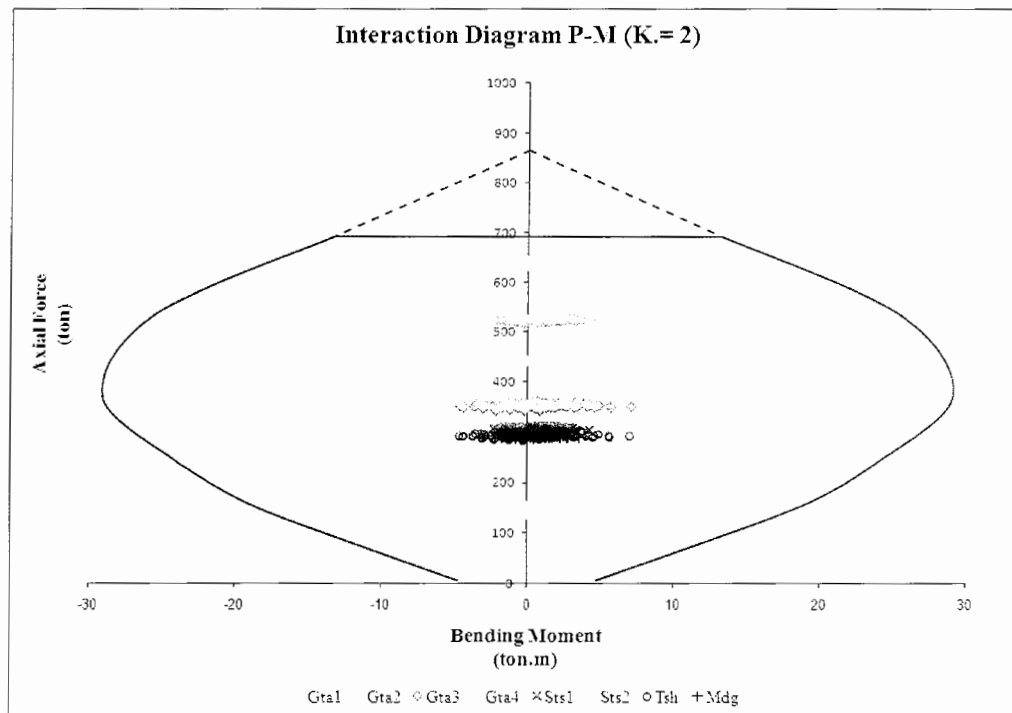
به منظور مناسب بودن مقطع انتخاب شده برای پوشش تونل، ترکیب لنگر خمشی و نیروی محوری وارده بر پوشش تونل در زون‌های غیر خرد شده به ازاء بحرانی ترین ترکیب بارگذاری (Comb3) و در ضرایب تنش‌های ۰/۵، ۱، ۲ بررسی شده است که در شکل‌های ۵-۲۱ و ۵-۲۲ و ۵-۲۳ نشان داده شده است.



شکل ۲۱-۵ بررسی پایداری مقطع پوشش زون‌های غیر خرد شده در $K_0 = 0.5$



شکل ۲۲-۵ بررسی پایداری مقطع پوشش زون‌های غیر خرد شده در $K_0 = 1$



شکل ۲۳-۵ بررسی پایداری مقطع پوشش زون‌های غیر خرد شده در $K_0=2$

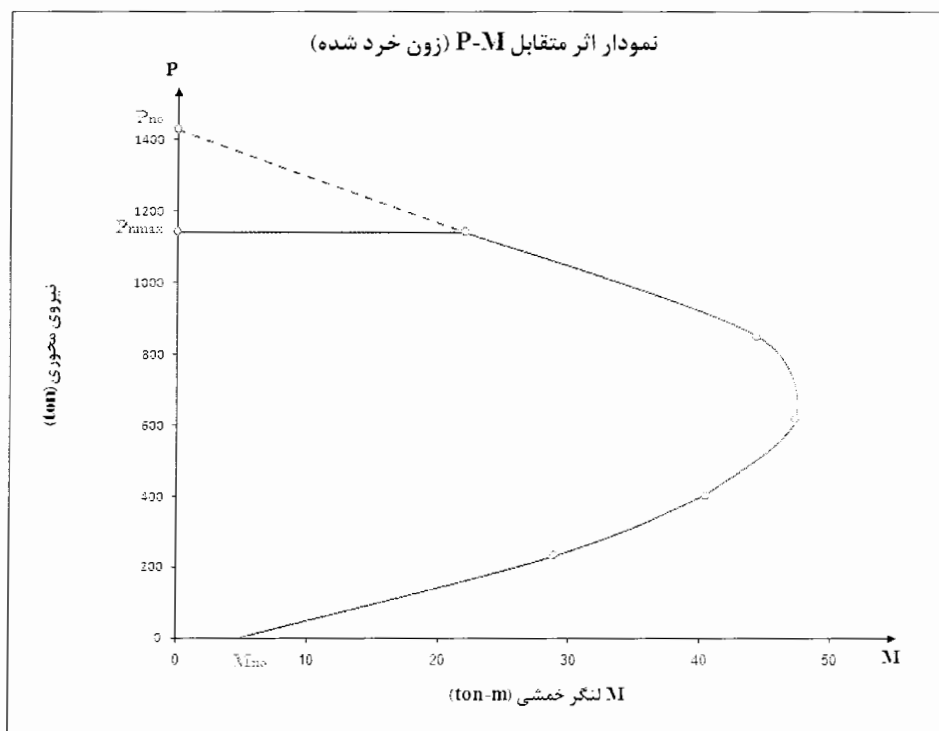
همانطور که در شکل‌های ۲۱-۵ تا ۲۳-۵ مشخص است تمام ترکیب‌های لنگر خمشی و نیروی محوری وارده بر پوشش در زون‌های غیر خرد شده در داخل نمودار اثر متقابل قرار می‌گیرد لذا پوشش انتخاب شده برای این نواحی، مناسب است.

۵-۵-۲ ارزیابی سازه‌ای پوشش تونل نواحی خرد شده

با توجه به مشخصات مقطع پوششی خرد شده (جدول ۱۳-۵)، نمودار اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت شکل ۲۴-۵ رسم شده است.

جدول ۱۳-۵ مشخصات مقطع پوشش نواحی خرد شده (موسسه ساحل، ۱۳۸۵)

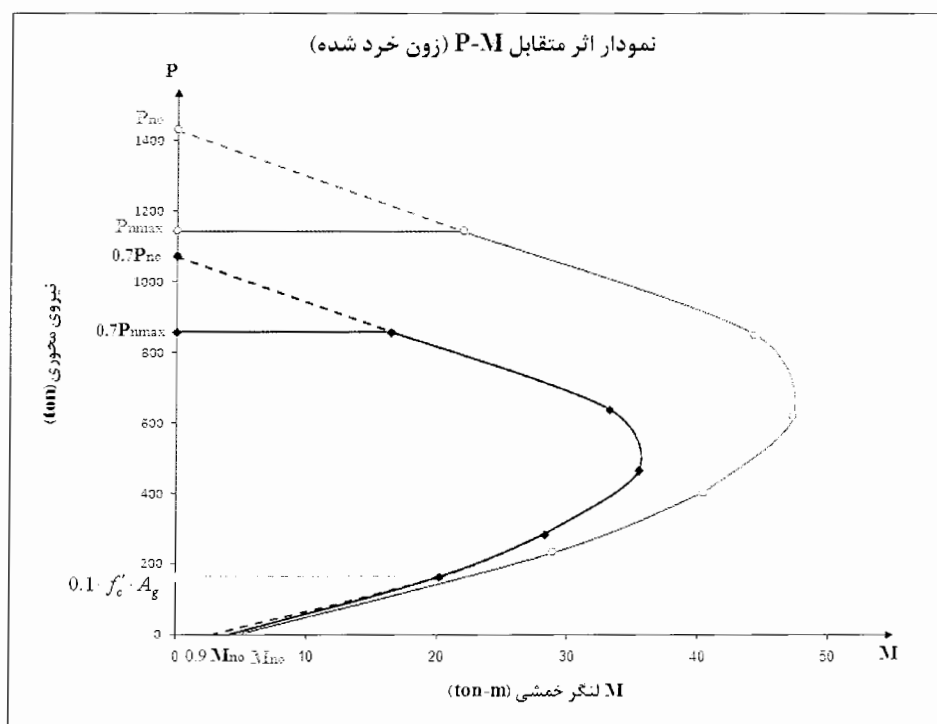
۲۵ cm	ضخامت پوشش (سگمنت)
500 kg/cm^2	مقاومت فشاری بتن
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم فولاد
۸φ10 در ۱۳۰ cm (عرض سگمنت)	آرایش آرماتوربندی طولی (خمشی) مقطع
۳ cm	ضخامت پوشش بتن روی آرماتور



شکل ۲۴-۵ نمودار اثر متقابل مقطع پوشش نواحی خرد شده

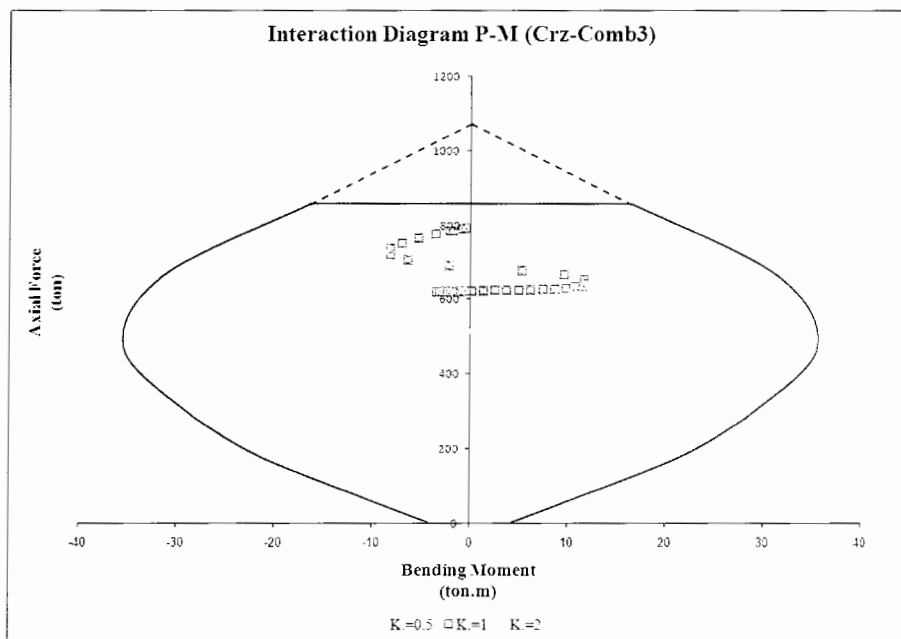
با اعمال مقررات ایمنی آیین نامه ACI (اعمال ضریب ϕ) و کاهش ظرفیت مقطع، تاثیر آن

بر روی نمودار اثر متقابل به صورت شکل ۲۵-۵ می باشد.



شکل ۲۵-۵ اعمال ضرایب ایمنی بر مقاومت نهایی مقطع پوشش زون خرد شده

در زون Crz به ازاء ترکیبات بارگذاری‌های مختلف و در ضرایب تنش‌های ۰/۵، ۱، ۲ پایداری پوشش بررسی شده است که در شکل ۲۶-۵ نشان داده شده است.



شکل ۲۶-۵ بررسی پایداری مقطع پوشش زون خرد شده (Crz)

همانطور که در شکل‌های ۲۶-۵ مشخص است ترکیب‌های لنگر خمشی و نیروی محوری وارده بر پوشش در زون Crz در داخل نمودار اثر متقابل قرار می‌گیرد لذا پوشش انتخاب شده برای این نواحی، مناسب است.

فصل ششم

جمع بندی، نتیجه گیری و پیشنهادات

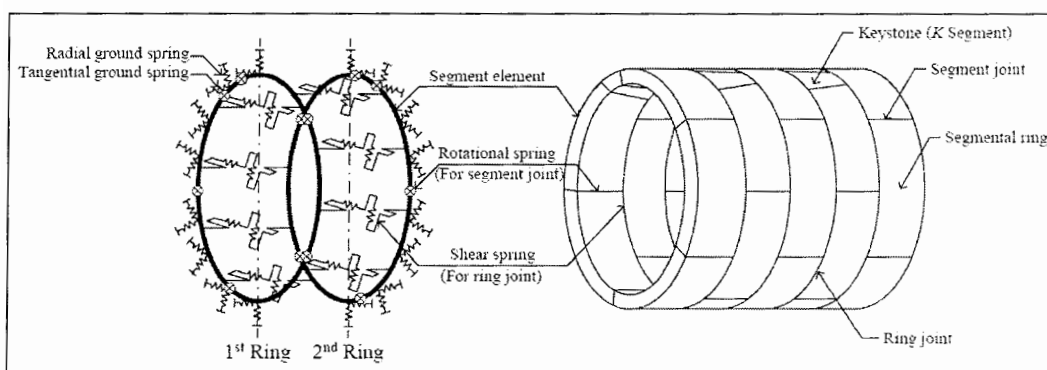
۶-۱ جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

- نتایج بدست آمده از روش همگرایی-همجواری:
 - مقایسه منحنی واکنش زمین حاصل از روش Carranza-Torres (هوک-براون) و روش Duncan Fama (موهر-کولمب)، نشان می‌دهد که محدوده الاستیک در معیار هوک - براون کمتر از معیار موهر-کولمب است و زمین زودتر وارد محدوده پلاستیک می‌شود.
 - با توجه به منحنی GRC و مقادیر حداکثر همگرایی بدست آمده در زون‌های مختلف، روش Carranza-Torres (هوک-براون) و روش Duncan Fama (موهر-کولمب) به ترتیب حد بالا و حد پایینی از روند همگرایی زمین را نشان می‌دهند. همچنین می‌توان منحنی GRC حاصل از روش عددی را به عنوان حد واسط روش‌های تحلیلی در نظر گرفت.
 - با مقایسه منحنی LDP حاصل روش هوک و روش Panet می‌توان به این نکته اشاره کرد که طراحی براساس روش هوک موجب تخمین بیشتر بار روی سیستم نگهداری شده و در جهت افزایش ایمنی می‌باشد.
 - مقدار سختی پوشش با وجود مفاصل (درزهای سگمنت) کاهش می‌یابد که این مطلب از مقایسه دو روش (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000 & AFTES, 2001) کاملاً مشهود است.
- روش‌های مبتنی بر طبقه‌بندی توده سنگ (RMR و Q) تاثیر مچاله شونده را در محاسبه فشار زمین لحاظ نمی‌کنند ولی در روش ترزاقی، مقدار بار وارد بر نگهدارنده با توجه به ارائه مقادیر متفاوت بارسنگ بسته به نوع رفتار توده سنگ (از سنگ بسیار سخت و یکپارچه تا سنگ لهیده و آماسی) محاسبه می‌شود. روش همگرایی-همجواری نیز تاثیر مچاله شونده را بواسطه تغییر شکل‌های بزرگ در میزان بار وارده بر سیستم نگهدارنده در نظر می‌گیرد.
- پتانسیل مچاله شونده سنگ در برگیرنده تونل در زون‌های مختلف، با استفاده از روش‌های کمی و کیفی بررسی شد که در نتیجه آن، زون Crz در همه روش‌ها در شرایط مچاله شونده زیاد قرار گرفت.

- نتایج حاصل از بررسی فشار آب زیرزمینی، کاهش زیاد فشار آب زیرزمینی را در شرایط پوشش نفوذ پذیر را نشان می‌دهد.
- نیروی‌های نفوذی ناشی از جریان آب زیرزمینی تاثیر قابل توجهی بر جابجایی شعاعی تونل داشته و سبب گسترش ناحیه پلاستیک در اطراف تونل می‌شود.
- با فرض شرایط مفصلی برای درزهای سگمنت، لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش کاهش می‌یابد.
- لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش در شرایط هیدرواستاتیک ($K=1$) کاهش می‌یابد.

۲-۶ پیشنهاد

جهت کارهای پژوهشی آتی در قالب پایان نامه و ... ، تحلیل و بررسی سه بعدی پوشش‌های سگمنتی با استفاده مدل تیر- فنر پیشنهاد می‌شود (شکل ۱-۶).



شکل ۱-۶ نمایی از مدل تیر- فنر برای پوشش‌های سگمنتی

در تحلیل سه بعدی پوشش‌های سگمنتی، می‌توان به جای تحلیل یک حلقه از سگمنت‌ها، از دو رینگ متوالی استفاده نمود که در این حالت پوشش سگمنتی در امتداد طول تونل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

در استفاده از مدل تیر- فنر در شرایط سه بعدی، اگر دو رینگ متوالی از پوشش سگمنتی را در نظر بگیریم این مدل به صورت شکل ۱-۶ خواهد بود که علاوه بر فنرهای شعاعی و مماسی و فنرهای پیچشی، از فنرهای برشی برای نشان دادن درزهای پیرامونی سگمنت (درز بین دو رینگ) استفاده می‌شود.

فصل هفتم

منابع و پیوست‌ها

۷-۱ فهرست الفبایی منابع

۷-۱-۱ منابع فارسی

بهنیا، ابوالحسن و بهنیا، کامبیز. (۱۳۷۳)، "بناهای زیرزمینی". چاپ اول، انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۷۳

دهقانیان، مهدی. رفیعا، فرزانه. (۱۳۸۲)، "برآورد فشار آب زیرزمینی بر پوشش نهایی تونل تحت فشار کوه‌رنگ III"، ششمین کنفرانس تونل ایران، دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ص ۱۴۷-۱۴۱.

سازمان زمین‌شناسی و اکتشافات معدنی کشور، (۱۳۷۷)، "نقشه زمین‌شناسی ایران، مقیاس ۱:۱۰۰،۰۰۰ - برگه تهران".

طاحونی، شاپور. (۱۳۷۰) "طراحی سازه‌های بتن مسلح". چاپ چهارم، انتشارات دهخدا

فهیمی فر، احمد. (۱۳۷۶)، "سازه‌های زیرزمینی در سنگ"، چاپ اول، آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک وزارت راه و ترابری.

قارونی نیک، مرتضی و همزه ابیازنی، مرتضی. (۱۳۸۰)، "نگهداری حفاریات زیرزمینی در سنگ‌های سخت"، چاپ اول، مؤسسه علمی-فرهنگی نص.

مؤسسه جغرافیایی ایران، (۱۳۸۰). "اطلس راه‌های ایران"، مؤسسه جغرافیایی و کارتوگرافی و گیتاشناسی

مؤسسه مهندسی مشاور ساحل، (۱۳۸۵) "گزارش خدمات مهندسی تونل انتقال آب از سد امیرکبیر به تصفیه‌خانه شماره ۶ تهران".

وفائیان، محمود. (۱۳۷۶)، "خواص مهندسی سنگ‌ها، تئوری‌ها و کاربردهای اجرایی". چاپ اول، نشر ارکان اصفهان.

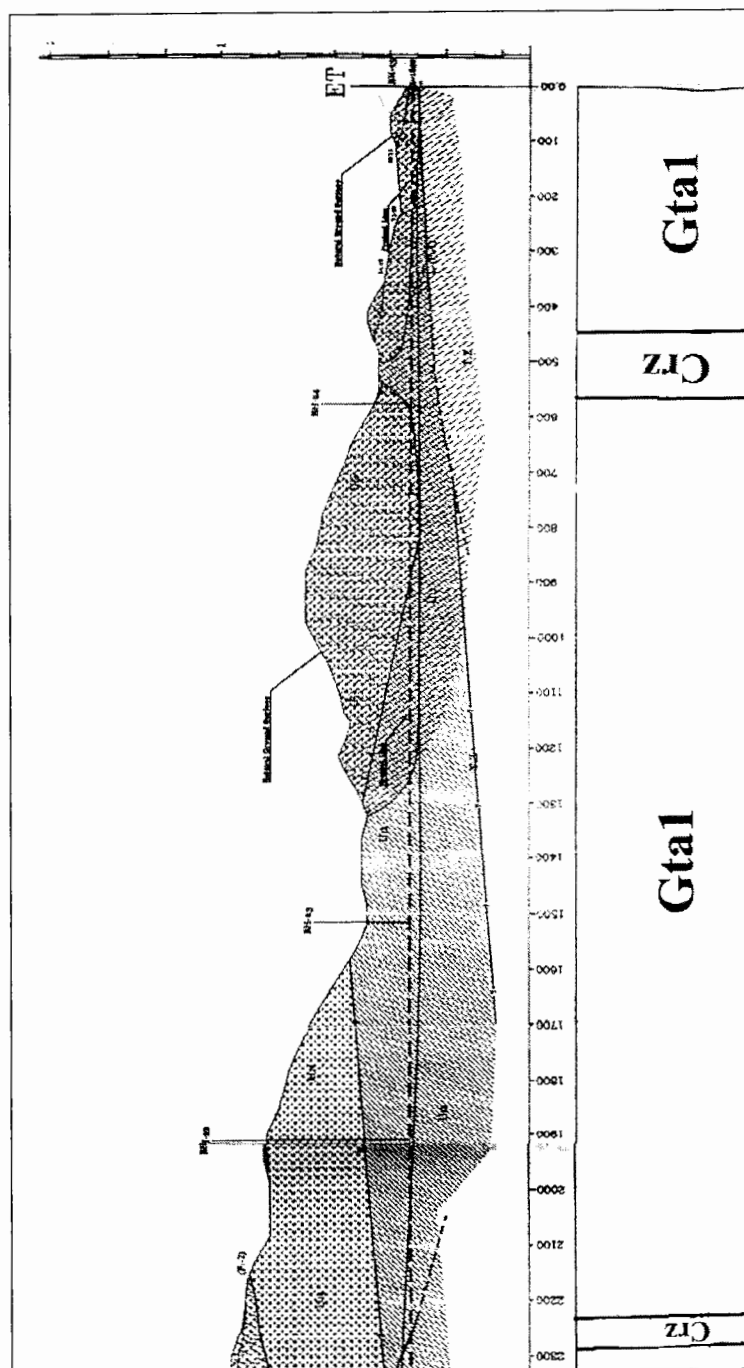
۷-۱-۱ منابع انگلیسی

- American Society of Civil Engineers (ASCE) (1989), "**Civil Engineering Guideline for Planning and Designing Hydroelectric Developments**", Energy Division of the American Society of Civil Engineers, ASCE, New York, Vol. 2
- Bickel J.O. & Kuesel, T.R. (1996), "**Tunnel Engineering Handbook**", Second edition, New York, USA
- Bilfinger, W. (2000), "**Design procedures for groundwater loads on tunnel linings**", I.T.A. Working Group No. 2, International Tunnelling Association
- Bobet, A. (2001), "**Analytical solutions for shallow tunnels in saturated ground**". Journal of Engineering Mechanics, Vol. 127, No. 12, Pages. 1258-1266
- Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C. (2000), "**Application of The Convergence - Confinement Method of Tunnel Design To Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion**". Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 15, No. 2, pp. 187-213,
- Carranza-Torres, C. (1999), "**The Elasto-Plastic Response of Underground Excavations in Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion**"., Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., Vol 36, pp. 777-809,
- Computers and Structures Inc. (CSI), (2005), "**SAP2000® Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures**". Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA
- Ding, W. Q. & Yue, Z. Q., (2004), "**Analysis of Shield Tunnel**", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, no 28, pp.5791.
- Edelbro, C., (2004), "**Evaluation of rock Mass Strength Criteria**", Luna University of Technology, <http://epubl.ltu.se/>
- Hefny, A.M. & Tan, F.C. & Macalevey N.F. (2004), "**Numerical Study on the Behavior of Jointed Tunnel Lining**". Journal of the Institution of Engineers, Singapore, Vol. 44, Issue.1, pp. 107-118,
- Hoek, E. & Carranza-Torres, C., (2002), "**HOEK-BROWN Failure Criterion – 2002 Edition** ", Rocscience Inc,
- Hoek, E. (2000), "**Rock Engineering**", Evert Hoek Consulting Engineer Inc., www.rocscience.com

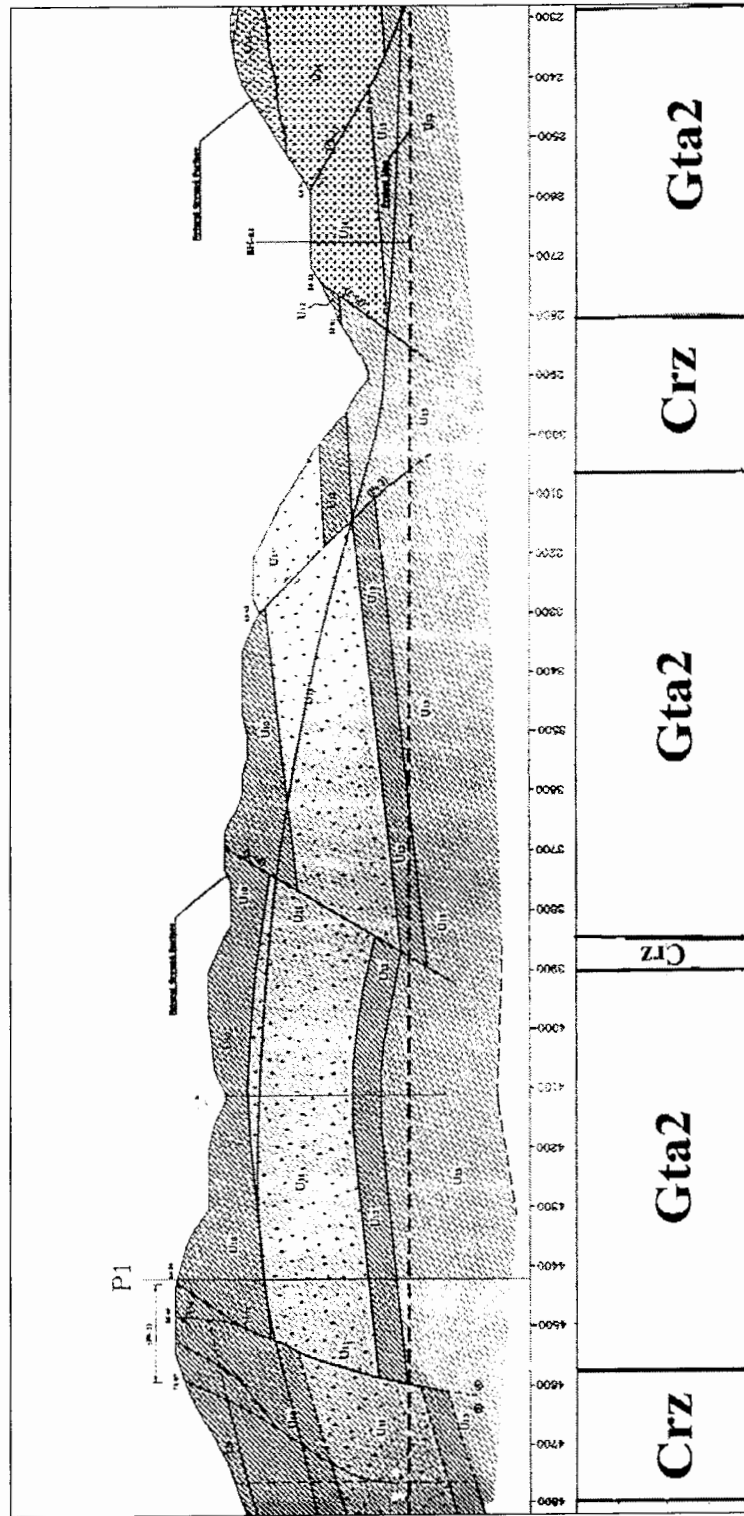
- I.T.A. Working Group No. 2, International Tunnelling Association, (2000), "**Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining**", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, Number 3, Pages 303-331.
- Itasca Consulting Group. Inc, (2002), "**FLAC 3D User's Guide (Version 3.0)**", Minneapolis, Minnesota, USA
- Itasca Consulting Group. Inc, (2004), "**FLAC User's Guide (Version 4.0)**", Minneapolis, Minnesota, USA
- Kim, H.J. (1997) "**Estimation for tunnel lining loads**", PhD Thesis in Geotechnical Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta.
- Klappers, C. & Gröbl, F. & Ostermeier B. (2006). "**Structural Analyses of Segmental Lining – Coupled Beam and Spring Analyses Versus 3D - FEM Calculations with Shell Elements**", Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 21, Issues 3-4, Pages 254-255
- Koyama, Y., (2005), "**Present status and technology of shield tunneling method in Japan**", Tunnelling and Underground Space Technology 18 (2003) 145–159
- Kumar, P. & Singh, B. (1990), "**Design of reinforced concrete lining in pressure tunnels, considering thermal effects and jointed rockmass**", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 5, Issues 1-2, 1990, Pages 91-101
- Leca, Eric. & Leblais, Yann. & Kuhnhehn, Karl. (2000), "**Underground Works in Soils and Soft Rock Tunneling**", International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Vol. 1 pp 220-268
- Lee, K. M. & Hou, X. Y. & Ge, X. W. and Tang, Y., (2001), "**An Analytical Solution for a Jointed Shield-Driven Tunnel Lining**", International Journal For Numerical and Analytical Methods In Geomechanics, no 25, pp. 365–390
- Lee, Seok-Won. & Jung, Jong-Won & Nam, Seok-Woo & Lee, In-Mo (2006), "**The influence of seepage forces on ground reaction curve of circular opening**", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 22, pp. 28–38
- National Institute of Building Sciences (NIBS), (2004), "**NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures (FEMA 450) 2003 Edition, Part 1: PROVISIONS**", Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, National Institute of Building Sciences Washington, D.C.,

- Okano, N. & Konishi, S. & Kobayashi, K. & Koenuma, A. & Ohishi, K. & Dan, A. (2001) "**Reasonable Design Method of Shield Tunnel Lining Under Internal Water Pressure**", Modern Tunneling Science and Technology: Proceedings of the International Symposium on Modern Tunneling Science and Technology. October, 2001.
- Oreste, P. P., (2003), "**Analysis of Structural Interaction in Tunnels Using the Convergence - Confinement Approach**". Tunnelling and Underground Space Technology vol. 18, pp. 347-363,
- Panet, M., (2001), "**Recommendations on The Convergence-Confinement Method**", AFTES, Approved by Technical Committee on 14/11/2001.
- Plizzari, G.A. & Tiberti, G. (2006), "**Steel Fibers as Reinforcement for Precast Tunnel Segments**", Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 21, Issues 3-4, May-July 2006, Pages 437-439
- Raymond, W. Henn, (1996), "**Guide to Grouting of Underground Structures**", Thomas Telford Publication, London, UK
- Rocscience Inc. (2002), "**RocLab User's Guide**", www.rocscience.com
- Rocscience Inc. (2005), "**RocSupport Tutorial Manual**", www.rocscience.com
- Singh, B. & Goel, R.K & Jetwa, J.L. & Dube, A.K. (1997), "**Support Pressure assessment in Arched Underground Opening through Poor Rock Masses**", J. Engineering Geology, Vol. 48, Pages 59-81.
- Sinha, R.S, (1989), "**Underground Structures Design and Instrumentation**", Amsterdam, Netherlands, Elsevier
- Sramoon, A. & Okazaki, M. & Sugimoto, M., "**Shield tunnel lining analysis taking into account lining and ground interaction**", The Engineering Institute of Thailand under H.M. the King's Patronage (EIT) www.eit.or.th
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE), (1997), "**Engineering and Design Tunnels and Shafts in Rock (Engineer Manual 1110-2-2901)**", Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Washington D.C. 20314-1000
- University of Illinois, (1968), "**Design of tunnel liners and support systems**", Prepared for U.S. Dep. of Transportation, Vol. 1, Illinois university publication. USA
- Yao, D.T.C & Chao, H.C & Guo, J.H. (2006), "**Earth Pressure on Linings of Shield Tunnel**", GSP (155), ASCE

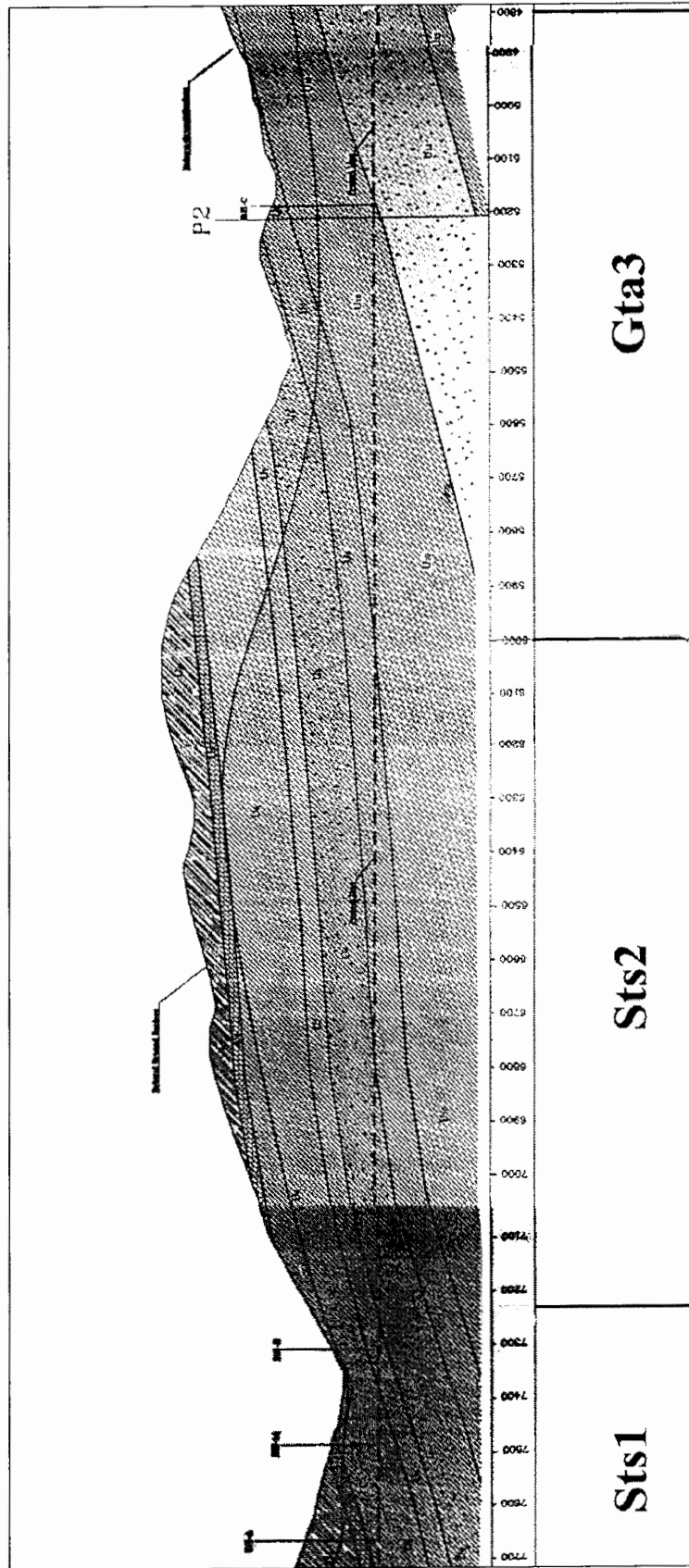
۲-۷ پیوست (۱): مقاطع طولی تونل انتقال آب کرج (قطعه ET-K')



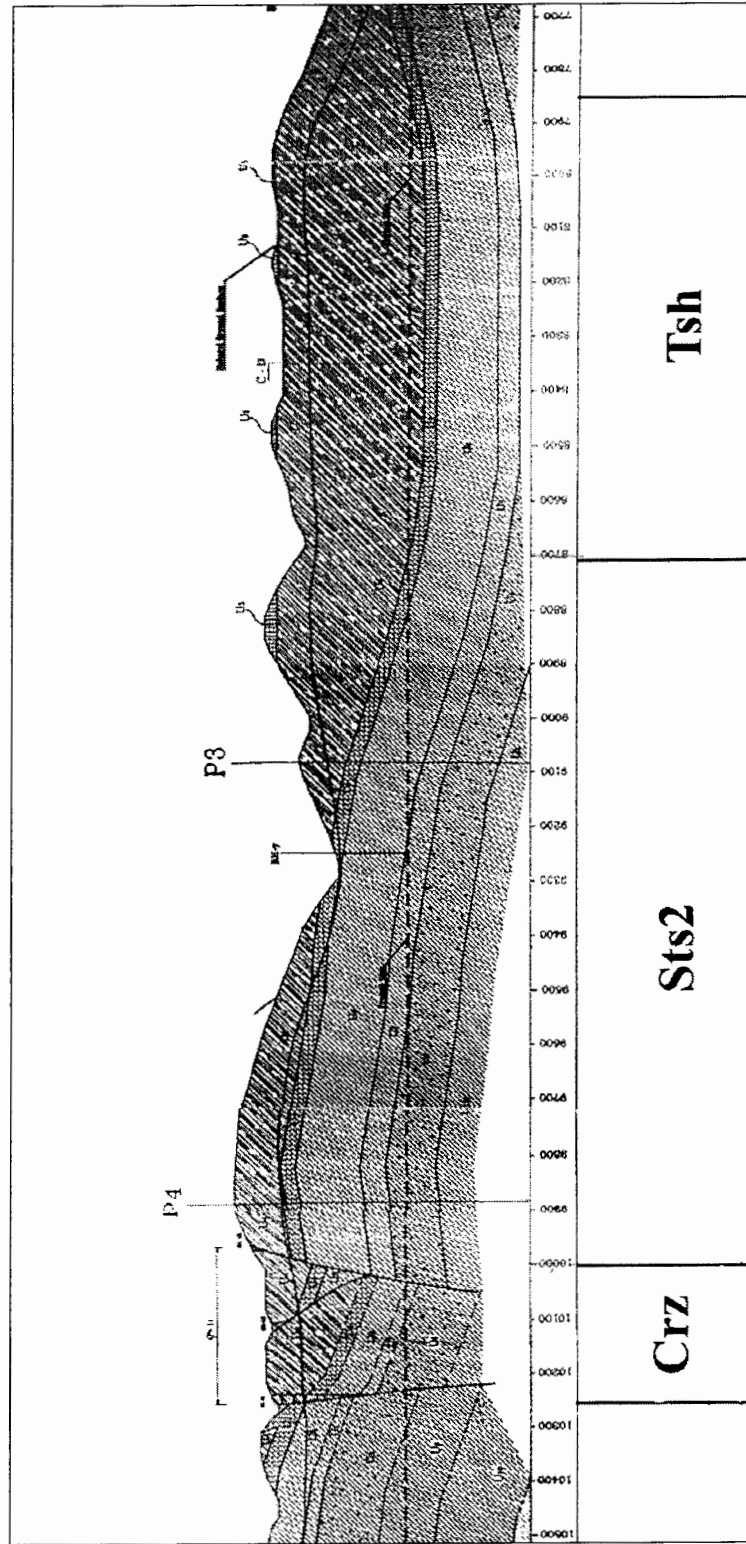
شکل ۱-۷ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۰-۲۳۰۰ m)



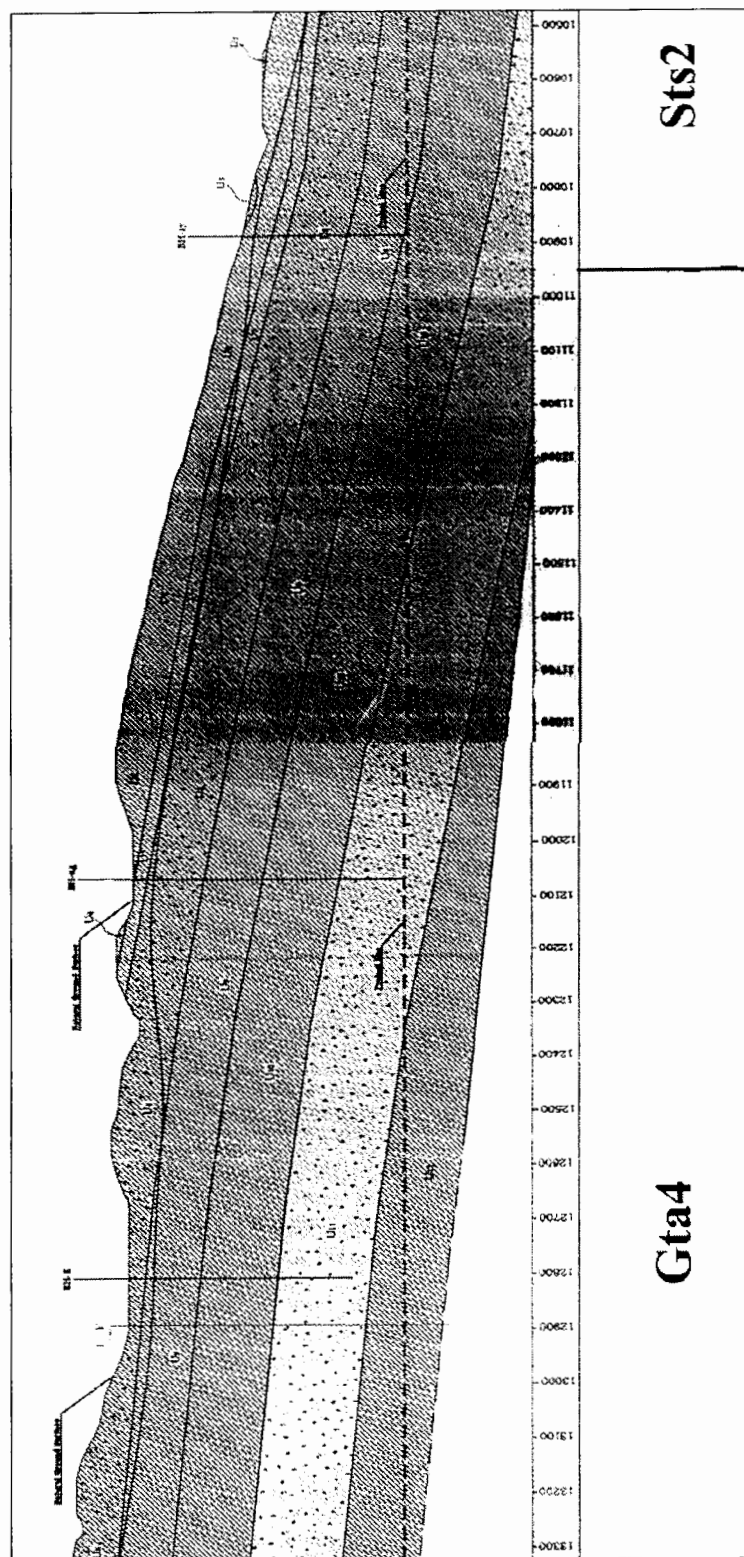
شکل ۲-۷ مقطع طولی قطعه ET-K تونل انتقال آب کرج (۴۸۰۰-۲۳۰۰ m)



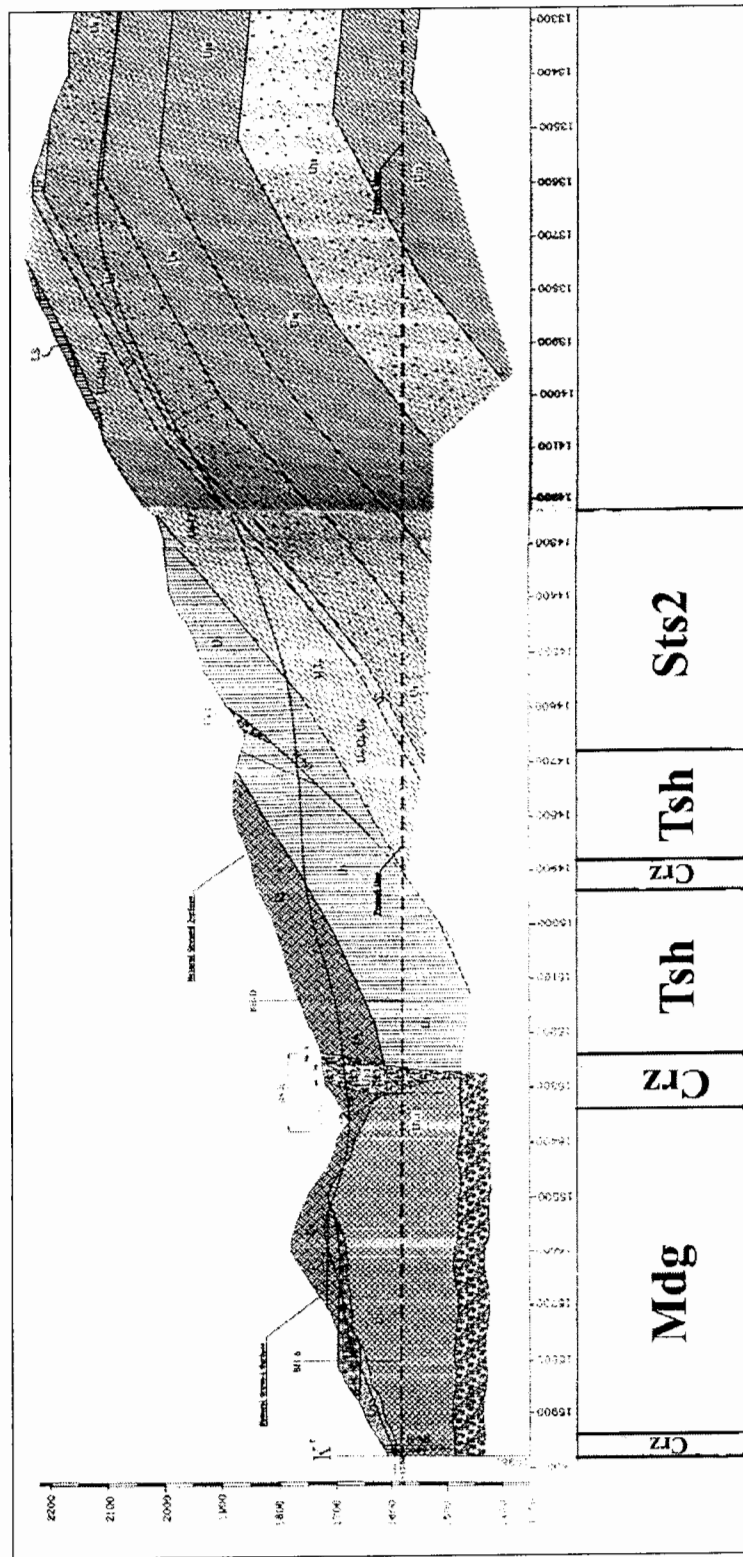
شکل ۳-۷ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۷۷۰۰-۴۸۰۰ m)



شکل ۴-۷ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۱۰۵۰۰-۱۰۷۰۰۰ m)

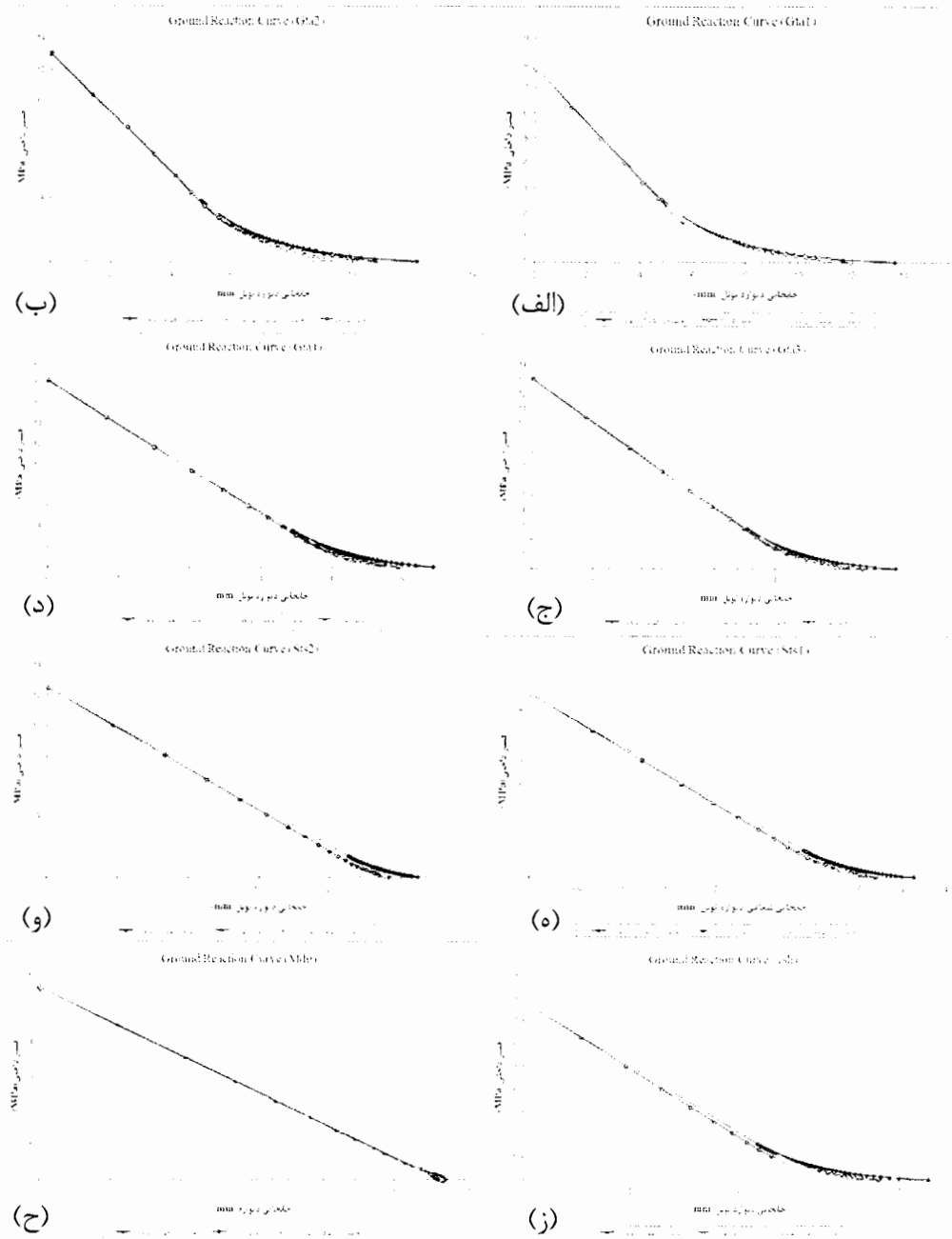


شکل ۵-۷ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۱۰۵۰۰-۱۳۳۰۰ m)



شکل ۶-۷ مقطع طولی قطعه ET-K' تونل انتقال آب کرج (۱۳۳۰۰-۱۵۹۸۰ m)

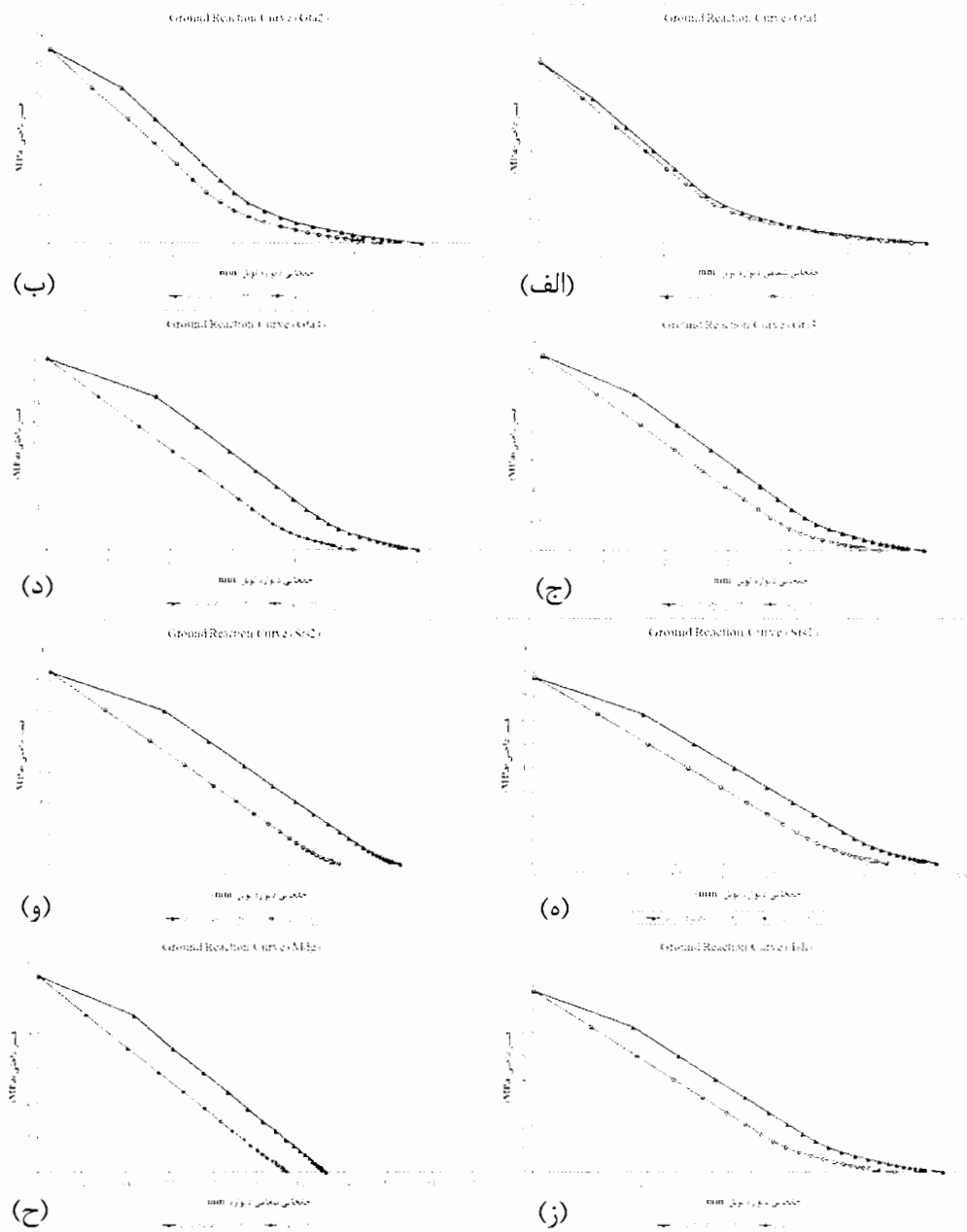
۳-۷ پیوست (۲): منحنی واکنش زمین برای زون‌های مختلف



شکل ۷-۷ منحنی GRC زمین برای زون‌های مختلف

(الف) Gta1 (ب) Gta2 (ج) Gta3 (د) Gta4 (ه) Sts1 (و) Sts2 (ز) Tsh (ح) Mdg

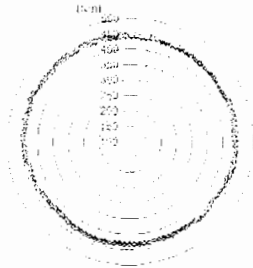
۴-۷ پیوست (۳): اثر آب زیرزمینی بر منحنی GRC در زون‌های مختلف



شکل ۸-۷ اثر آب زیرزمینی بر منحنی GRC در زون‌های مختلف
 الف) Gta1 (ب) Gta2 (ج) Gta3 (د) Gta4 (ه) Sts1 (و) Sts2 (ز) Tsh (ح) Mdg

۵-۷ پیوست (۴): توزیع لنگر خمشی و نیروی محوری پوشش در زون‌های غیرخردشده

Axial Force distribution (Gta2-Comb3)



(ب)

Bending moment distribution (Gta2-Comb3)



(الف)

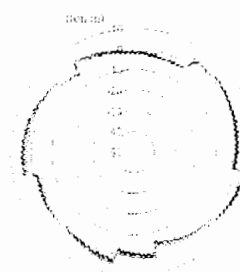
شکل ۹-۷ توزیع (الف) لنگر خمشی (ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Gta2

Axial Force distribution (Gta3-Comb3)



(ب)

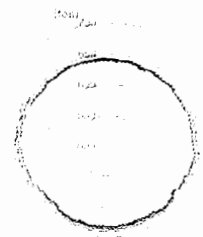
Bending moment distribution (Gta3-Comb3)



(الف)

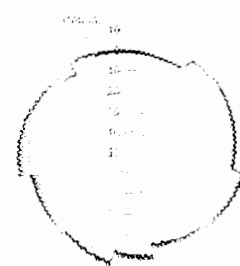
شکل ۱۰-۷ توزیع (الف) لنگر خمشی (ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Gta3

Axial Force distribution (Gta4-Comb3)



(ب)

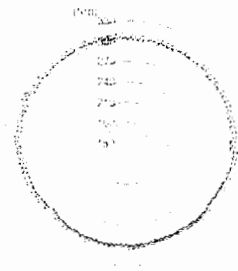
Bending moment distribution (Gta4-Comb3)



(الف)

شکل ۱۱-۷ توزیع (الف) لنگر خمشی (ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Gta4

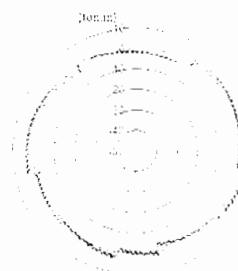
Axial Force distribution (Sts1-Comb3)



(ب)

→K-2 →K-1 →K

Bending moment distribution (Sts1-Comb3)



(الف)

→K-2 →K-1 →K

شکل ۷-۱۲ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Sts1

Axial Force distribution (Sts2-Comb3)



(ب)

→K-2 →K-1 →K

Bending moment distribution (Sts2-Comb3)

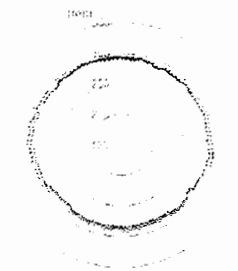


(الف)

→K-2 →K-1 →K

شکل ۷-۱۳ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Sts2

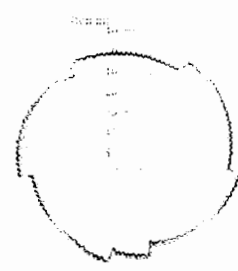
Axial Force distribution (Tsh-Comb3)



(ب)

→K-2 →K-1 →K

Bending moment distribution (Tsh-Comb3)



(الف)

→K-2 →K-1 →K

شکل ۷-۱۴ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Tsh

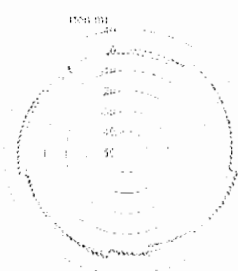
Axial Force distribution (Mdg-Comb3)



(ب)

→K-2 →K-1 →K

Bending moment distribution (Mdg-Comb3)



(الف)

→K-2 →K-1 →K

شکل ۷-۱۵ توزیع الف) لنگر خمشی ب) نیروی محوری ایجاد شده در پوشش در Comb3 برای زون Mdg

Abstract

The overall goal of this thesis is Estimation of the load on segment structure of Karaj water conveyance tunnel in different zones and its stability assessment.

At first for this purpose, the convergence of tunnel wall and its interaction with lining have been examined by using Convergence – Confinement method and through this way the amount of the load on the support system has been calculated.

Moreover the pressure of rock mass on the support system has been computed by using the empirical methods such as Terzaghi's theory and the methods based on classification of rock masses (Q and RMR method).

Whereas the Karaj water conveyance tunnel is located under the groundwater level, the pressure on lining due groundwater has been determined along the route of tunnel. Furthermore the influence of seepage forces due to groundwater flow on ground reaction curve (GRC) has been examined. Also loading caused by inner water pressure and weight of lining has been calculated.

After determination of the loading on lining, the member forces in lining have been determined and compared together in two different states (1- considering hinge conditions and 2- allocating of rotation stiffness into joints of segment in a ring) by using and software SAP2000.

Finally the structure stability of lining has been examined by using Interaction Diagram of Axial force and Bending moment.

Keywords:

Karaj water conveyance tunnel, Segment, Overburden, Groundwater Pressure, Stability analysis, Beam – Spring model